

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de De Génie Civil & Hydraulique

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de  
Master 2

Spécialité : Etude et Contrôle Des Bâtiments et Des Routes  
(ECBR)

Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+5) En Zone Sismique IIa  
(W.Mila) a usage d'habitation*

*«Portique Contreventé par Des Voiles»*

**Présenté par :**

❖ *Mim Ali*

❖ *Djediai Ismail*

***Soumis au jury composé de :***

***Examineur : Djireb Samir (M A A)***

***Examineur : Labadi Mohamed Salem (M A A)***

***Encadreur :Dr. ZenkhriAbdelrezak***

***Année Universitaire: 2020 / 2021***

# TABLE DES MATIERES

<u>TABLE DES MATIERES</u> .....	<u>i</u>
<u>Remerciements</u> .....	<u>iii</u>
Listes des sigles et abreviations .....	vi
<u>LISTE DES TABLEAUX</u> .....	<u>v</u>
<u>LISTE DES FIGURES ET DIAGRAMMES</u> .....	<u>vi</u>
DEDICACE.....	vii
المخلص	vii
Résumé .....	ix
<u>ABSTRACT</u> .....	<u>x</u>
<b>1-INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
1-1- INTRODUCTION:.....	02
<b>2-PRESENTATION GENERALE DU PROJET</b> .....	<b>03</b>
2.1- Dimensions en élévation .....	04
2.2- Dimensions en plans .....	04
<b>3- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b> .....	<b>09</b>
3.1- Définition .....	10
3.1- .1 État limite ultime: (ELU) .....	10
3.1.2 État limite de service (ELS) .....	10
3.2.2- Dimensionnement des différents éléments .....	15
3.2- Le Béton.....	10
3.2.1- Dosage du béton.....	11
3.2.2- Résistances mécaniques du béton .....	11
3.2.3- Contrainte limite.....	12
3.3- Acier.....	14
3.3.1- Définition... ..	14
3.3.2- Caractéristiques mécanique.....	14
3.3.3- Contrainte limite .....	14
3.4- Actions et sollicitations .....	16
3.4.1- Définition .....	16
3.5- Hypothèses de calcul.....	16
3.5.1-Calcul aux états limites de services .....	16
3.5.2- Calcul aux états limites ultime .....	16
<b>4- LE REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS</b> .....	<b>18</b>
4.1- Les planchers .....	19
4.2- Les poutrelles .....	19
4.3- Les poutres .....	20
4.3.1- Poutre principale .....	20
4.3.2- Les poutres secondaires .....	20
4.4- Evaluation de charge .....	21
4.4.1- Plancher étage courant .....	22
4.5- Prédimensionnement des poteaux .....	23
4.5.1- La descente de charge .....	23
4.5.2- Les conditions du R.P.A .....	27

4.6- Redimensionnement des voiles .....	27
<b>5- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE</b> .....	<b>28</b>
5.1- L'acrotère .....	29
5.1.1- Définition .....	29
5.1.2- Présentation .....	29
5.1.3- Evaluation des charges .....	30
5.1.4- vérification sous l'effet de séisme .....	30
5.1.5- Calcul des sollicitations .....	30
5.1.6- Ferrailage .....	33
5.1.7- Vérification à l'ELS .....	35
5.1.8- Vérification des contraintes .....	36
5.2- plancher .....	39
5.2.1- Calcul des planchers .....	39
5.2.2- Calcul de ferrailage .....	49
5.2.3- Vérification des contraintes .....	50
5.2.4- Calcul des armatures transversals .....	52
5.2.5- Vérification de l'effort tranchant .....	52
5.2.6- Armature transversal .....	52
5.2.7- Diamètre et espacement des At .....	52
5.3- Calcul Des Escaliers .....	54
5.3.1- Prédimensionnement des escaliers .....	55
5.3.2- Evaluation des charges .....	56
5.3.3- Calcul des sollicitations .....	57
5.3.4- Calcul de ferrailage .....	58
5.3.5- Vérification à E.L.S .....	59
5.3.6- Calcul de fleche .....	60
5.4- Etude de la poutre paliers .....	64
5.4.1- Evaluation des charges .....	64
5.4.2- Etude de la poutre paliers à la flexion .....	64
5.4.3- Calcul de ferrailage .....	65
5.4.4 Etude de la poutre palière à la torsio... .....	65
5.4.5- Armature transversal .....	66
5.4.6- Les verifications .....	67
5.4.7- Vérification à l'E.L.S .....	67
5.5- Etude de balcon .....	69
5.5.1- Evaluation des charges .....	69
5.5.2- Calcul des sollicitations .....	70
5.5.3- Calcul de ferrailage .....	70
<b>6- ETUDE SISMIQUE</b> .....	<b>73</b>
6.1- Objectifs de l'étude sismique .....	74
6.2- choix de la méthode de calcul .....	74
6.2.1- la méthode statique équivalente .....	75
6.2.2- Etude dynamique .....	81
6.2.2.1- Présentation de logiciel l'Robot Millennium v.17.5 .....	81
6.2.2.2- Analyse et conception structurales .....	82

<b>7- CALCUL DES ELEMENTS PORTEURS</b> .....	<b>95</b>
7.1- Calcul des poutres .....	96
7.1.1- Les combinaisons de calcul .....	96
7.1.2- Ferrailage longitudinal .....	96
7.2- Calcul des poteaux .....	112
7.2.1- Ferrailage des poteaux .....	112
7.3- Calcul du voile .....	122
7.3.1- Procédé de calcul .....	122
7.3.2- Aciers Verticaux .....	122
7.3.3- Aciers Horizontaux .....	123
7.3.4- Armatures de coutures .....	124
7.3.5- Combinaison d'action.....	124
7.3.6-Ferrailage minimale .....	124
7.3.7-Espacement: RPA99 (Art 7.7.4.3) .....	125
7.3.8-Vérification des contraintes .....	125
<b>8- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b> .....	<b>136</b>
8.1- Fonctions assurées par les fondations .....	137
8.2- Classification de la fondation.....	138
8.3- Choix de type de fondation... ..	138
8.4- Détermination du type de fondation.....	138
8.5- Calcul des semelles filantes .....	138
8.5.1- système sous 4 poteaux (08, 11,14,17) .....	139
8.5.1.1- Les données pour chaque Poteau... ..	140
8.5.1.2- Dimensionnement géométriques .....	140
8.5.1.3- Flexion longitudinale Sens YY .....	141
8.5.1.4- Flexion transversale Sens XX .....	144
8.5.1.5- Vérification au renversement selon RPA 99/version 2003 .....	145
<b>9- CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>147</b>
<b>10- BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>149</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 : Evaluation de charge(Plancher terrasse inaccessible) .....	21
Tableau 2: Evaluation de charge(Plancher étage courant) .....	22
Tableau 3: Evaluation de charge(Remplissage extérieur) .....	23
Tableau 4: charge.P et EX (Poteau centrale).....	24
Tableau 5 : charge.P et EX (Poteau centrale).....	25
Tableau 6 : récapitulative .....	27
Tableau 7 : Calcul du moment fictif.....	33
Tableau 8 : Calcul des moments réduits.....	34
Tableau 9 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section.....	34
Tableau 10 : Détermination de la section théorique des aciers tendus.....	34
Tableau 11: Armatures de repartition.....	34
Tableau 12 : Calcul du Facteur de qualité (Q) .....	79
Tableau 13: Calcul de poids propre de la structure .....	80
Tableau 14: Excentricité accidentelle : RPA 99/v2003(4.2.7).....	86
Tableau 15: Facteur de participation modale .....	86
Tableau 16: Cas des contraintes .....	97
Tableau 17: Les Données des Poutres principales En travée .....	97
Tableau 18: Les Données des Poutres principales En appuis.....	98
Tableau 19: Vérification de la contrainte de cisaillement .....	102
Tableau 20: Vérification des contraintes .....	102
Tableau 21: Vérification de la fleche .....	103
Tableau 22: Les Données des Poutres secondaire En travée.....	104
Tableau 23: Les Données des Poutres secondaire En appuis .....	105
Tableau 24: recapitulative .....	111
Tableau 25: Détermination de la section des aciers .....	126
Tableau 26: Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P1) .....	128
Tableau 27: Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P2) .....	130
Tableau 28: Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P3) .....	131

## LISTE DES FIGURES ET DIAGRAMMES

Figure 1 : Plan RDC .....	06
Figure 2 : Plan ETAGE .....	07
Figure 3 : Coupe AA .....	08
Figure 4 : Diagramme parabole rectangle Contraintes -Déformationsdu béton: .....	12
Figure 5 : diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire: .....	13
Figure 6 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier .....	15
Figure 7 : Diagramme de déformation limite de la section .....	17
Figure 8 : Plancher terrasse inaccessible .....	21
Figure 9 : Plancher étage courant .....	22
Figure 10 : Remplissage extérieur .....	22
Figure 11: Coupe transversale de l’acrotère .....	29
Figure 12 : Coupe transversale et longitudinale de l’acrotère .....	38
Figure 13: Coupe transversale de l’acrotère .....	53
Figure 14: Ferrailage des escaliers .....	63
Figure 15: Ferrailage de la poutre palière .....	68
Figure 16: Ferrailage du balcon .....	72
Figure 17: VUE EN PLAN .....	83
Figure 18: VUE N°01 .....	84
Figure 19: VUE N°02 .....	85
Figure 20: système sous 4 poteaux (08, 11,14,17) .....	139
Figure 21: Semelle filante sous 4poteaux .....	139
Figure 22: Flexion longitudinale Sens YY .....	141
Figure 23: Calcul des contraintes .....	142
Figure 24: Les résultats obtenus sont représentés sous forme de diagramme .....	143
Figure 25: Diagramme des moments en KN .m .....	143
Figure 26: Semelle filante sous voile .....	145

## ***REMERCIEMENTS***

Nous tenons dans un premier temps à remercier DIEU tout puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de nous avoir permis d'en arriver là. Nous adressons nos vifs remerciements à nos encadreurs : Mr Zenkhri Abdelrazek ; qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer .

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

## *DEDICACES*

Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mes chères sœurs

Mes amis.

Tous ce qui m'aiment et que j'aime.

## الملخص

---

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة وتتكون هذه البناية من طابق أرضي و خمسة (5) طوابق سكنية ، من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي طبقا للمعايير المقاومة للزلازل والواقعة في ولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (Ila) RPA99/version2003. أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

## RESUME

---

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+5) contreventée par voiles à usage d'habitation , La structure est implantée à wilaya de Mila zone de sismicité élevée (zone Ila). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

## ABSTRACT

---

This project consists mainly of the dynamic study of a structure (R + 5) braced by sails for residential use. The structure is located in the Wilaya of Mila, a zone of high seismicity (zone IIa). The study complies with the Algerian Parasismic Rules 99 modified in 2003

The dimensioning as well as the reinforcement of the elements were made in accordance with the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), by applying the BAEL91.

***CHAPITRE 1 :***  
***INTRODUCTION GENERALE***

### Introduction :

*L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant une régularité en plan ; l'ossature est en poteaux poutres contreventé par voiles.*

*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 par éléments finis **(Robot millénium v.17.5)** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91**, le **CBA93** et le **RPA99/V2003***

***CHAPITRE 2 :***  
***PRESENTATION GENERALE DU***  
***PROJET***

## **1.Présentation du projet :**

*Le projet proposé à l'étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce implanté à W. Mila qui est classé selon le RPA99/version2003 comme étant une zone de sismicité (ZONE IIa), et en groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne)*

## **Caractéristiques de la structure :**

### **2.1 Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale de bâtiment ..... $H = 19.55m.$
- Hauteur de RDC..... $h = 4.25m.$
- Hauteur d'étage courant .....  $h = 3.06m.$

### **2.2 Dimensions en plans:**

- Longueur totale..... $L_{long} = 21.00m.$
- Largeur totale .....  $L_{trans} = 9.55m$

## **Eléments de l'ouvrage :**

### ❖ **Planchers :**

*En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux qui présente les avantages suivante*

- Facilité de réalisation
- Les portés de notre projet ne sont pas grands
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

### ❖ **Maçonnerie :**

- Murs extérieurs :

*Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (15+5+10).*

- Murs intérieurs :

*Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.*

- ❖ L'escalier :

*Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillassesréalisé en béton armé coulé sur place*

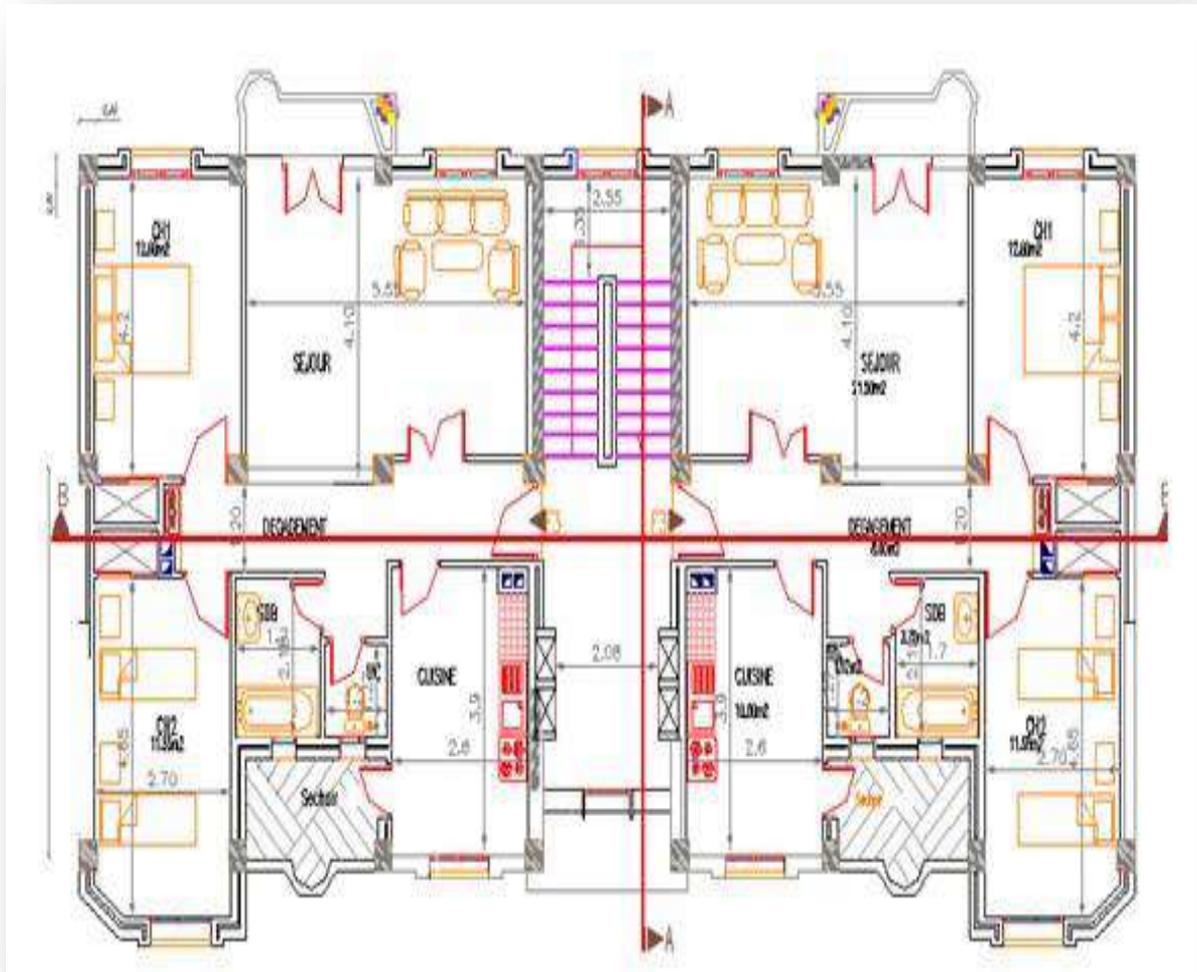
- ❖ Les Revêtements :

- *Mortier de ciment pour les murs de façades et les salle d'eau.*
- *Plâtre pour les cloisons et les plafonds.*
- *Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.*

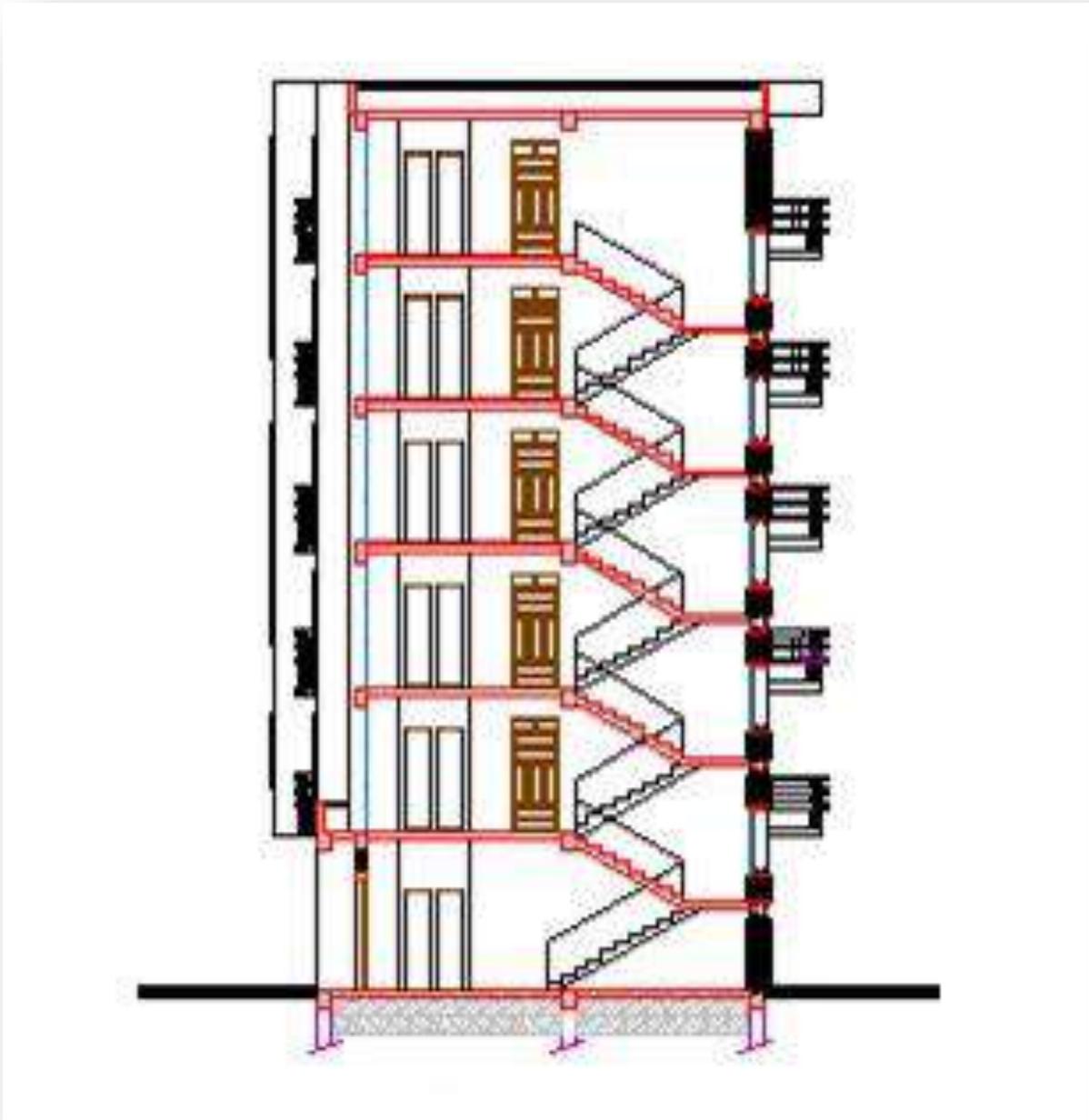
### **Les Plans D'architecture :**



**Fig 01 :PLAN RDC**



**Fig02 :Plan étage**



**Fig03 :Coupe AA**

***CHAPITRE 3 :***

***CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX***

### **Introduction :**

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003  
Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

### **3.1 Définition:**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

#### **3.1.1 État limite ultime: (ELU) :**

Correspondant à la limite:

- *Soit de l'équilibre statique de la construction*
- *Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).*
- *Soit de la stabilité de forme.*

#### **3.1.2 État limite de service (ELS) :**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usagenormal et sa durabilité soient assurés.

- *Etat limite de compression du béton.*
- *Etat limite d'ouverture des fissures.*
- *Etat limite de déformation.*

### **3.2 Le Béton :**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant)

Les accélérateurs de priseLes

retardateurs de prise

Super plastifiant, entraîneur d'air, hydrofuge .....etc.

. Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- *La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.*
- *La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.*
- *La maniabilité au moment de la mise en œuvre.*
- *L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).*

### **3.2.1 Dosage du béton :**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- *Ciment (CPA 325)..... dosé à 350kg /m<sup>3</sup>*
- *Sable .....0 < Dg < 5mm → 400 L*
- *Gravier.....8mm < Dg < 25mm → 800L*
- *Eau de gâchage..... 175 L*

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2400Kg /m<sup>3</sup>.

### **3.2.2 Résistances mécaniques du béton :**

- **Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à j jours tel que  $j \leq 28$  jours, la résistance à la compression est :

$$\text{et pour } j \geq 28 \text{ jours} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log^{10} (j+1) \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \end{array} \right.$$

➤ **Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- *Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.*
- *essai Brésilien*

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

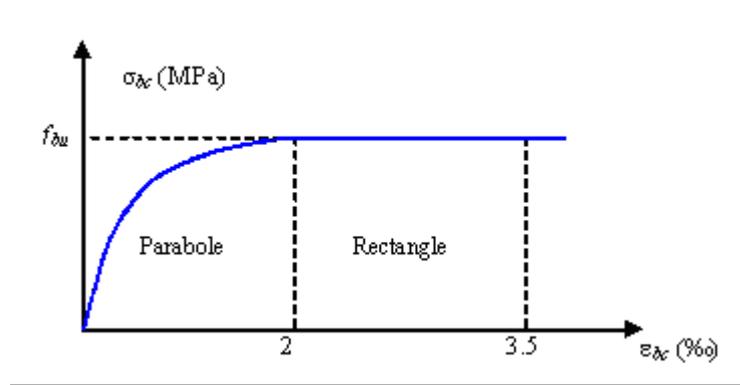
### **3.2.3 Contrainte limite**

**a) État limite ultime (ELU) :**

- Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle"

(Fig. 2.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.



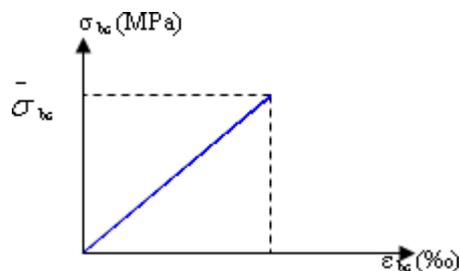
**Fig.4– Diagramme parabolique rectangle Contraintes -Déformations du béton**

avec:  $f_{bu}$  Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- $\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du charge
- ment. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

### **b) État limite de service (ELS) :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabolique rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



### **Fid 05: diagramme parabolique rectangle reste dans le domaine élastique linéaire**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

-

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

### **3.2.4 Coefficient de poisson $\nu$ :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0.20 \quad \text{dans le cas des états limites de services.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{dans le cas des états limites ultimes.}$$

## **3.3 Acier :**

### **3.3 .1 Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

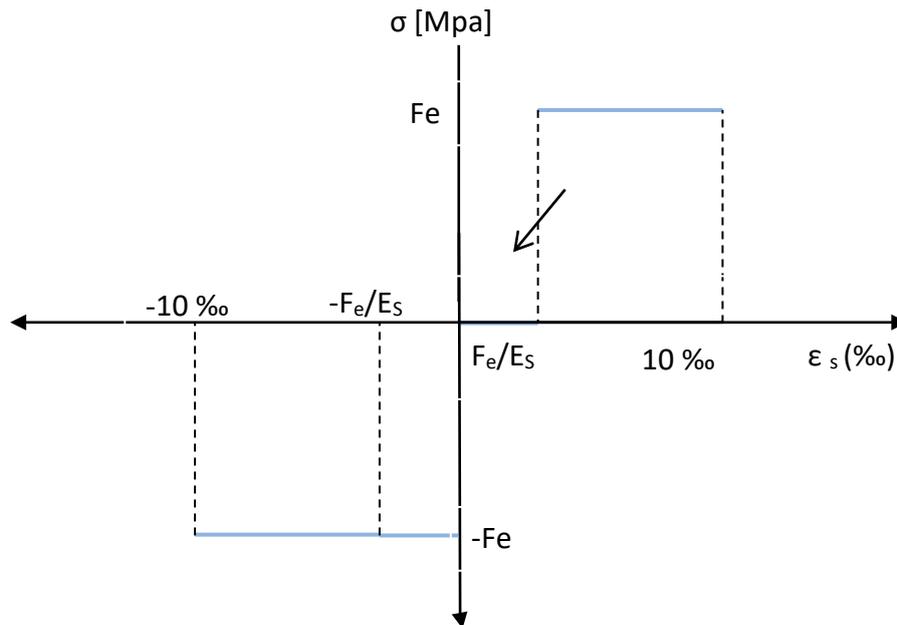
### **3.3 .2 Caractéristiques mécaniques :**

On utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE40 type  $f_c = 400 \text{ MPa}$ .

### **3.3 .3 Contrainte limite :**

#### **➤ État limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme. Contrainte déformation de la figure (2.2)



**Fig. 06 : « Diagramme contrainte – déformation de l'acier »**

Où

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ Mpa. Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable

➤ **Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

= 1 pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### **3.4 Actions et sollicitations :**

#### **3.4.1 Définitions :**

##### **a) Les actions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, etc. ...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, etc. ...).

##### **b) Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

### **3.5 Hypothèses de calcul**

#### **3.5.1 Calcul aux états limites de services :**

- *Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.*
- *La résistance de traction de béton est négligée.*
- *Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.*
- *Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15.*

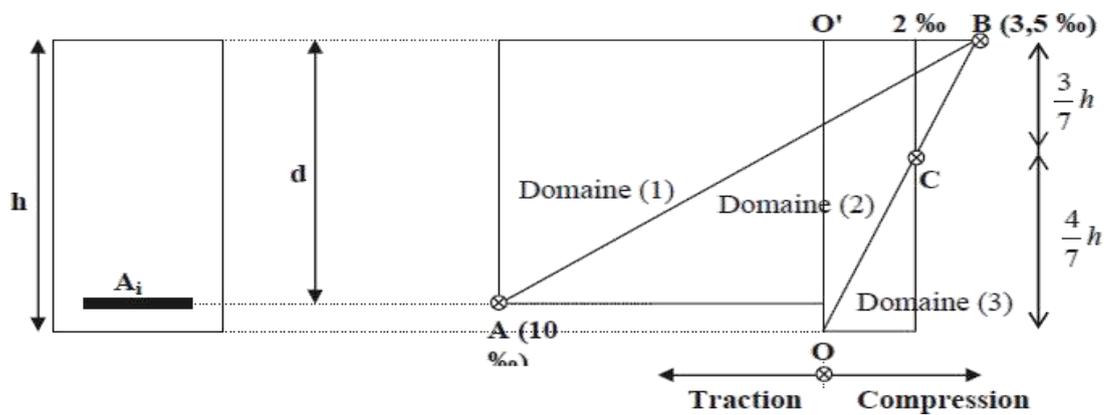
#### **3.5.2 Calcul aux états limites ultime :**

- *Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.*
- *Le béton tendu est négligé.*
- *Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.*
- *Le raccourcissement ultime du béton est limité à :*

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (2.3) tel que :



**Fig.07 : Diagramme de déformation limite de la section**

## ***CHAPITRE 4 :***

# ***LE REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS***

### **Introduction**

Le redimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le redimensionnement du sommet vers la base.

- *Les planchers*
- *Les poutres*
- *Les poteaux*
- *Les voiles.*

#### **4.1 Les planchers :**

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

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t > \frac{L}{22.5} \quad \text{—}$$

Avec : L : la portée maximale de poutrelle entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$L = 30 \text{ cm.} \Rightarrow h_t > \frac{300}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 13,33$$

$$h_t = 20 \begin{cases} 16: \text{ l'épaisseur du corps creux} \\ 4: \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

#### **4.2 Les poutrelles :**

L'hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de largeur 55 cm.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_0 \geq [0,3 \text{ .} 0,5] h_t \Rightarrow \frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 6,66 \leq b_0 < 10$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{l_{\max}}{10} ; \frac{L}{2} \right]$$

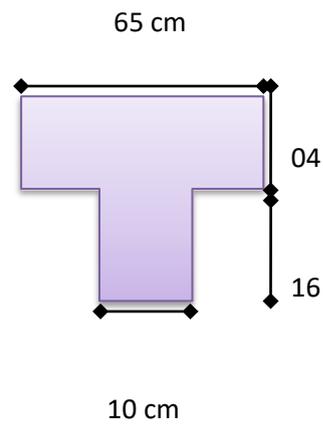
$$L = b - b_1 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{300}{10}\right)$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 65 \text{ cm}$$



### 4.3 Les poutres :

#### 4.3.1 Poutre principale :

➤ Selon le BAEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} < h_t < \frac{l}{10} \\ 0,3h < b < 0,5h \\ \frac{h_t}{b} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{530}{15} = 35,33 \leq h_t \leq \frac{530}{10} = 53 \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \\ 15 \leq b \leq 25 \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \\ 50 = 1,66 < 3 \text{ C.V} \\ \underline{30} \end{array} \right.$$

➤ Vérification suivant R.P.A

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 50 > 30 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ b = 25 > 20 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{50}{25} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \underline{30} \end{array} \right.$$

#### 4.3.2 Les poutres secondaires :

➤ Selon le B.A.E.L

$$\left\{ \begin{array}{l} + \quad + \quad 15 < h_t < 10 \end{array} \right.$$

$$300 = 20 \leq$$

$$h \leq 30 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0,3h < b < 0,5h \Rightarrow 9 < b \leq 15 \Rightarrow b = 15 \text{ cm}$$

h

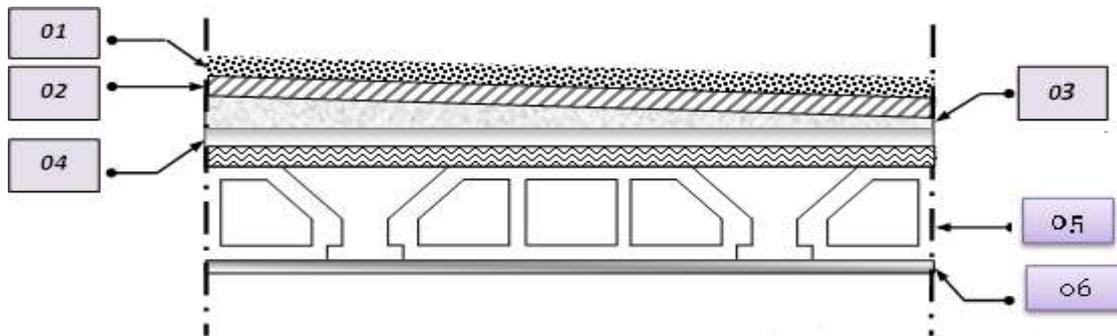
$$b < 3$$

➤ **Vérification suivant le R.P.A**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 = 30 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 15 < 20 \dots\dots\dots \text{C.V} \Rightarrow \text{on prend } b = 25 \text{ cm} \\ 30 \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

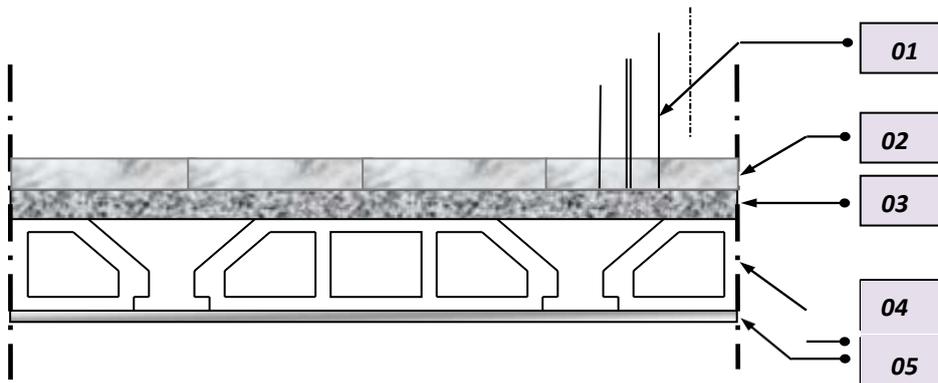
**\* On prend une section de (25x40)**

**4.4 Evaluation de charge :**

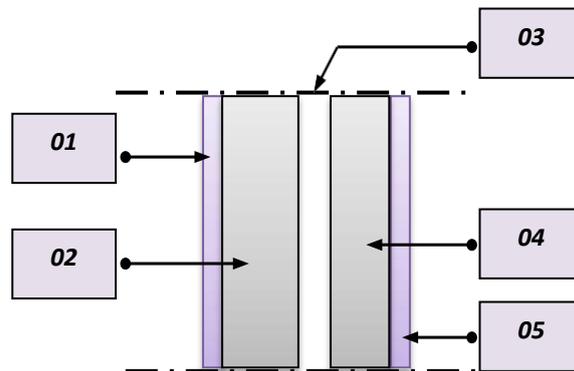


**Fig.8– Plancher terrasse inaccessible**

N°	Terrasse inaccessible	Poids propre KN/m2	
<b>chargement</b>	1	Gravillon de protection. (4 cm)	0,8
	2	Etanchéité multicouche	0,12
	3	Forme de pente. (10 cm)	2,2
	4	Polystyrène	0,02
	5	Plancher à corps creux	2,8
	6	Enduit de plâtre	0,2
Charge permanente totale		6,14 KN/m2	
Charge d'exploitation		1,00 KN/m2	

**Tableau.1– Evaluation de charge(Plancher terrasse inaccessible)****3.4.2 Plancher étage courant :****Fig.9–  
Plancher  
étage  
courant**

N°	Etage courant	Poids propre KN/m <sup>2</sup>	
chargement	1	Cloison de séparation	1,2
	2	Carrelage et mortier de pose. (2 cm)	0,9
	3	Lit de Sable	0,36
	4	Plancher à corps creux	2,8
	5	Enduit de plâtre	0,2
Charge permanente totale		5,16 KN/m <sup>2</sup>	
Charge d'exploitation		1,5 KN/m <sup>2</sup>	

**Tableau.2– Evaluation de charge(Plancher étage courant)****Fig.10– Remplissage extérieur**

N°	Remplissage extérieur	Poids propre KN/m <sup>2</sup>	
charge	1	Brique creuse (e=10cm)	0.9
	2	Brique creuse (e=15cm)	1.30
	3	Lame d'aire	/
	4	Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	0.36
	5	Enduit intérieur en plâtre (e=2cm)	0.2
Charge permanente totale		2.76kn/m <sup>2</sup>	

**Tableau.3– Evaluation de charge(Remplissage extérieur)**

#### **4.5 Prédimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- La condition de la descente des charges.

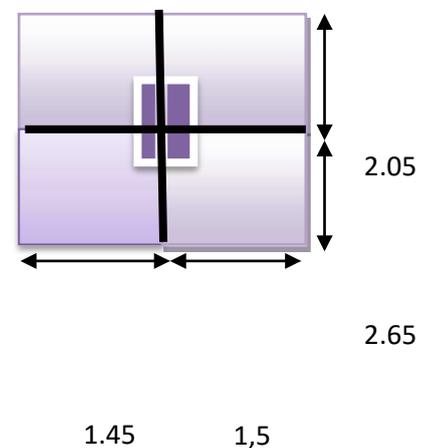
- Les conditions R.P.A 99/version 2003/page 47 (7.4.1)  
Min(b.h) ≥ 25 cm / en zone I et IIa

On prend une section de **(35x40)** (proposé par l'architecte).

#### 4.5.1) La descente de charge.

##### a) Poteau centrale

Surface d'influence revenant au poteau centra



$$S = (1,275 + 1,325) * 2,45 + 1,85(1,275 + 1,325)$$

$$\Rightarrow S = 11,18 \text{ m}^2$$

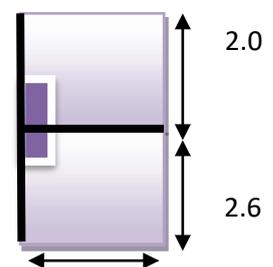
Niveau	Élément	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)
Terrasse	P.P	13,437	93,12	11,18
	P.Ch	4,875		
	Po	8,96		
	Plancher	65,85		
4ème éta ge à 1er étage	P.P	13,437	83,28	16,77
	P.Ch	4,875		
	Po	8,96		
	Plancher	56,01		
R.D.C	P.P	13,437	87,44	16,77
	P.Ch	4,875		
	Po	13,12		
	Plancher	56,01		
Charges permanentes et charges d'exploitations totales			513,68	95,03

**Tableau.4—charge.P et EX (Poteau centrale)**

**b) poteau de rive**

Surface d'influence sur le poteau de rive :

$$S = 1,3 (2,45 + 1,85) = 5,59 \text{ m}^2$$



1,6

Niveau	Élément	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)
Terrasse	P.P	5,78	56,43	5,59
	P.Ch	2,43		
	Po	8,96		
	Plancher	32,92		
	Accès	6,34		
4ème étage A 1er étage	P.P	5,78	57,03	8,385
	P.Ch	2,43		
	Po	8,96		
	Plancher	28,00		
	Mur	11,86		
R.D.C	P.P	5,78	66,11	8,385
	P.Ch	2,43		
	Po	13,12		
	Plancher	32,92		
	Mur	11,86		
Charges permanentes et charges d'exploitations totales			350,66	47,51

**Tableau.5—charge.P et EX (Poteau centrale)**

**Le poteau le plus chargé c'est le poteau central.**

$$\text{Donc on a } \begin{cases} G = 513,68 \text{ KN} \\ Q = 95,03 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$N_u = 1,35 (513,68) + 1,5 (95,03) \Rightarrow N_u = 836,013 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} B_r : \text{C'est la section reduite du poteau} &\Rightarrow B_r = (h - 2) \times (b - 1) \\ &= (40 - 2) \times (35 - 2) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow B_r = 1254 \text{ m}^2$$

$A_{s \min} =$  d'après le R. P. A zone IIa page 48 (7.4.2.1)  $\Rightarrow A_{s \min} = 0.8\%$

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \times 0.35 \times 0.4}{100} = 11,2 \text{ cm}^2$$

a: C  $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élanement mécanique des poteaux.

$$\begin{cases} \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{bn^3}{12}$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{(0.35 \times 0.4^3) / 12}{0.35 \times 0.4}} = 11.54$$

$l_f$  : longueur du flambement et élanement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,75 = 2,625 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{262,5}{11,54} = 22,74$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{22.74}{35}\right)^2\right)} = 0.783$$

$$N'_u = 0,783 \left[ \frac{1254 \times 25 + 12,6 \times 400}{0,9 \times 1,5} \right] \times 1,15$$

$$N' = 2161 \text{ KN}$$

$N_u < N'_u \Rightarrow$  Donc la section (40 x 35) est vérifiée.

**4.5.2) Les conditions du R.P.A**

- Zone IIa :  $mi(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$  Vérifié.
- $mi(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $35 > \frac{375}{20} \dots \dots \dots C.V$

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

$$N_d = G + Q = 513,68 + 95,03 = 608,71 \text{ KN}$$

$$608,71 \times 10^3$$

$$v = \frac{608,71 \times 10^3}{350 \times 400 \times 25} = 0,17 < 0,3$$

***Donc la section du poteau est (35 x 40).***

**4.6 Redimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en B.A coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux :

-L'épaisseur (e) : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions aux extrémités.

$$h_{e \text{ max}} = 425 - 50 = 375$$

$$e \geq \frac{h}{22} \Rightarrow e \geq \frac{375}{22} = 17,04 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur des voiles  $e = 20\text{cm}$

**\*-Remarque :** la disposition des voiles devra être revue après l'étude sismique

**\*Tableau recapitulative**

Elements	Dimension (cm)
Poutres principales	<b>25x50</b>
Poutres secondaires	<b>25x40</b>
Poteaux	<b>35x40</b>
Planchers	<b>16+4</b>
voiles	<b>20</b>

**Tableau.6 – récapitulative**

## ***CHAPITRE 5 :***

# ***CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE***

## 5.1 / L'acrotère

### 5.1.1 Définition:

L'acrotère est un élément de protection qui au niveau supérieur du bâtiment, elle est assimilée à une anode (élément isostatique) à travailler à la flexion composée, puisqu'il est soumis à l'action verticale, permanent due au poids propre et a une flexion résultante de la charge horizontale, surcharge de la main courante, en plus de l'effet du séisme.

### Le rôle de l'acrotère :

- *Empêche l'écoulement de l'eau*
- *A un aspect esthétique*
- *Protection des personnes*

### 5.1.2 Présentation:

L'acrotère sera donc calculé comme une encastrée à la base, elle sera soumise à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers.

En plus des efforts dus au séisme et au vent qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'acier faibles on raison de la petite hauteur de l'élément

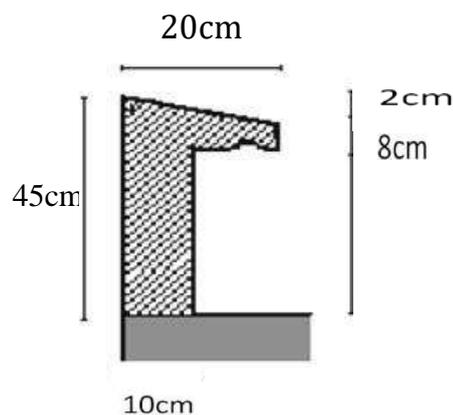


Fig.11–Coupe transversale de l'acrotère

### **5.1.3 Evaluation des charges**

➤ **Charge permanente G :**

$$G=25[(0.1*0.45)+(0.1*0.08)+1/2(0.02*0.1)]=1.35\text{kn/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation Q**

Q : est supposée appliquée au sommet

$$Q=1\text{kn/m}$$

### **5.1.4 vérification sous l'effet de séisme :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale  $F_p$  qui est donnée par RPA99/Version2003

$$F_p = 4AC_pW_p.$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)

Zone IIa

groupe d'usage 2 A = 0,2

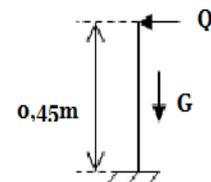
- **C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau (6.1) (RPA99/V2003)

C<sub>p</sub> = 0,8 pour un élément en console.

- **W<sub>p</sub>** : poids de l'élément considéré  $W_p = 1,563 \text{ KN/ml}$   $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,35 = 1.08 \text{ KN/ml}$

### **5.1.5 Calcul des sollicitations**

- **Effort normal**



$$N_U = 1,35 \text{ KN } N_{SER}$$

$$= 1.35 \text{ KN}$$

- **moment fléchissant :**

$$M_{QU} = 1.5 Qh = 1,5 \times 1 \times 0,45 \Rightarrow M_U = 0.675 \text{ kN.m } M_{FP}$$

$$= h/2 * f_p = 0.45/2 * 1.08 = 0.243 \text{ kN.m}$$

$$M_{QU} > M_{FP}$$

Donc on suit les calculs avec  $M_{QU}$

$$M_{SER} = Qh = 1 \times 0.45 \quad \Leftrightarrow \quad M_{SER} = 0,45 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**  $V_U = 1.5Q$

$$= 1.5 * 1.00 = 1.5 \text{ kN}$$

$$V_{ser} = 1.00 \text{ Kn}$$

$N_U = N_{SER} = N_G \rightarrow$  cette égalité est. traduite par le fait que le poids propre est. un effort qui assure la stabilité de l'élément donc non majoré

L'acrotère travaille à la flexion composée avec compression. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \text{ (selon les documents basés sur les règles BAEL91).}$$

-  $e_1$  : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.675}{1.35} \Rightarrow e_1 = 0,5 \text{ m}$$

-  $e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\emptyset)$$

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,45 \Rightarrow l_f = 0,9m$$

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad /M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

$$\text{Donc } e_2 = \frac{6 \times 0,9^2}{10000 \times 0,1} \Rightarrow e_2 = 0,0486m$$

-  $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max \left\{ 2cm ; \frac{l}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2cm ; 0,018cm \}$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm = 0,02m$$

$$e_{\text{tot}} = 0,5 + 0,00486 + 0,02 = 0,524m$$

$$\text{On a } \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m < e_{\text{tot}} = 0,524 \text{ donc le centre de pression est à}$$

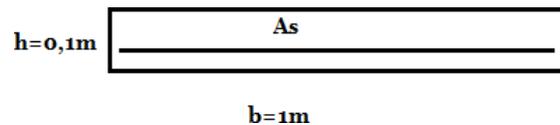
l'extérieur de l'intervalle  $\left[ -\frac{h}{6}, +\frac{h}{6} \right]$ , c'est à dire l'effort normal est appliqué en dehors

$$\left[ \left| -\frac{h}{6} \right|, \left| +\frac{h}{6} \right| \right]$$

du noyau centrale

la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$ .

### 5.1.6 Ferrailage :



$$M_u = N_u \times e_{tot} \quad \Rightarrow \quad M_u = 0,8741 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fictif:

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uf} = 1.35 \times 0.524 + 1.35 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{uf} = 0,7479 \text{ KN.m}$$

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	1	m
	Hauteur de la section	$h =$	0.10	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0.08	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	0.02	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement :	Le moment fictif : $M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$	$M_{uf} =$	0.747	KN.m
	Moment réduit limite	$\mu_l =$	0.392	

**Tableau.7 – Calcul du moment fictif**

<b>Calcul des moments réduits</b>				
<i>Moment ultime réduit</i>	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u =$		0.0082
<i>Etat limite de compression du béton</i>	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : { Pas d'aciers comprimés }		

**Tableau.8 – Calcul des moments réduits**

<b>Calcul des paramètres caractéristiques de la section</b>				
<i>Coefficient de la fibre neutre</i>	$1.25 \left( \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$	$\alpha =$	0.0100	m
<i>Ordonnée de la fibre neutre</i>	$(\alpha \times d)$	$y =$	0.0008	
<i>Bras de levier du couple interne</i>	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z =$	0.0796	

**Tableau.9 – Calcul des paramètres caractéristiques de la section**

<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>				
<i>Section théorique d'acier</i>	$M_u / \beta d$	$A_{sf} =$	0.269	$cm^2$
<i>Condition de non fragilité</i>	$A_{min} \geq \text{Max}(bxh/1000 ; 0,23xbd f_{t28}/f_e)$	$A_{min} =$	1	$cm^2$
<i>Section réelle d'acier tendu</i>	$A_{sf} (N_u / f_{su})$	$A_s =$	0,265	$cm^2$
<b>Choix des sections commerciales des armatures tendus</b>				
<i>Asl</i>	4HA 8	$A_{st} =$	2.0 1	$cm^2$

**Tableau.10 – Détermination de la section théorique des aciers tendus**

<i>Armatures de repartition</i>				
<i>Section des armatures de répartition</i>	$\frac{A_L}{4}$	$A_t$ =	0.50	$cm^2$
<i>Choix des armatures</i>	$3 \phi$ 6	$A_t$ =	0.85	$cm^2$

**Tableau.11 – Armatures de repartition**

- **Espacement :**

$$S_{tx} \leq \text{Min} \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \text{Min} \{30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

prend :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### **5.1.7 Vérification à l'ELS :**

-Selon documents basés sur les règles de BAEL91, les sollicitations sont: Un moment de flexion  $M_{ser}$  et un effort normal  $N_{ser}$ , l'excentricité valent:

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,35 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = M_Q = QL = 1 \times 0,45 \Rightarrow M_{ser} = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{0,45}{1,35} = 0,33 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = \min \{ 266,66 \text{ MPa} ; \max(200; 202) \} = 202 \text{ MPa}$$

### 5.1.8 Vérification des contraintes:

Contraintes maximale de compression du biton.  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Contraintes maximale de traction des aciers :  $< \bar{\sigma}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa.}$$

-fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$$

$$\text{Min} \{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \}$$

$$\bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,45}{1,35} = 0,33 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

L'effort est en dehors du noyau central ; dans la section est partiellement comprimée.

C: distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de compression.

$$e_a = e_{ca} + \left( \frac{d-h}{2} \right) = 33 + \left( \frac{8-10}{2} \right) = 36 \text{ cm.}$$

$$C-a-d : e_a = 8-36 = -28.$$

$$A'_s = 0 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm} \quad e_a = 36 \text{ cm.} \quad c = 28 \text{ cm.}$$

Z: c'est la distance du pt du  $c_p$  à l'axe neutre et la solution de l'équation du 3<sup>eme</sup> degré

**Calcul de z:**

$$Y_{ser} = z^3 + Pz + q = 0$$

$$P = -3c^2 + 90A_s \frac{(d-c)}{b} = -3(-28)^2 + 90 \cdot 2,01 \times \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2286,87 \text{ cm}^2.$$

$$q = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} = 41559,54 \text{ cm}^2.$$

$$z^2 - 2286,87 + 41559,54 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + 4p = -1,02 \times 10^{10} < 0 \quad \text{donc:}$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3 \cdot \sqrt{-3}}{2p} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3 \cdot 41559,54}{2 \cdot (-2286,87)} \right) \sqrt{\frac{-3}{-2286,87}}$$

$$\varphi = 170,86$$

$$a = 2 \sqrt[3]{p} = 55,19.$$

$$Z_1 = 55,19 \cdot \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 30,09 > 0$$

$$Z_2 = 55,19 \cdot \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -55,11 < 0$$

$$Z_3 = 55,19 \cdot \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 25,01 > 0.$$

$Y_{ser} = Z + C$  : Représente la distance. Du centre de pression on à l'axe neutre à la fibre

supérieur de section:

$$Y_{ser1} = Z_1 + C = 3,09 - 28 = 2,09. \quad Y_{ser2}$$

$$= Z_2 + C = -55,11 - 28 = -83,11.$$

$$Y_{ser3} = Z_3 + C = 25,01 - 28 = -2,99.$$

Puis que  $\Delta < 0$  on choisit parmi  $Z_1, Z_2, Z_3$ ; la valeur qui donne  $: 0 \leq$

$$Y_{ser} \leq d, \quad d = 8 \text{ cm}.$$

Donc  $Y_{ser} = 2,09 \text{ cm}.$

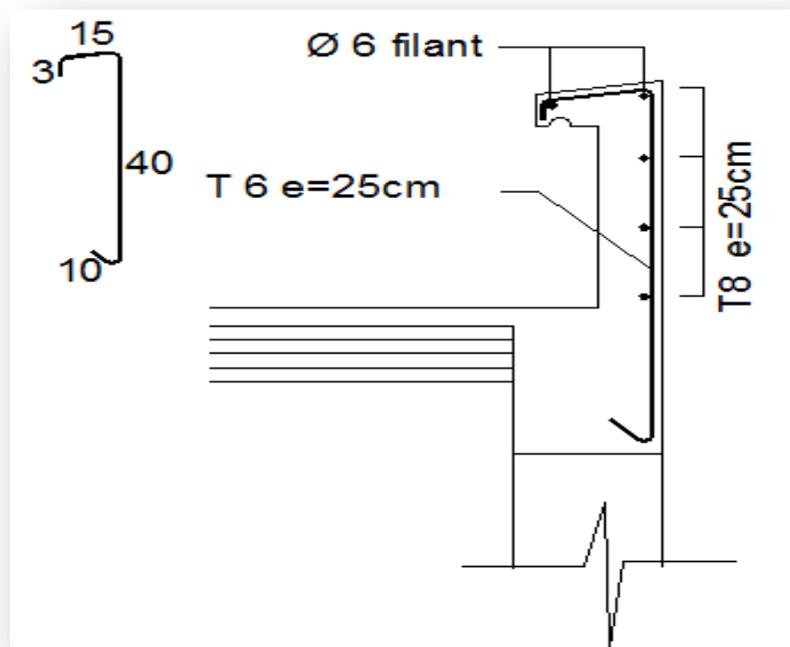
On calcule l'inertie de la section homogène réduit.

$$I = \frac{by_{ser}}{3} + 15A_s(d-y_{ser})^2 = 1357,39.cm^4$$

Les contraintes valent:

$$\sigma = \frac{N_{ser} \cdot z}{b \cdot I} \cdot y. \quad \frac{1.35 \times 10^3 \times 30,9}{1357,39 \times 10^2} \quad (2,09) = 0,62 MPa < \bar{\sigma} \cdot C.V$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot N_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 30,09 \times 1,35}{1357,39 \times 10^2} \cdot (8 - 2,09) = 26,52 MPa < \bar{\sigma} \dots CV$$



**Fig.12–Coupe transversale et longitudinale del'acrotère**

## 5.2 plancher

### 5.2.1) Calcul des planchers

La structure à étudier étant une construction courante avec une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{ kn/m}^2$ ) le type de plancher à adopter est donc un plancher acorps creux ; les poutrelles continues est disposé suivant la petite portée

#### a) Méthode calcul:

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

- 1) *La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire*  
 $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
- 2) *Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.*
- 3) *Les portées successives des travées se situent dans un rapport compris entre:*

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- 4) *Fissuration considérée comme non préjudiciable.*

➤ *Pour les dalles calculées dans un seul sens (poutrelles et poutres) on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « $M_0$ » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges.*

➤ *Désignons:*

$M_0$ : Moment max de la travée indépendante.  $M_t$ :

moment max dans la travée étudiée.

$M_w$ : moment sur l'appui de gauche de travée.

$M_e$  : Moment sur l'appui de droite de travée.

$\alpha$  : Le rapport de charges d'exploitation «e» à la somme des charges permanentes «G»

et les charges d'exploitation «Q» :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$Q+G$

➤ Les valeurs prises pour « $M_t$ ;  $M_w$ ;  $M_e$ » doivent vérifier les conditions suivant:

➤ Travée de rive:

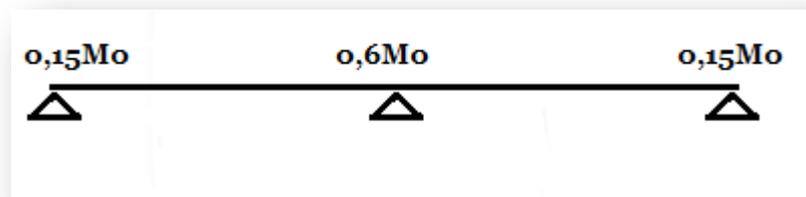
$$M_t \geq \max \left[ 0, \max \left[ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; - \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \right] \right]$$

Travée intermédiaire:

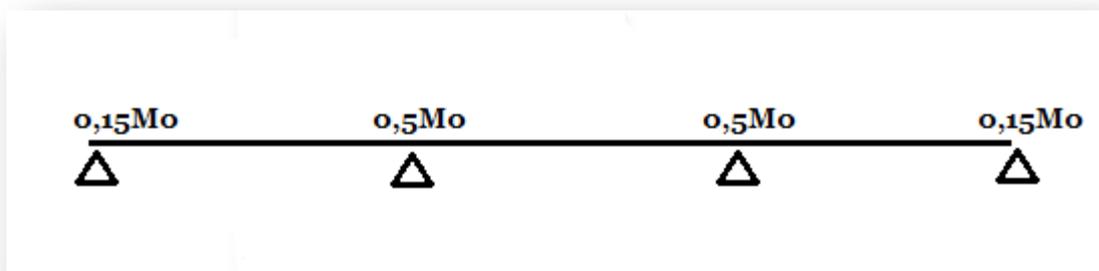
$$M_t \geq \max \left[ 0, \max \left[ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; - \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \right] \right]$$

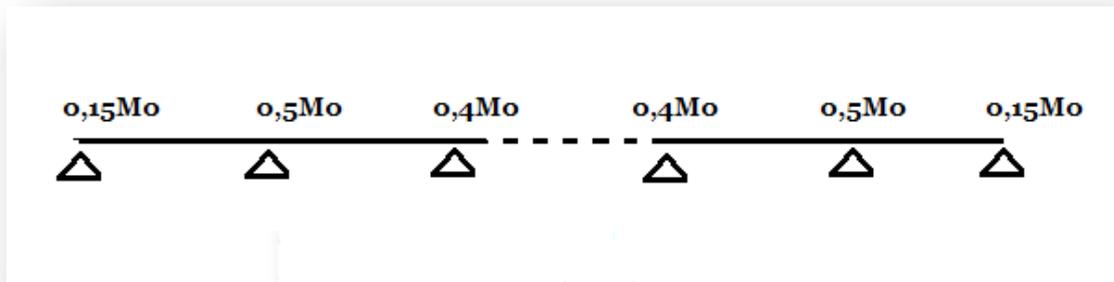
Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes:

1) Cas de 02 travées:



2) Cas de 03 travées :



3) Cas de plus de 03 travées:

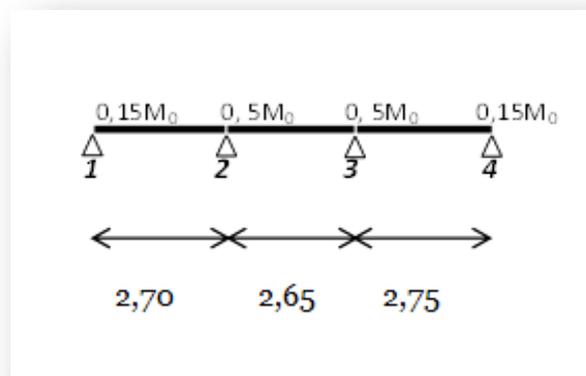
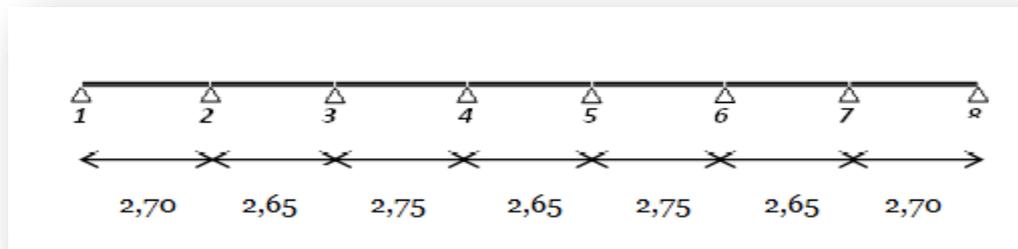
**Efforts tranchants** : { 
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$$
 
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

**b) : Vérification de la méthode forfaitaire**

- 1) Fissuration peu préjudiciable ..... c.v
- 2) Poutre à inertie transversale constante ..... c.v
- 3) Charge d'exploitation modérée  $Q < \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$   
 $Q = 1 < 2G$  ..... c.v
- 4) Les rapports des parties successives sont compris entre 0,8 et 1,5 Donc  
on peut appliquer la méthode forfaitaire.

**c) Calcul des poutrelles :**

On a 2 catégories des poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci-dessous :

**1<sup>ère</sup> catégorie :****2<sup>ème</sup> catégorie :****Exemple de calcul :**

Prenons la 1<sup>ère</sup> catégorie du plancher le plus chargé (Terrasse) comme exemple de calcul détaillé.

$$g = (5,89) \times 0,65 = 3,82 \text{ KN/m}$$

$$q = (1,00) \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35(3,828) + 1,5(0,65) = 6,14 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{3,828 + 0,65}$$

$$= 0,15$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

Calcul des moments en travée :

$$M_t \geq \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \right) \right]$$

Dans le cas d'une travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 - \left( \frac{M_w M_e}{2} \right); \left( \frac{1,2 - 0,3\alpha}{2} M_0 \right) \right]$$

### E.L.U

- *Moment isostatique en travée :*

$$M_{0_{1-2}} =$$

$$M_{0_{7-8}} =$$

$$M_{0_{2-3}} =$$

$$M_{0_{3-4}} =$$

$$M_{0_{4-5}} =$$

$$M_{0_{5-6}} =$$

$$M_{0_{6-7}} =$$

$$= 5,60$$

$$KN.m \quad q = \frac{6,14 \cdot l}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,70^2}{8} = 5,389 KN.m$$

$$= 5,389$$

$$KN.m \quad q = \frac{6,14 \cdot l}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,65^2}{8} = 5,389 KN.m$$

$$= 5,80$$

$$KN.m \quad q = \frac{6,14 \cdot l}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,75^2}{8} = 5,60 KN.m$$

- Moment sur appui :

$$M_1 = 0,15 \times \frac{6,14 \cdot 2,65^2}{8} = 0,84 KN.m$$

$$M_2 = 0,5 \times \frac{6,14 \cdot 2,75^2}{8} = 2,80 KN.m$$

$$M_3 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 KN.m$$

$$M_4 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \times 5,60 = 2,80 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,15 \times 5,60 = 0,84 \text{ KN.m}$$

Les moments doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ : cas d'une travée intermédiaire.}$$

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

➤ Travée 1-2 : travée de rive :

$$\text{Soit: } M_t + \frac{(0,15M_{0_{1-2}} + M_{0_{1-2}})}{2} \geq (1,0 + 2M_0 ; 1,05 M_0)$$

$$M_t \geq 0,725M_0 \dots \dots \dots (1) \text{ ] de (1) (2) a } M_t = 0,725M_0$$

$$M_t \geq 0,62M_0 \dots \dots \dots (2) \text{ t } M_{0_{1-2}}$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 2-3 : travée intermédiaire :

$$M_t \geq 0,52 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t + \frac{(0,5M_{0_{2-3}} + 0,4M_{0_{2-3}})}{2} \geq (1,04M_{0_{2-3}} \quad ; 1,05M_{0_{2-3}})$$

$$M_t > 0,6M_{0_{2-3}} \dots \dots \dots (2)$$

de (1) (2) a  $M_t = 0,725M_{0_{2-3}}$

$$M_t = 3,23 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 3-4 : travée intermédiaires :

$$M_t \geq 0,52M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t + \frac{(0,4M_{0_{3-4}} + 0,4M_{0_{3-4}})}{2} > (1,042; 1,05M_0)$$

$$0,85M_{0_{3-4}} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{de (1) (2) } M_t = 0,85M_{0_{3-4}} \qquad M_t = 4,93 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 4-5 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,85M_0$$

$$M_t = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$s M_t = 0,85M_{0_{4-5}}$$

➤ Travée 5-6 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,85M_0$$

$$M_t = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$s M_t = 0,85M_{0_{5-6}}$$

➤ Travée 6-7 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,60M_0$$

$$M_t = 3,23 \text{ KN.m}$$

$$s M_t = 0,60M_{0_{6-7}}$$

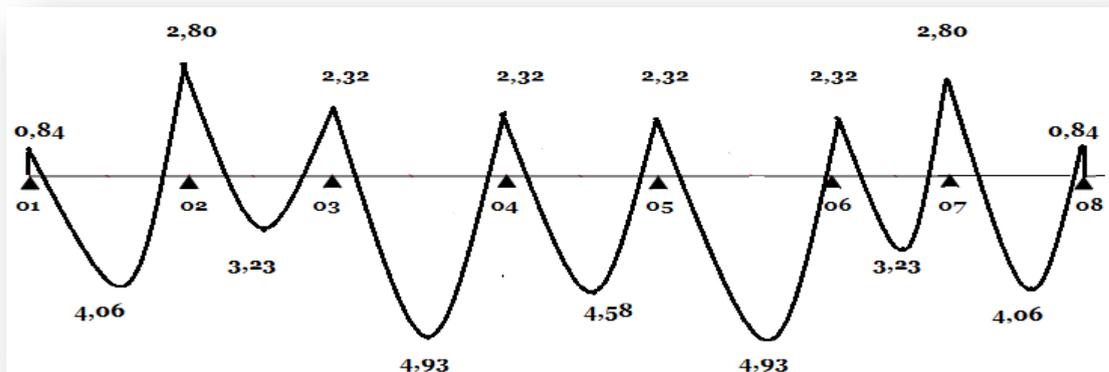
Travée 7-8 : travée de rive :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,725M_0$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$s M_t = 0,725M_{0_{7-8}}$$



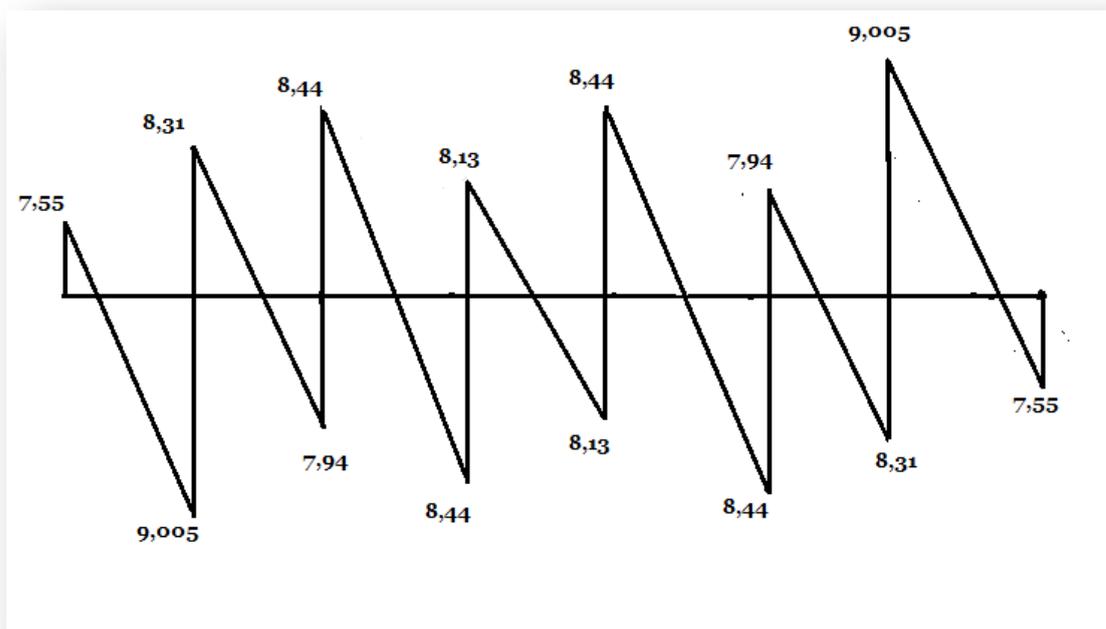
**Diagramme des moments en KN .m**

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w : \frac{M_w - M_e + q^l}{2}$$

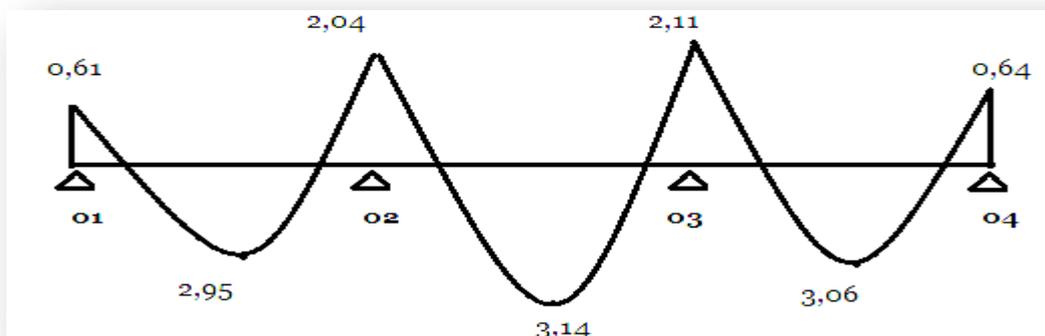
$$T_e : \frac{M_w - M_e - q^l}{2}$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$T_{T_w}$	7.55	8.31	8.44	8.13	8.44	7.94	9.005
$T_{T_e}$	-9.005	-7.94	-8.44	-8.13	-8.44	-8.31	-7.55

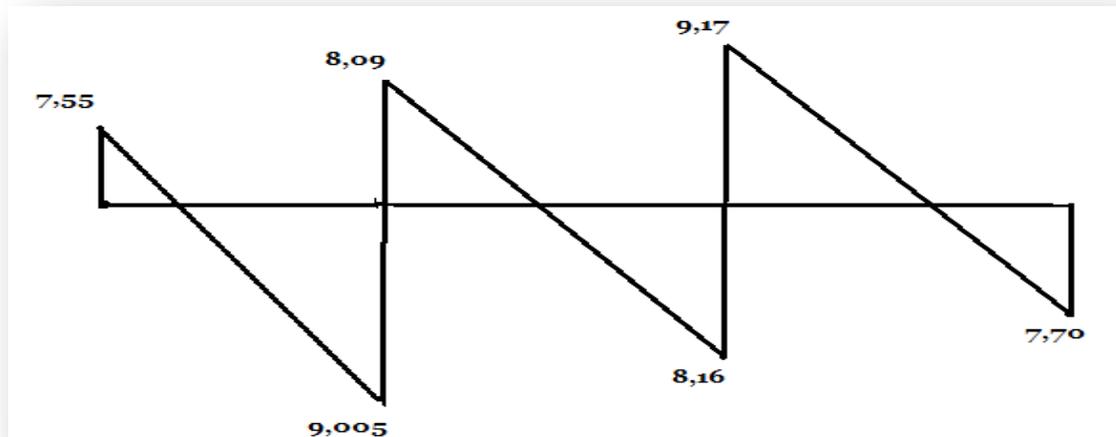


**Diagramme des efforts tranchants**

2<sup>ème</sup> catégorie :



*Diagramme des moments en KN.m*



**Diagramme des efforts tranchants**

**Calcul des moments à E.L.S :**

$$q_s : 3.828 + 0.65 = 4.478 \text{ kn}$$

**2<sup>ème</sup> catégorie :**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
moment	2.95	2.35	3.59	3.34	3.59	2.35	2.95

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Moment	0.61	2.04	1.69	1.69	1.69	1.69	2.04	0.61

**2<sup>ème</sup> catégorie :****Appuis:**

Appuis	1	2	3	4
moment	0.61	2.0	2.11	0.6
		4		3

**Travée**

Travée	1-2	2-3	3-4
moment	2.95	3.14	3.06

**5.2.2) Calcule de ferrailage :**

❖ **Travée**  $M_t \max : 4.93\text{KN.m}$

$$M_{tab} : b \cdot h_0 \sigma_b \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$650.40.14.2 \left( 140 - \frac{20}{2} \right) = 4.79.10^7 \text{N.mm}$$

$$\rightarrow M_{tab} = 47.91\text{KN.m}$$

$$M_u : 4.93\text{KN.m} < 47.91\text{KN.m}$$

→ L'axe neutre se situe dans la table de compression donc : La

section sera calculée comme une section rectangulaire

$$-\mu = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_b} = \frac{4.93.10}{10.14.14.2} = 0.177 < \mu_l = 0.392 \quad A'_s = 0$$

$$a = 0.2469$$

$$\mu = 0.177 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.901 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4.93.10^6}{0.901.14.348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ **Appuis :**

$$M_{amax} = 2.90 \text{ KN.m}$$

$$-\mu = \frac{2.9 \cdot 10}{10.14 \cdot 14.2} = 0.104 < \mu_e = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.104 \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a = 0.1376 \\ \phantom{a} = 0.945 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{2.90 \cdot 10}{0.945 \cdot 14 \cdot 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max \left\{ 2 \frac{b \cdot h}{1000}, \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t \cdot 28}{f_e} \right\}$$

$$= \max \{ 1.04, 1.09 \} \rightarrow A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv \\ \text{Appuis : } A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

**5.2.3 Vérification des contraintes :****En travée :**

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{-by^2}{2} - 15As - (d-y) = 0 \quad \frac{65y^2}{2} - 15(1.57)(14-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 2.84 \text{ cm}$$

➤ *Moment d'inertie :*

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15As (d-y)^2 = 3009.39 \text{ cm}^4$$

• *Contrainte dans le béton :*

$$-\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_0 = \frac{3.59 \cdot 10}{3009.39} \cdot 2.84 = 3.38 < 15 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

• *Contrainte dans l'acier :*

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{(d-y)} \cdot i = 15 \cdot \frac{3.59 \cdot 10}{3009.39} (14 - 2.84) = 199.69 < 348 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

### **En appuis :**

Position de l'axe neutre.

$$\frac{-by^2}{2} - 15As (d-y) = 0 \rightarrow \frac{65y^2}{2} - 15(1.57)(14-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 2.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15As (d-y)^2 = 3009.39 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton :

$$-\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.11 \cdot 10}{3009.39} \cdot 2.84 = 1.99 < 15 \dots \dots \text{cv}$$

Contrainte dans l'acier :

$$-\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I_o} (d-y) = As \frac{2.11 \cdot 10}{3009.39} (14 - 2.84)$$

=117.37 MPa < 348 MPa .....cv

### 5.2.4 Calcul des armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$r_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{9,17 \cdot 10}{100,140} = 0,65 \text{ MPa}$$

Armature droite :  $\alpha = 90^\circ$

$$r_u = 0,65 \text{ MPa} \quad r_{\text{ultime}} = 3,33 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

### 5.2.5 Vérification de l'effort tranchant:

$$\frac{r_u}{b.d} \leq r_{\text{ultim.}}$$

Pour des fissurations .peu préjudiciable on a:

$$r_{\text{ultim}} \leq \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\delta b}, 3,33 \text{ MPa} \right\} \rightarrow r_{\text{ultim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$r_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{9,17 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,14} = 0,66.$$

$$r_u = 0,66 < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C.V}$$

### 5.2.6 Armature transversal :

$$\frac{A_t}{b \times st} \geq \frac{0,66 \cdot 0,10}{1,15} = 0,084 \text{ cm.}$$

$$st \geq 0,9 \cdot \frac{400}{1,15}$$

Pourcentage minimale.

$$\frac{A_t}{b \times st} \geq \frac{10 \cdot 0,4}{400} = 0,01 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b \times st} = 0,084 > 0,01 \text{ cm.}$$

*St*

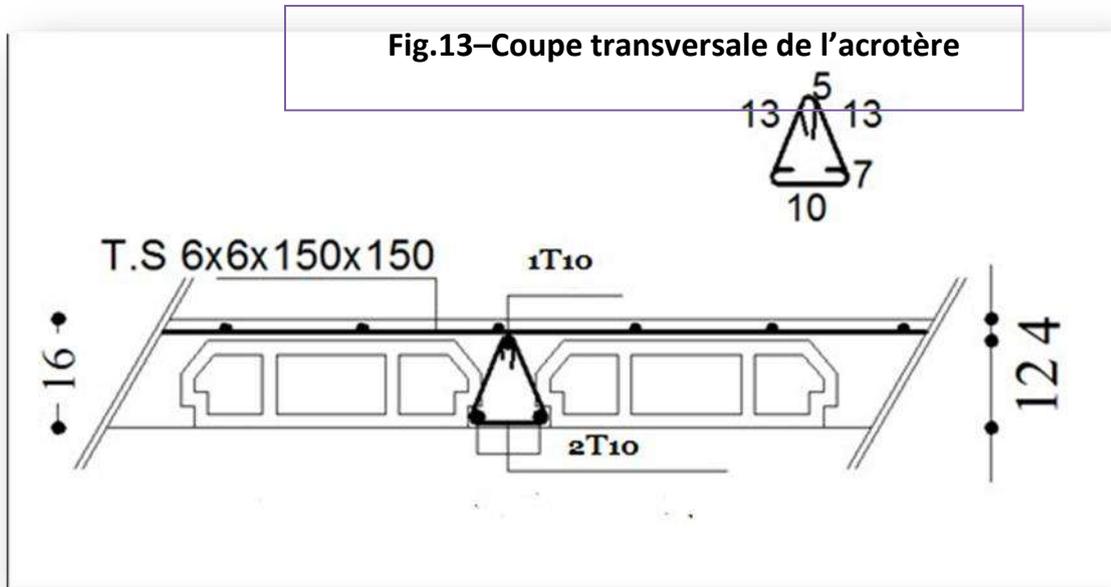
**5.2.7 Diamètre et espacement des At.**

$$Qt \leq \min \left\{ \frac{\emptyset}{35}, \frac{b_0}{10}, \frac{10 \text{ mm.}}{10} \right\} \rightarrow \emptyset t \leq \min \left\{ \frac{160}{35} = 4,57 \text{ mm}, \frac{100}{10} = 10 \text{ mm.} \right\}$$

On prend  $st = 6\text{mm}$ .

Espacement minimal.

$$St = \min \left( \frac{0,9 \cdot d}{40\text{cm}}, \frac{12,96\text{cm}}{40\text{cm}} \right) \rightarrow St = 15\text{cm}.$$



### 5.3/Calcul Des Escaliers

#### Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étage de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement...)

Ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettent de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

L'escalier se compose de :

- Marche : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.
- Contre marche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- Giron(g) : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.
- Hauteur de marche(h) : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.
- Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.
- Paillasse : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- Volée : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Une volée ne doit pas comporter plus de 20a22 marches et ou moins de 03marches.

-Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.

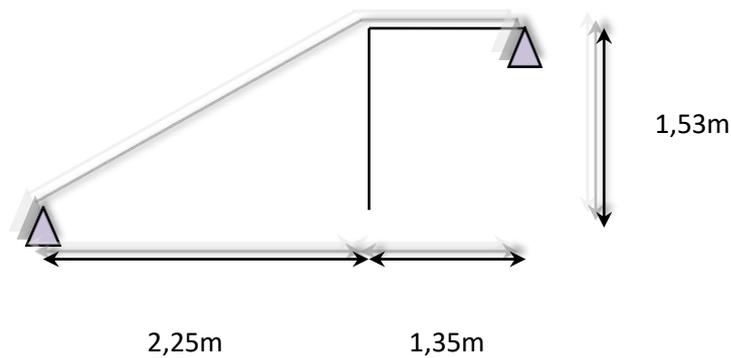
-Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

-Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

Les escaliers de notre bâtiment sont coulé en place, dont les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de :

$$(Blondel) \rightarrow 0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$$

Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à deux volées parallèles coulé en place.



### **5.3.1 Prédimensionnement des escaliers :**

Les escaliers de notre bâtiment sont coulé sur place dont les dimensionnements des marches et contres marches ( $g$ ) et ( $h$ ) sont déterminées par la condition du Blondel.

-Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à 2 volées

#### **Caractéristique géométrique :**

- La hauteur égal à : 1.57m
- La longueur égal à : 4.10m
- L'inclinaison de la volée :  $\text{tga} = \frac{1.53}{2.75} = 0.556 \rightarrow a = 29.08$
- $h$  = la hauteur d'une marche : avec  $14 \leq h \leq 18$
- $g$  : la largeur d'une marche avec  $24 \leq g \leq 32$  On

prend  $h=17\text{cm}$   $g=30\text{cm}$

Le nombre des marches :

$$\text{➤ } n := \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marche par volée}$$

#### **En vérifiant la condition du Blondel on aura :**

$$0.59 \leq g+2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.3+0.2 (0.17) \leq 0.66$$

$$0.59 < 0.64 < 0.66 \dots \text{c.v}$$

#### **➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{410}{30} \leq ep < \frac{410}{20}$$

$$13.66 \leq e_p \leq 20.5$$

***-e<sub>p</sub> = 15cm***

**5.3.2 Evaluation des charges :**

$$a=29.08 \begin{cases} \cos a = 0.873 \\ \sin a = 0.486 \end{cases}$$

**➤ Charge permanente :**

- Volée :  $g_1 > \gamma_{B.A} \left( \frac{h}{\cos a} \right) \rightarrow g_1 = 25 \left( \frac{0.15}{0.573} + \frac{0.17}{2} \right) = 6.42 \text{KN/m}^2$

• Poids propre de revêtement :

- ❖ Sur la marche (carrelage + morte de pose (2cm)) = 0.9KN/m<sup>2</sup>

- ❖ Sur la contre marche  $P_2 = 0.9 \text{KN/m}^2$

- ❖ Enduit de plâtre 2cm  $P_3 = 0.2 \text{KN/m}^2$

$$\text{Donc } g_2 = P_1 + P_2 \left( \frac{h}{\cos a} \right) + \frac{P_3}{\cos a} = 0.9 + \frac{0.17}{0.3} + \frac{0.2}{0.873}$$

$$-g_2 = 1.639 \text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur  $\{ \begin{matrix} g_1 = 6.42 \text{KN/ml} \\ g_2 = 1.639 \text{KN/ml} \end{matrix} \right.$

$$g_2 = 1.639 \text{KN/ml}$$

**Gard corps (rampe)**

$$-g_3 = 0.15 \text{KN/ml}$$

$$\text{Donc } g = g_1 + g_2 + g_3 = 6.42 + 1.639 + 0.15 = 8.09$$

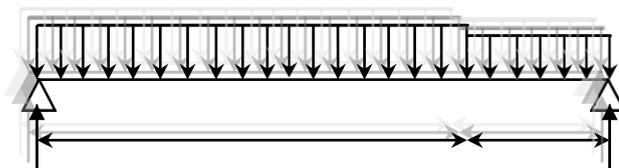
**➤ Poids propre du palier :**

$$g_0 = 25(0.15) + 0.9 + 0.15 = 4.8 \text{KN/ml (pour une bande de 1m)}$$

**➤ Calcul de la charge équivalente :**

8,209KN /mL

4,8KN/mL

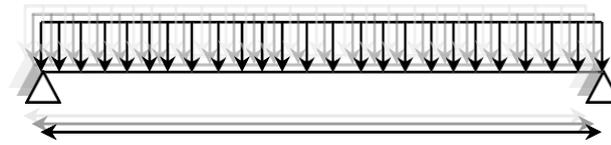


2,25m

1,35m

$$G_e = \frac{\sum g_i l_i}{\sum l_i} = \frac{8.209(2.75) + 4.8(1.35)}{4.10} = 6.93 \text{KN/ml}$$

6,93KN /m



3,6m

### 5.3.3 Calcul des sollicitations :

$$\diamond \text{ E.L.U : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (6.93) + 1.5 (2.5)$$

$$P_u = 13.10 \text{ kn/ml}$$

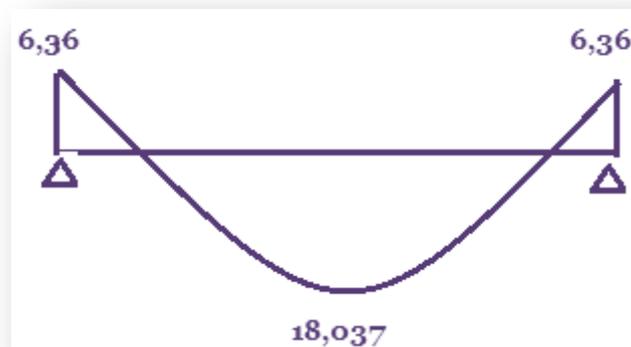
$$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{13.10 \cdot (3.6)^2}{8} \rightarrow M_0 = 21.22 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment sur appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 * 21.22 = 6.366 \text{ m}$$

#### ➤ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 * 21.22 = 18.037 \text{ KN.m.}$$



*Diagramme des moments en KN .m*

**5.3.4 Calcul de ferrailage :**

❖ **Pour travée :**  $M_T = 18.037 \text{ kn.m}$

$$-\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{18.037 \cdot 10^3}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.075 < \mu = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$a = 0.0989$$

$$0.099 \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.960 \end{array} \right. \quad (\text{tableau})$$

$$A_S = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.037 \cdot 10^3}{0.960 \cdot 13.348} = 4.15 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_S = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_t: \frac{A_S}{4} = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Pour appuis :**  $M_a = 6.366 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6.366 \cdot 1000}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.0265 < \mu_e = 0.392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\mu = 0.0265 \left\{ \begin{array}{l} = 0.0330 \\ \beta = 0.987 \end{array} \right. \quad (\text{tableau})$$

$$A_S = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.366 \cdot 10^3}{0.987 \cdot 13.348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_S = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_t: \frac{A_S}{4} = 0.502 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} : \max \left\{ \frac{h}{\dots} \right.$$

1000

$$\left. \begin{array}{l} ; 0.23b.d.ft28 \} = \{1.5 ; \\ 1.569 \} = 1.57 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \overline{fe}$$

**Travée : AS = 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> > 1.57 cm<sup>2</sup> ..... cv**

**Appuis : AS = 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> > 1.57 cm<sup>2</sup> ..... cv**

**5.3.5 Vérification à E.L.S :**

$$P = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 15.27 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 * 15.27 = 4.58 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85.M_0 = 0.85 * 15.27 = 12.97 \text{ KN/m}$$

- **Vérification des contraintes :**

- **❖ Pour travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15AS(d-y) = 0 = \frac{100y^2}{2} - 15(4.52)(13-y)$$

$$\rightarrow y = 3.57 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie.**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15AS(d-y)^2$$

$$= \frac{100 * 3.57^3}{3} + 15 * 4.52 (13 - 3.57)^2 \rightarrow I = 7545.74 \text{ cm}^4$$

$$4-\sigma = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{12.97 * 10^3}{7545.74} * 3.57 = 6.13 < 15 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$-\sigma_s = \frac{M}{I} (d-y) = \frac{15 * 12.97 * 10^3}{7545.74} * (13 - 3.57) = 243.13 < 348 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

- **❖ Pour appuis :**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15AS(d-y) = 0 = \frac{100y^2}{2} - 15(2.01)(13-y) = 0$$

$$\rightarrow Y = 2.51 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15AS(d-y)^2 = 3846.45 \text{ cm}^4$$

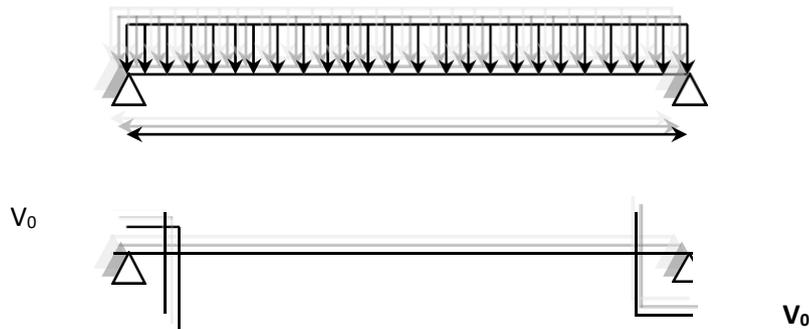
$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{4.58 \cdot 10^3 \cdot 2.51}{3846.45} = 2.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

$$-\sigma = \frac{M \cdot (d-y)}{I} = \frac{15 \cdot 4.58 \cdot 10^3 \cdot (13-2.51)}{3846.45} = 187.35 < 348 \dots \text{ cv}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchante**

$$V = \frac{pl}{2} = \frac{13.10 \cdot 3.6^2}{2} = 23.58 \text{ kn}$$

$P_u = 13,10 \text{ KN/mL}$



$$r_u = \frac{v}{b \cdot d} = \frac{23.58 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.181 \text{ MPa}$$

$$r_{uadm} = \min \left( \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots fp$$

On a  $r_u < r_{uadm}$  : pas de nécessité des armatures transversales.

**5.3.6 Calcul de flèche :**

❖ **Calcul de chargement :**

- Charge permanente sans revêtement :  $j = 5.41 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente avec revêtement :  $g = 6.93 \text{ KN/ml}$
- Charge total :  $p = (G+Q) = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ kn/ml}$

❖ **Calcule des moments correspondant :**

$$M_j = 0.75 \frac{j l^2}{8} = 0.75 \frac{5.41 \cdot 3.6^2}{8} = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \frac{g l^2}{8} = 0.75 \frac{6.93 \cdot 3.6^2}{8} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \frac{p l^2}{8} = 0.75 \frac{9.43 \cdot 3.6^2}{8} = 11.45 \text{ KN.m}$$



❖ **Calcule de position du centre de la gravité :**

$$y = \frac{15AS}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{b \cdot d}{7.5AS}} - 1 \right\} = y = 2.89 \text{ cm}$$

❖ **Calcule de moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15AS \left( \frac{h-d}{2} \right)^2 = \frac{10 \cdot 15^3}{12} + 15 \cdot 4.52 \cdot (7.5-2)^2$$

$$I_0 = 30175.95 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcule des contraintes correspondantes :**

$$\sigma_j = \frac{15M_l}{I} (d-y) = \frac{15 \cdot 6.57 \cdot 10^3}{30175.95} (13-2.89)$$

$$\sigma_j = 33.017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15M_g}{I} (d-y) = \frac{15 \cdot 8.41 \cdot 10^3}{30175.95} (13-2.89)$$

$$\sigma_g = 42.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15M_p}{I} (d-y) = \frac{15 \cdot 11.45 \cdot 10^3}{30175.95} (13-2.89)$$

$$\sigma_p = 57.54 \text{ MPa}$$

❖ **Calcule de pourcentage des armatures :**

$$\rho = A_s / bd = \rho = 4.52 / 100 \cdot 13 = 0.03476$$

❖ **Calcul des coefficients correspondant :**

$$\mu_j = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4 \sigma_j \rho + f_{t28}} \right) = -0.43 < 0 \rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4 \sigma_g \rho + f_{t28}} \right) = -0.36 < 0 \rightarrow \mu_g = 0$$

$$4\rho \sigma_g + f_{t28}$$

$$\mu_p = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_g + f_{t28}} \right) = -0.26 < 0 \rightarrow \mu_p = 0$$

$$4\rho \sigma_p + f_{t28}$$

❖ Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :  $E_i$  :

$$11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_p = \frac{EI}{3} = \frac{32164.2}{3} = 10721.4 \text{MPa}$$

❖ Coefficient instantané :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f t^{28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) f} = 4.83$$

❖ Coefficient déferé :

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.932$$

❖ Calcul du moment d'inertie :

$$I_{ji} = \frac{1.1 i_o}{1 + \gamma_i \mu_j} = \frac{1.1 i_o}{1} = \frac{1.1 * 28295.91}{1}$$

$$I_{ji} = 33193.545 \text{cm} = I_{gi} = I_{pi} = I_{gv}$$

• La flèche correspondante à j :

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{ji}} = \frac{6.57 * 10^3 * 360^2}{10 * 32164.2 * 33193.545} = 0.079 \text{cm}$$

• La flèche correspondante à g :

$$-f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{gi}} = \frac{8.41 * 10^3 * 360^2}{10 * 32164.2 * 33193.545} = 0.102 \text{cm}$$

• La flèche correspondante à p :

$$-f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{pi}} = \frac{9.43 * 360^2 * 10^3}{10 * 32164.2 * 33193.545} = 0.114 \text{cm}$$

• La flèche correspondante à v :

$$-f_{vi} = \frac{M_v l^2}{10 E_i I_{gv}} = \frac{8.41 * 360^2 * 10^3}{10 * 10721.4 * 33193.545} = 0.306 \text{cm}$$

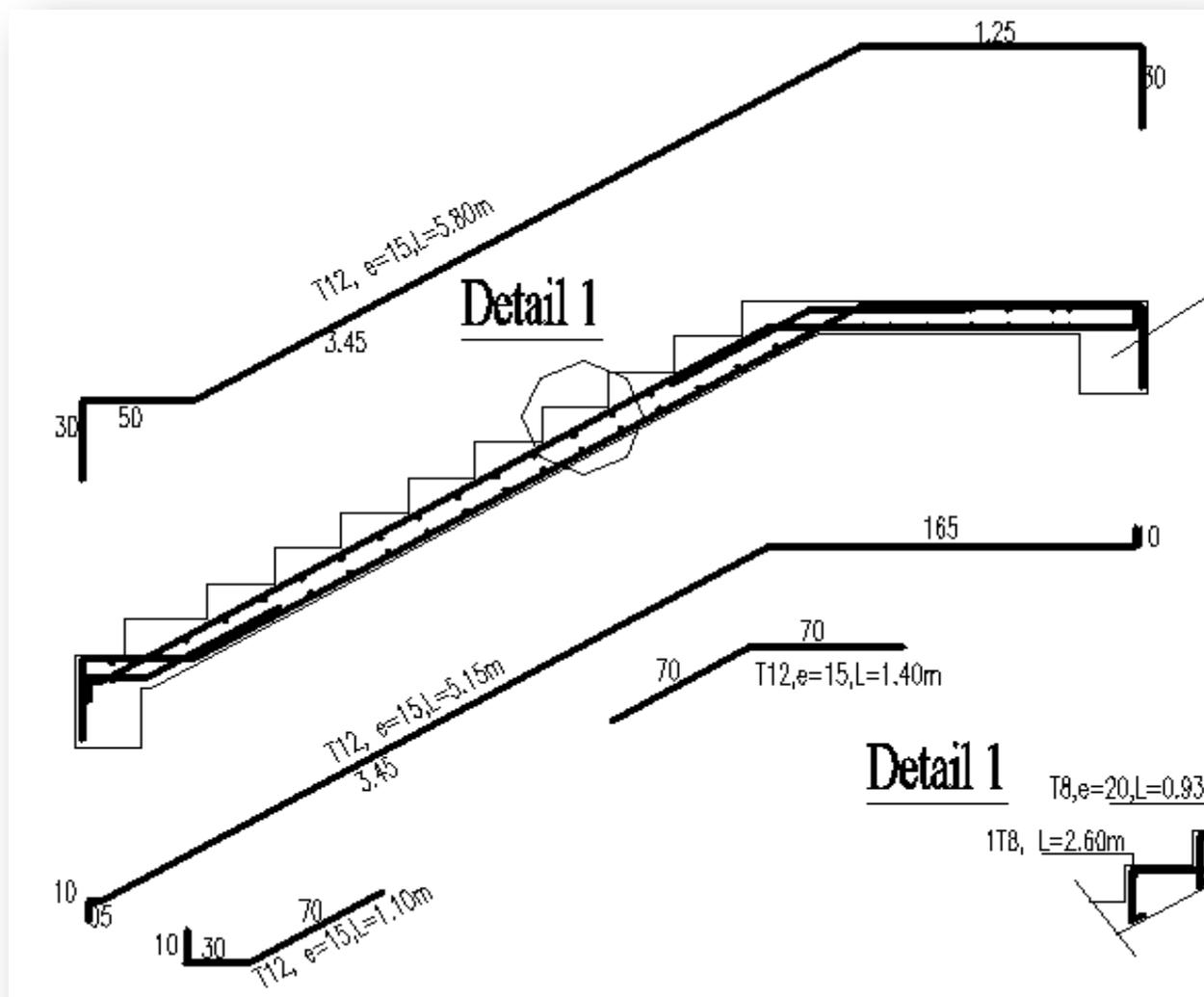
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi}$$

$$= 0.102 + 0.114 + 0.306 - 0.079 = 0.443 \text{cm}$$

**La flèche admissible :**

$$\Delta f_{t ad} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72$$

*On a  $\Delta f_t < \Delta f_{t ad}$ ..... c.v*



**Fig.14 .Ferrailage des escaliers**

**5.4 Etude de la poutre paliers :**

La section de la poutre : (30\*25)

**5.4.1) Evaluation des charges :**

- **Poids propre de la poutre palier :**  $P = \gamma \cdot s$

$$\rightarrow p = 0.25 \cdot 0.30 \cdot 25 = 1.875 \text{ KN/m}$$

- **Poids propre de mur :**

$$G_{\text{mur}} \cdot 1 = 2.76 \cdot 2.55 = 7.03 \text{ KN/m}$$

- **Réaction de la paillasse et de palier:**

E.L.U.

$$R_u = q_u \cdot l^2 / 8 = 13.10 \cdot \frac{3.6^2}{8} = 23.58 \text{ KN/m}$$

E.L.S.

$$R_s = q_s \cdot l^2 / 8 = 9.43 \cdot \frac{3.6^2}{8} = 16.97 \text{ KN/m}$$

E.L.U.

$$q_u = 1.35 (1.875 + 7.03) + 23.58 = 35.60 \text{ KN/m}$$

E.L.S.

$$7.08 + 16.97 + 1.875 = 25.87 \text{ KN/m}$$

**5.4.2 Etude de la poutre paliers à la flexion :**E.L.U.

- **Moment isostatique :**

$$M_o = q_u \cdot l^2 / 8 = 35.60 \cdot \frac{2.55^2}{8} = 28.93 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \cdot 28.93 = 24.59 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 * 28.93 = 8.68 \text{KN}$$

**5.4.3 Calcul du ferrailage :**

$$h = 30\text{cm} ; b = 25\text{cm}$$

**Travée :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{24.59 \times 10^3}{25.27 \times 14.2^2} = 0.0950 < \mu = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.59 \times 10^3}{0.949 \times 27 \times 348} = 2.75 \text{cm}^2 = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2.$$

**Appuis:**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d \cdot \sigma_b} = \frac{8.68 \times 10^3}{25.27^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_s = \frac{8.68 \times 10^3}{27 \times 0.983 \times 348} = 0.93 \text{cm}^2.$$

$$2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{h}{1000} ; \frac{f_{t28} \cdot 0.23}{f_2} \right\}$$

$$\{0.75, 0.90\} \rightarrow A_{s \min} = 0.90 \text{cm}^2.$$

Travée:  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 > 0.90 \rightarrow \text{c.v.}$

Appuis:  $A_s = 2\text{HA}8 = 1.01 > 0.90 \rightarrow \text{c.v.}$

**5.4.4 Etude de la poutre palière à la torsion:**

La torsion de la poutre palière est provoquée par le moment de la flexion de la paille et de palier:

$$M_{t0} = M_{au} \cdot l/8$$

$M_{au}$  = moment d'appuis de la paille et de palier sur la poutre palière

$$M_{t0} = 8.68 \times 2.55^2 = 7.05 \text{KN.m.}$$

---

8

**Calcul de ferrailage:**

- Armature longitudinale.

$$A_{stor} = (\mu \times n_{tor}) / (2 \times f_i \times \sigma_s) \Omega =$$

$$(b-e) \times (h-2).$$

e: épaisseur de la section creux.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (30 - 4.16) \times (25 - 4.16) = \Omega = 538.50 \text{ cm}^2$$

$\mu$ : périmètre de contour d'air  $\Omega$ .

$$\mu = 2 \times [(25 - 4.16) + (30 - 4.16)] = 93.36 \text{ cm.}$$

$$(93.36 \times 7.05) \times 10^3$$

$$A_{stor} = \frac{(93.36 \times 7.05) \times 10^3}{2 \times 538.50 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

On adopte AS TOR=3HA10=2.36cm

### **Armature transversal:**

- Espacement:

$$S_{t \min} = \frac{0.90}{100} \times 40 \text{ cm} + \frac{24.3}{100} \times 40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 24.3 \text{ cm}$$

prend  $s_t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \sigma_s}{(2 \times f_i \times F_e)}$$

$$= \frac{7.05 \times 20 \times 1.15}{2 \times 538.50 \times 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- Armature totale:

$$A = \begin{cases} \text{en travée} = 3.14 + 2.36 = 5.5 \text{ cm}^2. \\ \text{sur appuis} = 2.36 + 1.01 = 3.37 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

**On adopte :**

$$\begin{cases} \text{en travée} : 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \\ \text{sur appuis} : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour les armatures transversales:

$$\varnothing_t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \varnothing ; \frac{b}{10} \right\}.$$

$$35 \quad 10$$

$$\varnothing_t = \min \left\{ \frac{255}{35} ; 12 ; \frac{250}{10} \right\}.$$

$$35 \quad 10$$

$$\emptyset_t = \min \{7.28; 12; 25\}.$$

On adopte:  $\emptyset_t = 6$ .

On prend:  $2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

#### 5.4.5 Les vérifications:

- Condition de non fragilité:

$$A_s \min = \max \left\{ \frac{h}{1000}; \frac{0.23 \text{ bd} \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}.$$

$$\{0.75; 0.90\} \rightarrow A_{s \min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

{ pour travée :  $5.65 > 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c. v.}$

sur appuis :  $3.37 > 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c. v.}$

- Justification de l'effort tranchant:

$$V_u = ql/2 = \frac{35.60 \times 2.55}{2} = 45.39 \text{ KN}.$$

$$V_u \leq 0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}; \quad a = 0.90 \cdot 0.267$$

$$250 \cdot 24.3 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 405.50 \text{ KN}.$$

$$V_u + 45.39 < 405.50 \dots \text{C.V.}$$

- Vérification des contraintes tangentielles.

$$r = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{35.60 \times 10^3}{270 + 250} = 0.52740 \text{ MPa}$$

Etat de béton armé pour une fissuration préjudiciable

$$r_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow r = 2.5 \text{ MPa}$$

$$r_u < r_u \rightarrow c.v.$$

**5.4.6 Vérification à l'E.L.S:**

- **Travée:**

→Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d-y) = 0 \Rightarrow \frac{25}{2} y^2 - 15.5.65 (27-y) = 0$$

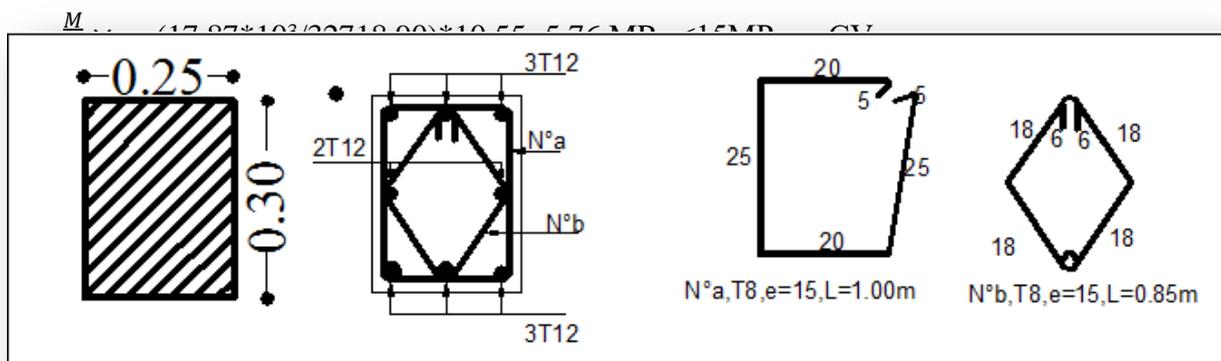
$$12.5 y^2 + 84.75y - 2288.25 \rightarrow y = 10.55m$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d-y)^2 \rightarrow I = 32718.90cm^4$$

Vérification des contraintes:

- Contrainte dans le béton



$$= 134.77 MPa < 348 MPa \dots c.v$$

*Ferrailage de la poutre palière*

**Fig.15** *Ferrailage de la poutre palière*

## 5.5/ Etude de balcon

### 5.5.1 Evaluation des charges:

#### a) Charge répartie:

Balco n		
1	Carrelage mortier de pose	0.9KN/m <sup>2</sup>
2	Poids propre de la dalle =e=14cm→	3.5KN/m <sup>2</sup>
3	Enduit de ciment e=2cm	0.36KN/m <sup>2</sup>
4	<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=4.76KN/m<sup>2</sup></b>
5	<b>Surcharge d'exploitation</b>	<b>3.5KN/m<sup>2</sup></b>

$$g_u = 1.35g + 1.5Q = 1.35 (4.76) + 1.5 (3.5)$$

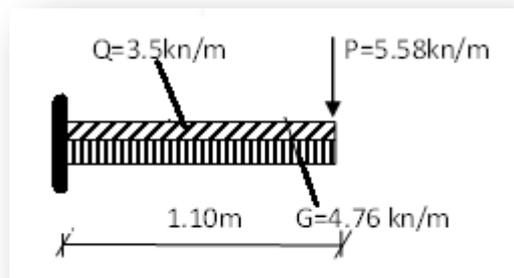
$$g_u = 11.676 \text{KN/m}^2$$

$$g_s = 4.76 + 3.5 = 8.26 \text{KN/m}^2$$

#### b) Charge concentré:

$$P = G \text{ mur } l = 1.30 * 3 + (1.30 + 0.36 + 0.20) * 3 = 5.85 \text{KN/m}$$

➤ On considère que le balcon est en porte à faux sur une bande de 1 m



*Longueur en porte à faux*

**4.5.2 Calcul des sollicitations :**

- Calcul du moment:

$$M_u = - \left( \frac{g_u \cdot l^2}{2} + 1.35 P \cdot l \right)$$

$$= - \left( \frac{11.67 \times 1.10^2}{2} + 1.35 \times 5.58 \times 1.10 \right)$$

$$= -15.34 \text{ kn.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant:

$$T_u = - \{ g_u l + 1.35 \cdot p \} = - \{ 11.676 \times 1.10 + 1.35 \times 5.58 \}$$

$$= -20.37 \text{ KN}$$

**4.5.3 Calcul de ferrailage:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{15.34 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14.2} = 0.0750 < \mu_s = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_s} = \frac{15.34 \cdot 10^3}{0.960 \cdot 12^2 \cdot 348} = 3.82 \text{ cm}^2$$

**As adopte: 5H10 = 3.93 cm<sup>2</sup>**

Soit st: 20cm

- Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \rightarrow \text{on adopte } A_{rep} = 3H8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

St = 33cm

- Condition de non fragilité:

$$A_s \text{ min} = \max \left\{ \frac{h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\{ 1.40; 1.44 \} \rightarrow A_s \text{ min} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3.93 > 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ Vérification de cisaillement:

$$r = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.37 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.169 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.37 \times 10^3}{1000 \times 120}$$

$$r_{ad} = \leq \min \{0.15^{f_{c28}}; 4MPa\} = 2.5MPa$$

$$\sigma_b$$

$r_u < r_{ad} \rightarrow$  les armatures transversal ne sont pas nécessaires

### E.L.S:

➤ Calcul de moment:

$$M = -\left(\frac{g_s \times l^2}{2} + P.L\right) = \left(\frac{8.26 \times 1.10^2}{2} + 5.58 \times 1.10\right)$$

$$= 11.13 \text{KN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s (d-y) = 50 y^2 - 15(3.93)(12-y)$$

$$Y = 3.21 \text{cm}$$

➤ Moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d-y)^2$$

$$= \frac{100 \times 3.21^3}{3} + 15 \times 3.93 (12 - 3.21)^2 \rightarrow I = 5657.24 \text{cm}^4$$

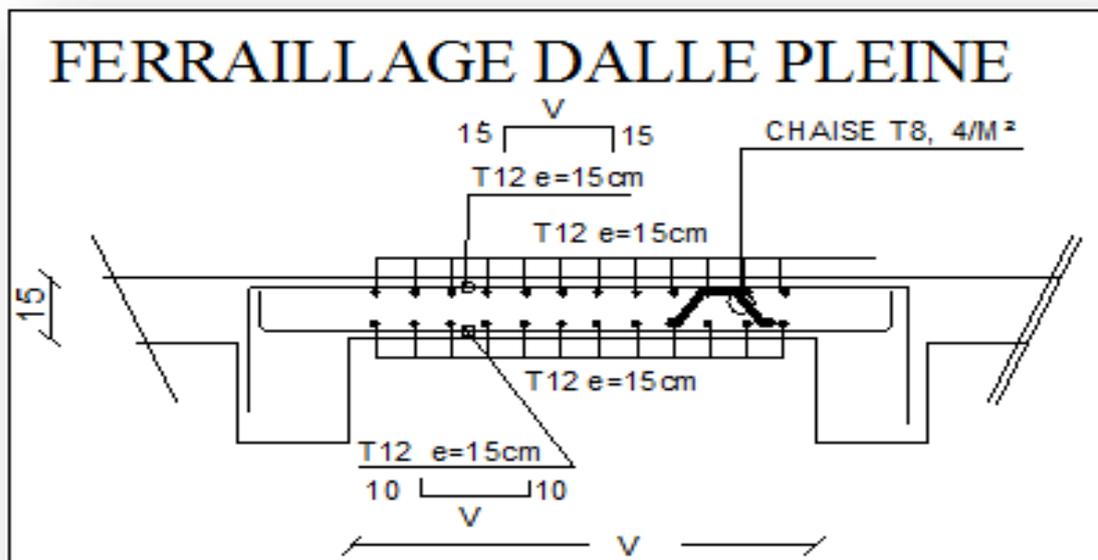
Contrainte dans le béton:

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y = \frac{11.13 \times 10^3}{5657.24} \times 3.21 = 6.31 \text{MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ c.v}$$

Contraint dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) = 15 \left( \frac{15.90 \times 10^3}{7526.07} \right) \times (12 - 3.74)$$

$$= 270.31 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \text{cv}$$



**Fig.16 Ferrailage du balcon**

## ***CHAPITRE 6 :***

# ***ETUDE SISMIQUE***

**Introduction :**

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20<sup>e</sup> siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comme réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus

ou moins amplifiées dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

### **6-1- Objectifs de l'étude sismique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### **6-2-choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

### **6-2-1-la méthode statique équivalente :**

➤ **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivent deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. *Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m au zone I et II<sub>a</sub> et à 30m en zone II<sub>b</sub> et III.*
- b. *Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a). les conditions complémentaires suivantes :*

**Zone II<sub>a</sub>:**

Groupe d'usage 3et2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou **23m**

Groupe d'usage **1B**, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou **17m**

Groupe d'usage **1A**, si hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou **10m**

***Notre bâtiment est régulier en plan et groupe d'usage 1B (hauteur de bâtiment égale 19.55m>17m)***

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour

la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique, cette

dernière doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente

**$(V_d > 0.8V_s)$ .**

➤ **Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99 Version 2003)**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} - A : \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ - D : \text{facteur d'amplification dynamique moyen} \\ - Q : \text{facteur de qualité.} \\ - R : \text{coefficient de comportement.} \\ - W_T : \text{poids total de la structure.} \end{array}$$

➤ **Détermination des coefficients :**

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :** donné par le tableau 4.1 (RPA99V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 1B et zone sismique IIa → **A=0.20**

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

Sa valeur donnée par le tableau 4.3 (RPA99V2003)

Portique contreventé par des voiles → **R=4**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associées à la catégorie du suite et donnée par le tableau 4.7(RPA99V2003)

Site meuble( $S_3$ )  $\rightarrow T_2 = 0.5s$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad .$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutifs, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 (RPA99V2003))

$$\rightarrow \xi = 7\% \text{ donc } \eta = \sqrt{7(2 + 7)} = 0.88 > 0.7$$

$T$  : la période fondamentale de la structure :  $T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots (1)$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :  $h_n = 19.55m$

$C_T$  : coefficient , fonction du système de contreventement , du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99V2003)

$$\rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.05(19.55)^{3/4} = 0.46s$$

Et comme  $C_T$  le cas  $n^0 = 03$  dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \dots \dots \dots 02$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 21\text{m} \quad T_x = 0.38\text{s}$$

$$D_y = 9.8\text{m} \quad T_y = 0.56\text{s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) (2)

Donc on prend :  $T_x = 0.38\text{ s}$  et  $T_y = 0.46\text{s}$ .

$$T_x < T_2 \rightarrow D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2 T_y < T_2$$

$$\rightarrow D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum^6 P_q$

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

Critique "q"	Q	
	observé	Non observé
Condition minimale des files porteuses	/	<b>0.05</b>
Redondance en plan	/	<b>0.05</b>
Régularité en plan	<b>0</b>	/
Régularité en élévation	<b>0</b>	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	<b>0.05</b>
Contrôle de la qualité d'exécution	/	<b>0.1</b>

**Tableau.12 – Calcul du Facteur de qualité (Q)**

$$Q=1+ (0.05+0.05+0+0+0.05+0.1)=1.25$$

• **Poids totale de la structure:  $W_T$**

$W_T$ : est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau(i)

$$W_T = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires a la structure

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation **Q=0.20 [TAB (4.5)RPA99]**

<i>Calcul de poids propre de la structure</i>			
<i>Niveau</i>	<i>élément</i>	<i>W<sub>G</sub> :(KN)</i>	<i>W<sub>G</sub>: et Q:(KN)</i>
	<i>Acrotère</i>	83.16	$W_{Gi} = 2089.04$
	<i>Plancher terrasse</i>	1212.162	$W_{Qi} = 205.8$
<b>TERRASSE</b>	<i>P.P</i>	215	
	<i>P.CH</i>	102.08	
	<i>PO</i>	107.52	
	<i>Voile</i>	47.36	
	<i>Escalier</i>	41.34	
	<i>Mur</i>	217.60	
	<i>Balcon</i>	62.82	
<b>4<sup>em</sup> e ETAGE</b>	<i>Plancher étage</i>	1031.05	$W_{Gi} = 2207.14KN$
<b>A</b>	<i>P.P</i>	215	$W_{Qi} = 308.7$
<b>1<sup>ere</sup> ETAGE</b>	<i>P.C</i>	102.08	
	<i>HPO</i>	215.04	
	<i>Voile</i>	94.72	
		82.68	
	<i>Escalier</i>	31.41	
	<i>Balcon</i>	435.20	
	<i>mur</i>		
	<i>Plancher étage</i>	1031.05	$W_{Gi} = 2224.75$
	<i>P.P</i>	215	$W_{Qi} = 308.7$
	<i>P.CH</i>	102.08	
<b>RDC</b>	<i>PO</i>	315	
	<i>Voile</i>	138.75	
	<i>Escalier</i>	82.68	
	<i>Murs</i>	317.78	
	<i>balcon</i>	31.41	

**Tableau.13 – Calcul de poids propre de la structure**

$$W_{GT}=13142.35kN$$

$$W_{QT}=1749.3KN \quad W_T$$

$$=W_{GT} + \beta W_{QT}$$

$$13142.35+0.2*1749.3$$

$$W_T=13492.21KN$$

➤ **La force sismique totale appliquée à la base dans les deux sens:**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.20 \times 2.2 \times 1.25}{4} \times 13492.21 = 1855.18kn$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.20 \times 2.2 \times 1.25}{4} \times 13492.21 = 1855.18kn$$

## **6.2.2 Etude dynamique:**

### **6.2.2.1 Présentation de logiciel l'Robot Millennium v.17.5 :**

l'Robot Millennium v.17.5 est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles .il offre une interface utilisateurs intuitive portant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles avec les techniques analytique sophistiquées requise pour faire les projets les plus complexes

Nom du programme: Extented 3d analyses of building systèmes.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les

caractéristiques principales d' Robot Millennium v.17.5 sont:

- *l'Robot Millennium v.17.5 est un logiciel de calcule conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique Q*

- *Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaire des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différent es réglementation en vigueur à travers le monde de plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments; l'Robot Millennium v.17.5 offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet grâce à ces diverses fonction il permet une descente de charges automatique et rapide ; un calcul automatique du centre de masse et de rigidité. Ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc)*
- *l'Robot Millennium v.17.5 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels*
- *Modélisation mathématique par la méthode des element finis*

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infinie de degré de liberté (ddl) par un modèle ayant un nombre fini de ddl la masse la rigidité et l'amortissement

En d'autre terme ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure

### **6.2.2.2 Analyse et conception structurales :**

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en utilisant l'Robot Millennium v.17.5 :

- *Crées ou modifiez un modèle qui définit numériquement la géométrie ; les propriétés le chargement et les paramètres d'analyse du modèle.*
- *Passez en revue les résultats de l'analyse.*
- *Vérifier et optimiser la conception de la structure*

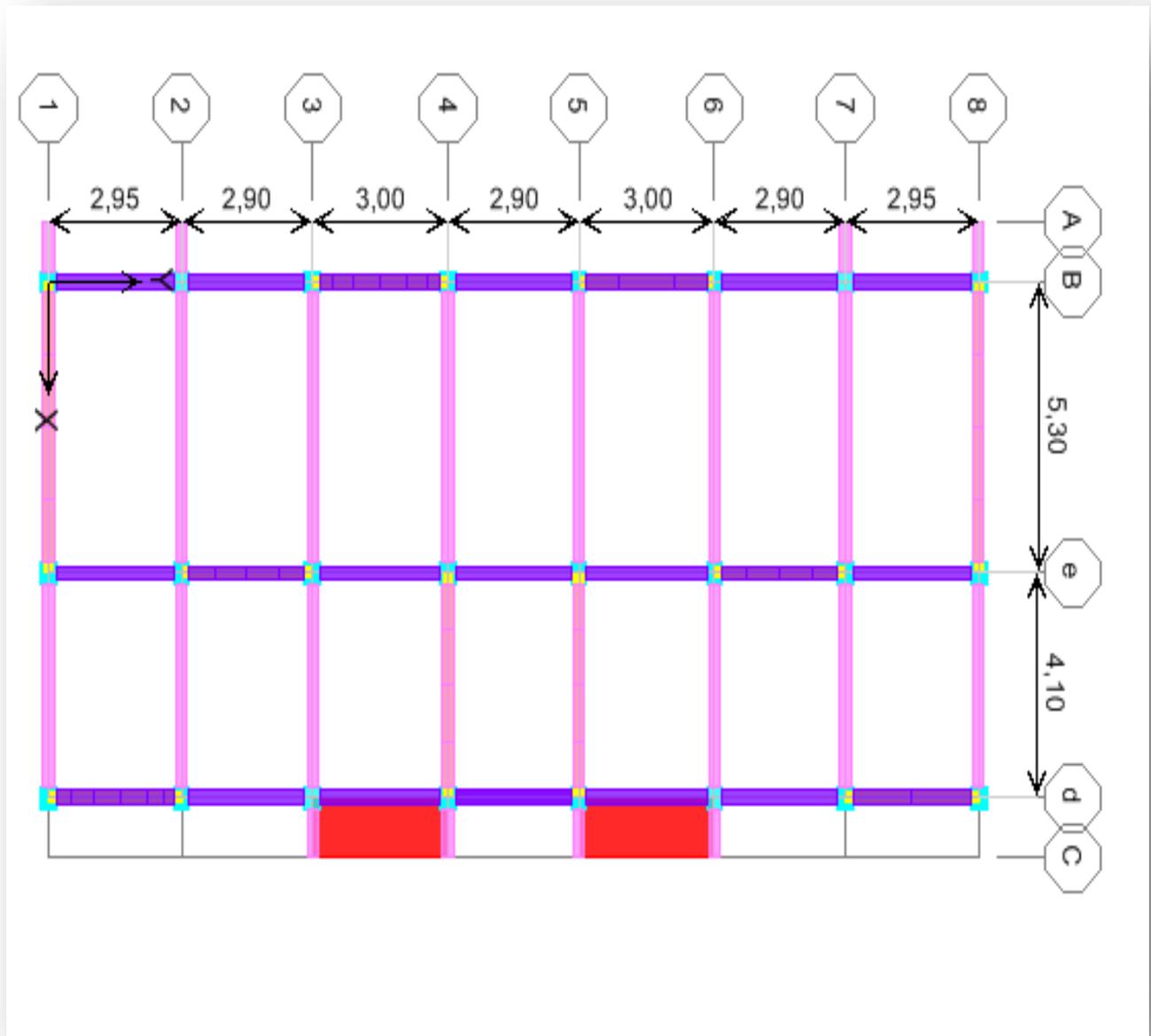
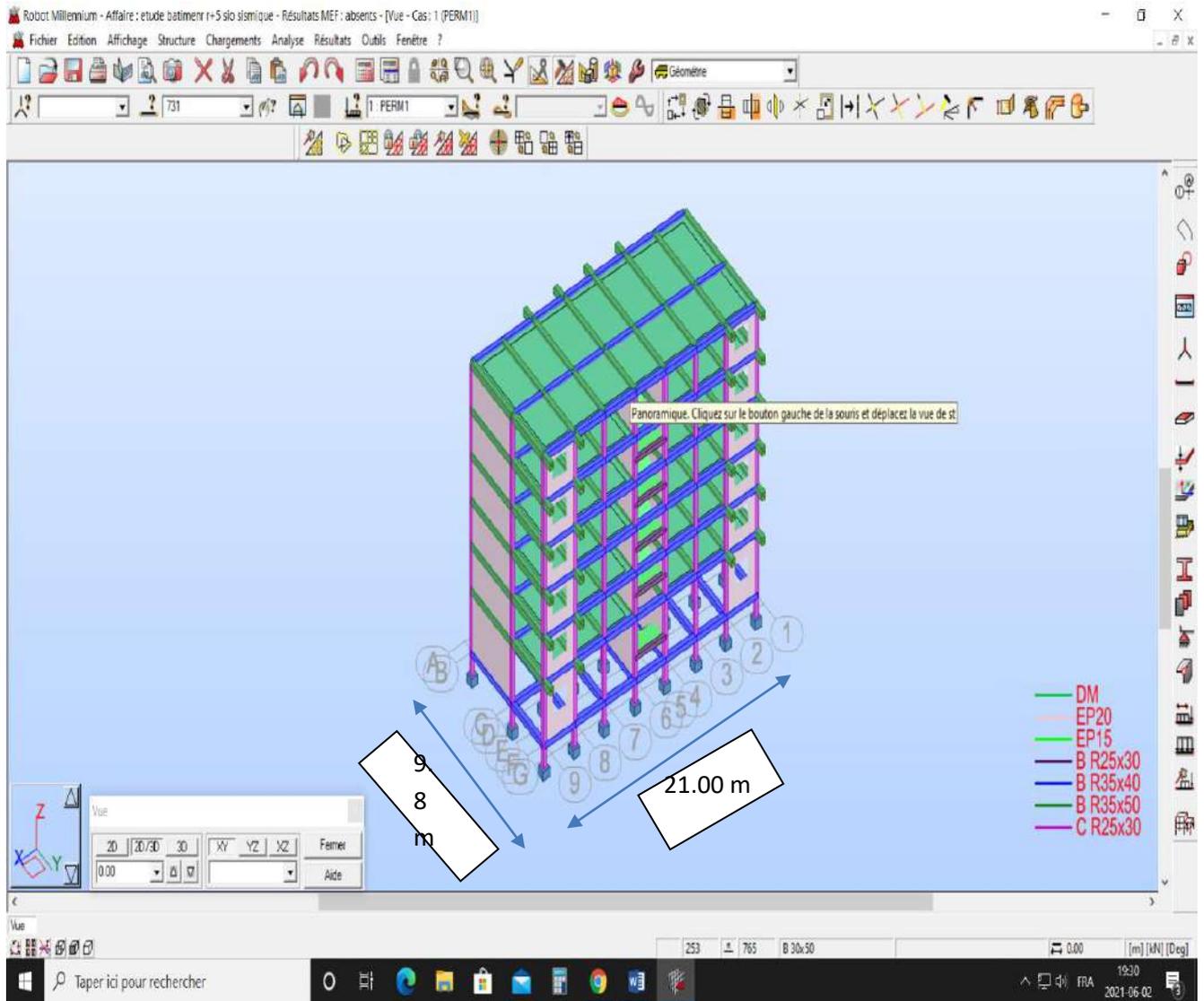
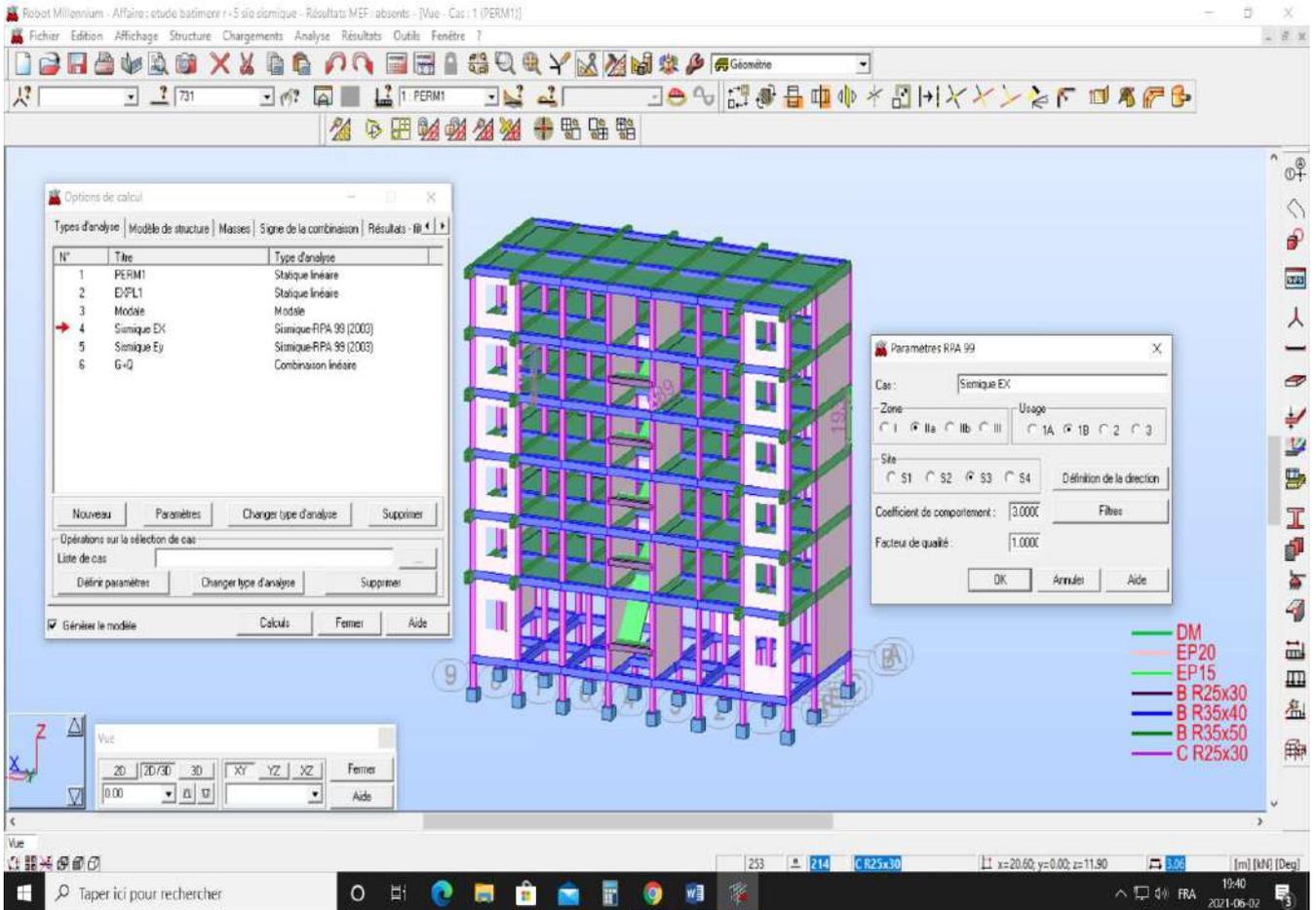


Fig.17. VUE EN PLAN



VUE N°01



VUE N°02

➤ **Centre de masse et centre de rigidité**

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY 1	D1	4,804	10,3	5,07	10,3
STORY 2	D2	4,932	10,30	5,03	10,3
STORY 3	D3	4,934	10,30	4,95	10,3
STORY 4	D4	4,937	10,29	4,81	10,3
STORY 5	D5	4,934	10,30	4,54	10,3
STORY 6	D6	4,91	10,30	3,80	10,3

➤ **Calcul de l'excentricité**

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CCM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$$

### **Excentricité accidentelle : RPA 99/v2003(4.2.7)**

diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle $e_{acc} = 0.05L$	Excentricité	
	Sens - x	Sens - y	$e_{acc}$	Sens - x	Sens - y
1	0.26	0	1.05	1.05	1.05
2	0.098	0.002	1.05	1.05	1.05
3	0.019	0.002	1.05	1.05	1.05
4	0.118	0.008	1.05	1.05	1.05
5	0.389	0.002	1.05	1.05	1.05
6	1.107	0.002	1.05	1.107	1.05

### ➤ **Facteur de participation modale**

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	$\Sigma U_x\%$	$\Sigma U_y\%$
1	0,431499	0,000035	37,35784	0,000035	37,35784
2	0,348769	36,95291	0,00011	36.952945	37357950
3	0,302787	0,00352	0,95994	36.956465	38.317890
4	0,101441	0,00002	18,56727	36.956485	56.885160
5	0,074383	19,47721	0,00044	36.956505	56.885600
6	0,066707	0,0192	0,19898	36.975705	57.084580
7	0,045719	0,00033	9,402763	36.976035	66487343
8	0,033316	9,35997	0,0002	46.336005	66.487543
9	0,030417	0,00792	0,6225	46.343925	67.110043
10	0,028563	0,001268	4,79324	46.345193	71.903283
11	0,02144 2	0,00446	2,30409	4634985	74.207373
12	0,02129 7	4,63422	0,002893	50.9840373	74.210266

➤ **Nombre de mode à considérer**

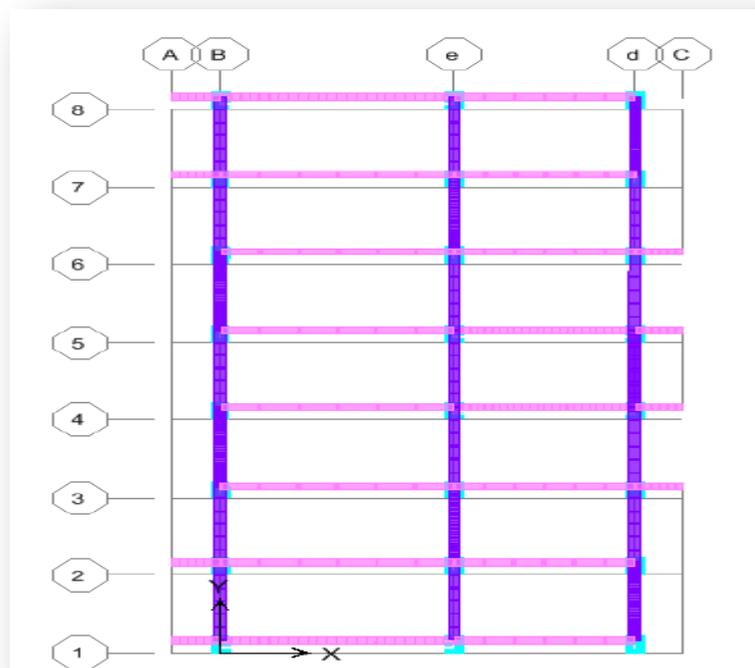
D'après le RPA 99/version 2003(article 4.3.4.-a)

Pour les structure représentées, par des modèle plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que:

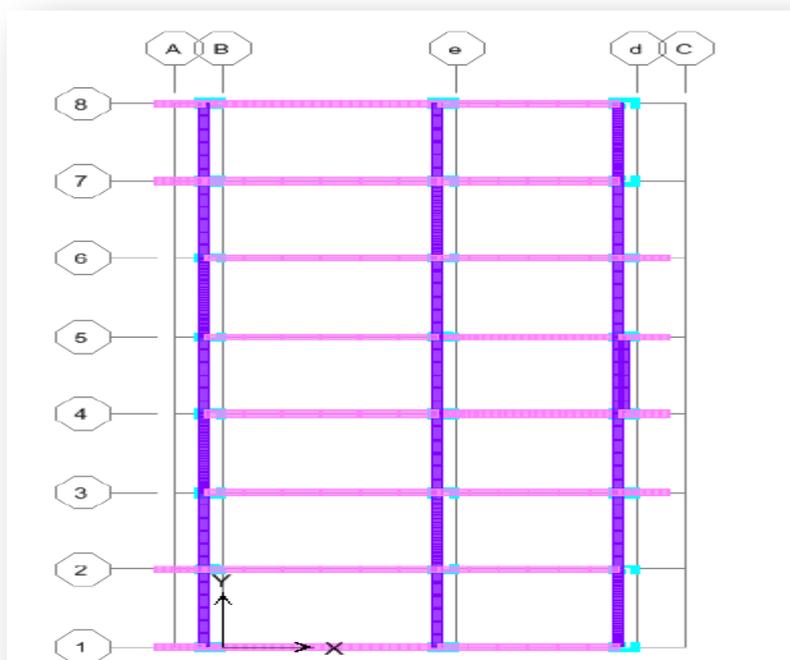
- *La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.*
- *Le minimum de mode à retenir est de trois dans chacune des directions considérées*

**Remarque:** (selon RPA99/version 2003).

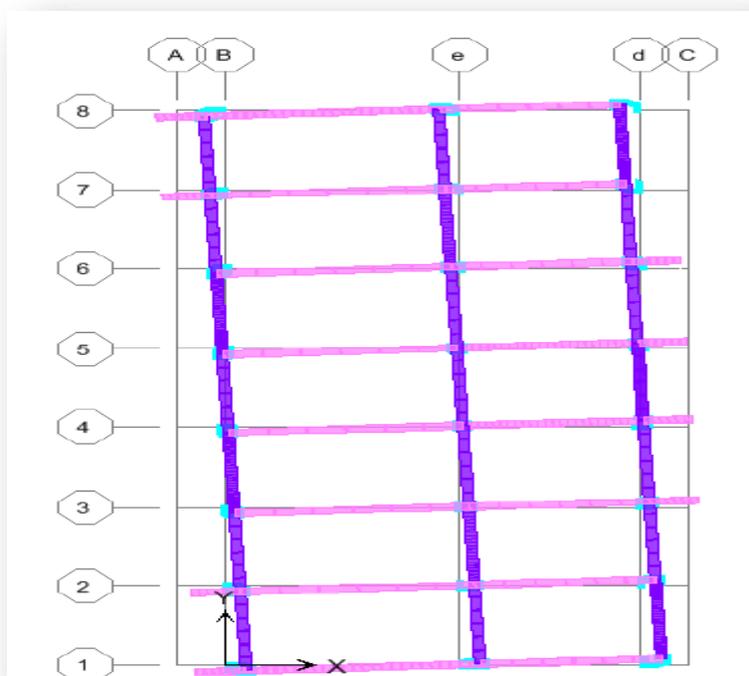
1. *ce modèle présente une période fondamentale  $T=0,4314\text{sec}$ .*
2. *Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.*
3. *Le 3ème mode est un mode de rotation.*



**1<sup>ER</sup> MODE : T=0.53sec**



**2eme Mode  $T=0,48$  sec**



**3eme Mode  $T=0,38$  sec**

**Interprétation:**

Le période fondamentale  $T=0,431499\text{sec}$  est inférieure à celle calculée par les formules empiriques donnée par le RPA 99/version 2003(formule 4-6 de l'article

4-2-4) plus de 30%.

C'est-à-dire :  $0.43 \leq 1.30 (0.38) = 0.499$  (x-x) ET  $0.43 \leq 1.30 (0.46) = 0.59$  (y-y)

➤ **Déplacement et effort tranchant de chaque diaphragme**

Etage	Diaphragme	UX	UY	V X	VY
Etage 1	D6	0,012 2	0,018 6	1499,11	1483,0 7
Etage 2	D5	0,009 8	0,015 1	2401,33	2400,3 4
Etage 3	D4	0,007 3	0,011 6	3056,83	3082,4 2
Etage 4	D3	0,005	0,008	3542,96	3589,4 1
Etage 5	D2	0,002 9	0,004 7	3884,61	3938,7 6
Etage 6	D1	0,001 2	0,002	4090,44	4142,5 1

➤ **Vérification des déplacements:**

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/v 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$  avec

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

**R**: coefficient de comportement ( $R=4$ )

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents,

---

ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

niveau	Sens x- x			Sens y- y			$\overline{\Delta_k}$
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K (m)$	$\Delta_k (m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K (m)$	$\Delta_k (m)$	
1	0.0012	0.0048	0.0048	0.002	0.008	0.008	0.0425
2	0.0029	0.016	0.0112	0.0047	0.0188	0.0108	0.0306
3	0.0072	0.0288	0.0128	0.008	0.032	0.0132	0.0306
4	0.0073	0.0292	0.0004	0.0116	0.0464	0.0144	0.0306
5	0.0098	0.0392	0.0100	0.0151	0.0604	0.0140	0.0306
6	0.0122	0.0488	0.0096	0.0186	0.0744	0.0140	0.0306

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposé par le « RPA 99/version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $v_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $v$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

	$0.8V_{statique} (kn)$	$V_{dynamique} (kn)$	
Suivant x	1855.18	4090.44	Condition vérifiée
Suivant y	1855.18	4142.51	Condition vérifiée

#### ➤ Justification vis-à-vis P-Δ

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet p-Δ) peuvent être négligés dans le cas de bâtiment si la condition suivante est satisfaite

$$\theta = \rho k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus

du niveau "k"  $\rho k = \sum_{i=k}^n w_{gi} + \beta w_{qi}$

$V_k$ : effort tranchants 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"

Si  $0.10 < \theta k \leq 0.20$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta k)$

Si  $\theta k > 0.20$  est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Dans le sens xx :**

Niveau	$P_k$	$\Delta k_x$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
1	13492.2 1	0.0048	4090.4 4	4.2 5	0.0037
2	11205.7 2	0.0112	3884.6 1	3.0 6	0.01055
3	8936.84	0.012 8	3542.9 6	3.0 6	0.01055
4	6667.96	0.000 4	3056.8 3	3.0 6	0.0002
5	4399.08	0.0100	2401.3 3	3.0 6	0.0059
6	2130.2	0.009 6	1499.1 1	3.0 6	0.0044

**Dans le sens yy :**

Niveau	$P_k$	$\Delta ky$	$V_{ky}$	$h_k$	$\theta$
1	13492.2 1	0.008	4142.5 1	4.2 5	0.0061
2	11205.7 2	0.010 8	3938.7 6	3.0 6	0.01004
3	8936.84	0.013 2	3589.4 1	3.0 6	0.01074
4	6667.96	0.014 4	3082.4 2	3.0 6	0.01018
5	4399.08	0.014 0	2400.3 4	3.0 6	0.008
6	2130.2	0.014 0	1483.0 7	3.0 6	0.0065

**Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc effet p- $\Delta$  est négligé**

➤ **Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai

**Méthode de calcul :**

$$\sum W_k * b_i > \sum F_k * h_k$$

**Avec :**

- $W_k$  : le poids calculé a chaque niveau (k)  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- $W_{Qi}$  ( kg):Poids du aux charge d'exploitation
- $W_{Gi}$  ( kg):Poids du aux charges permanentes
- $b_i$ : Centre de gravité de la structure
- $F_k$  : La somme des forces sismique à chaque étage k
- $h_k$  la hauteur de l'étage k

**Dans le sens x**

Niveau	W (kn)	bi(m)	$w_k * b_i$	$h_k$	$F_{kx}$	$F_k * h_i$
1	2286.4 9	4,804	<b>10984.29</b>	4.2 5	205,8 3	<b>874,77</b>
2	2268.8 8	4,932	<b>11190.11</b> 6	3.0 6	341,6 5	<b>1045,44</b>
3	2268.8 8	4,934	<b>11194.65</b>	3.0 6	486,1 3	<b>1487,55</b>
4	2268.8 8	4,937	<b>11201.46</b>	3.0 6	654,6 7	<b>2003,29</b>
5	2268.8 8	4,934	<b>11194.65</b>	3.0 6	902,2 2	<b>2760,79</b>
6	2130.2 0	4,911	<b>10461.41</b>	3.0 6	1499, 11	<b>4587,27</b>
$\sum w_k * b_i$			<b>66226.57</b>	$\sum F_k * h_i$		<b>12759,1 1</b>

$\sum w_k * b_i = 66226.57 \text{kn.m}$  ,       $\sum F_k * h_i = 12759,11 \text{ kn.m}$

$\sum w_k * b_i > \sum F_k * h_k \dots \dots \dots \text{cv}$

**Dans le sens y**

Niveau	W (kn)	bi(m)	$w_k * b_i$	$h_k$	$F_{ky}$	$F_k * h_i$
1	2286.4 9	10,3	<b>23550.84</b>	4.25	1483,07	<b>6303,04</b>
2	2268.8 8	10,302	<b>23374.00</b>	3.06	917,27	<b>2806,84</b>
3	2268.8 8	10,302	<b>23374.00</b>	3.06	682,08	<b>2087,16</b>
4	2268.8 8	10,292	<b>23351.31</b>	3.06	506,99	<b>1551,38</b>
5	2268.8 8	10,302	<b>23374.00</b>	3.06	349,35	<b>1069,011</b>
6	2130.20	10,302	<b>21945.32</b>	3.06	203,75	<b>623,475</b>
$\sum w_k * b_i$			<b>138969.47</b>	$\sum F_k * h_i$		<b>14440,906</b>

$\sum w_k * b_i = 138969.47 \text{ kn.m}$  ,       $\sum F_k * h_i = 14440,906 \text{ kn.m}$

$$\sum w_k * b_i > \sum F_k * h_k, \dots \mathbf{CV}$$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relationsuivante

$$M_s/M_r \geq 1.50$$

***M<sub>s</sub>*** : moment stabilisateur dû aux charges verticales  $M_s = \sum w_k * b_i$  ***M<sub>r</sub>***:

moment de renversement due au charge horizontale  $M_r = F_k * h_i$  **Sens**

**longitudinale :**

<i>M<sub>sX</sub></i>	<i>M<sub>rX</sub></i>	<i>M<sub>sX</sub> / M<sub>rX</sub></i>	<i>Vérification</i>
66226.57	12759,11	24,00	24,00 > 1,5 .....cv

**Sens transversal :**

<i>M<sub>sY</sub></i>	<i>M<sub>rY</sub></i>	<i>M<sub>sX</sub> / M<sub>rX</sub></i>	<i>Vérification</i>
138969.47	14440,906	9,62	9,62 > 1,5 .....cv

**Remarque :** on n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération

## ***CHAPITRE 7 :***

# **CALCUL DES ELEMENTS PORTEURS**

## 7.1) Calcul des poutres

### Introduction:

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité 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

### 7.1.1 Les combinaisons de calcul :

- ✓ **1.35G+1.5Q**                      selon CBA93
- ✓ **G+ Q ± E**                        selon RPA99
- ✓ **0.8G± E**                         selon RPA99
- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolus sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au niveau des appuis

### 7.1.2 Ferrailage longitudinale

Pendant le ferrailage il faut respecter les pourcentages maximum donnés par les CBA93 et RPA99

La section d'armature finale  **$A = \max (A_{CAL}, A_{CNF}, A_{RPA})$**  telque

- ✓  **$A_{cal}$** : section d'armature calculée en flexion simple
- ✓  **$A_{cnf}$** : condition de non fragilité  $A_{min} = 0.23.b.d.f_{tj}/f_e$
- ✓  **$A_{RPA}$** : section d'armature minimale du RPA 99 " version 2003"(art 7.5.2.1.p63)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

toute la longueur de la

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- ✓ 4% en zone courant
- ✓ 6% en zone de recouvrement
- **Cas de contraintes**

Cas des contraintes					
Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 348$	MPa
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 18.47$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 400$	MPa

**Tableau.14 – Cas des contraintes**

**a) Poutres principales (25\*50)**

- Ferraillage longitudinales

**En travée** combinaison utilisée: 1.35G+1.5Q

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur de la section	$h$	50	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d$	47	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c$	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e$	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	$F_{c28}$	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		

***Tableau.15 – Les Données des Poutres principales En travée***

solicitation	Moment ultime due à 1.35g+1.5q	Mu	67.44	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu$	0.392	

➤ **Calcul de moment réduit:**

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 67.445 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 14.2) = 0.086$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}' = 0 \text{cm}^2)$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.1126 \\ \beta = 0.955 \end{cases}$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 67.445 \cdot 10^3 / (0.955 \cdot 47 \cdot 348) = 4.31 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_{s \text{ théorique}} = 4.31 \text{cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{cm}^2$$

**En appuis**

✓ **Nappe inférieure** : combinaison utilisée: 0.8G +E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	B	25	cm
	Hauteur de la section	H	50	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	D	47	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	Fe	400	MPa
	Contrainte de béton à 28jours	Fc28	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		

**Tableau.16 – Les Données des Poutres principales En appuis**

➤ **Calcul de moment réduit:**

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 100,413 \cdot 10^3 / 25 \cdot 47^2 \cdot 18,47 = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}' = 0 \text{cm}^2)$$

$$\mu = 0,0346 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1291 \\ \beta = 0,948 \end{cases}$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 100,413 \cdot 10^3 / (0,948 \cdot 47 \cdot 400) = 5,63 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_{s \text{ théorique}} = 5,63 \text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA } 16 = 6,03 \text{cm}^2.$$

✓ **Nappe supérieure :** combinaison utilisée: G+Q+E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur de la section	$h$	50	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d$	47	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c$	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$F_e$	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	$F_{c28}$	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
solicitation	Moment ultime	$M_u$	107,852	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu$	0.392	

➤ **Calcul de moment réduit:**

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 107,852 \cdot 10^3 / 25 \cdot 47^2 \cdot 18,47 = 0,105$$

$$\mu = 0,105 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}' = 0 \text{cm}^2)$$



$$\mu=0.105 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1404 \\ \beta = 0.944 \end{cases}$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus**

$$A_s = M_u / (\beta * d * \sigma_s) = 107,852 * 10^3 / (0.944 * 47 * 400) = 6,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_s \text{ théorique} = 6,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA 16 = 6,03 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentages minimale d'après le RPA V2003**

$$A_{\min} = 0.5\% (b * h) = 6.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v.}$$

➤ **Pourcentage maximale d'après le RPA V2003 :**

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ en zone courante} = 50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ en zone cde recouvrement} = 75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} > 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armature transversales :**

D'après le BAEL91

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi_l) \text{ cm} = \min (1.42, 2.5, 12) \text{ cm}$$

$$\text{prend: } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le RPA99v 2003

la quantité d'armature transversales minimales est de

$$A_t = 0.3\% S_t b$$

➤ **Pour les zones nodales :**

$$S_t < \text{MIN} (h/4; 1.2 \phi_l) S_t < \text{MIN}$$

(12.5;14.4)

Donc on adoptera un espacement  $st = 10\text{cm}$

- **Pour la zone courante :**

$$st \leq h/2 = 25\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $st = 20\text{cm}$

nous donne :

$$st = 10\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale: } At \geq 0.3\%(10)(25) = 0.75\text{cm}^2$$

$$st = 20\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale: } At \geq 0.3\%(20)(25) = 1.50\text{cm}^2$$

**On adopte 3HA8 = 1.51cm<sup>2</sup> avec un espacement dans :**

- Zone nodale :  $st = 10\text{cm}$
- Zone courante :  $st = 20\text{cm}$
- **Vérification de l'effort tranchant:**

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$$Vu \leq 0.267 * a * b * fc28a$$

$$= b * c - 2\text{cm} = 20\text{cm}$$

$$Vu \leq 25 * 20 * 25 * 0.267 = 3337.5\text{kn} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Vérification a l'E.L.U :**

**Vérification de l'effort tranchant**

Donnée				
Matériau:	Contrainte de béton à 28j	$Fc28$	25	MPa
Géométrie:	largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur total de l poutre	$h$	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d$	47	cm
Sollicitation:	L'effort tranchant	$T$	83,69	KN

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$T/bd$	$r$	0,74	MPa
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0.15f_c28/\gamma_b; 4\text{MPa})$	$r_{ult}$	3,75	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$r < r_{ult}$		C	V

Tableau.17 – Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification a l'ELS

- Vérification des contraintes

donnée			
Matériaux	Contrainte du béton a 28jours	25	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	2.1	MPa
	Contraint de l'acier utilisé	400	MPa
	Section d'acier tendue	4.62	Cm <sup>2</sup>
	Coefficient d'équivalence n	15	
	Coefficient $\gamma_s = 1.6$ pour $H_a > 6\text{mm}$	1.6	
géométrie	Largeur de la poutre	25	cm
	Hauteur totale de la poutre	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	47	cm

Vérification des contraintes		
Moment service	$M_{ser}$	49,385
Position de l'axe neutre	$by^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$	11.237
Moment d'inertie	$I = by^3/3 + 15 A_s (d-y)^2$	100458.29cm <sup>2</sup>

**Tableau.18 – Vérification des contraintes**

Coefficient	$K = Mser/I$	49,15MN/m <sup>3</sup>
Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} = k.y$	5.40MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15k (d-y)$	263.66MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6fc28$	5,40 < 15.....cv
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = (fe/\gamma_s)$	263,66 < 348...cv

➤ **Vérification de la flèche :**

Donné e			
Hauteur totale de la poutre	$h$	50	cm
Hauteur utile de la poutre	$d$	47	cm
Longueur de la poutre	$L$	4.9	cm
Largeur de la poutre	$b$	25	cm
Section d'acier tendue	$A_s$	4.52	cm <sup>2</sup>
Moment en travée	$M_t$	67,445	Kn .m
Moment isostatique	$M_0$	93,40	Kn .m
Contrainte de l'acier utilisé	$F_e$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,081	0.0625	vérifier
$h/L > M_t/10M_0$	0,081	0,072	Vérifier
$A_s/bod < 4.2fe$	0,004	0.0100	vérifier

**Tableau.19 – Vérification de la flèche**

**b) Poutres secondaire (25\*40)**

**Remarque** : pour des raisons sismiques on a changé les dimensions de la poutre secondaire

➤ **Ferraillage longitudinales**

**En travée** combinaison utilisée: 1.35G+1.5Q

<i>Donnée</i>				
<i>géométrie</i>	<i>Largeur de la poutre</i>	<i>b</i>	25	<i>cm</i>
	<i>Hauteur de la section</i>	<i>h</i>	40	<i>cm</i>
	<i>Hauteur utile des aciers tendus</i>	<i>d</i>	37	<i>cm</i>
	<i>Hauteur utile des aciers comprimés</i>	<i>c</i>	3	<i>cm</i>
<i>Matériau</i>	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	<i>fe</i>	400	<i>MPa</i>
	<i>Contrainte de béton a 28jours</i>	<i>Fc28</i>	25	<i>MPa</i>
	<i>Condition de fissuration</i>	<i>Peu préjudiciable</i>		

**Tableau. 20 – Les Données des Poutres secondaire En travée**

solicitation	Moment ultime due à $1.35g+1.5q$	$M_u$	34.775	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l$	0.392	

➤ **Calcule des moments réduits:**

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 34.775 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 14.2) = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}'=0\text{cm}^2)$$

$$\mu = 0.072 \quad a = 0.0935$$

$$\Rightarrow \xi = 0.963$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 34.775 \cdot 10^3 / (0.963 \cdot 37 \cdot 348) = 2.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_s \text{ théorique} = 2,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA } 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

**. En appuis**

✓ **Nappe inférieure** combinaison utilisée: 0.8G +E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur de la section	$h$	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d$	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c$	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$F_e$	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	$F_{c28}$	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		

**Tableau. 21 – Les Données des Poutres secondaire En appuis**

solicitation	Moment ultime due à 1.35g+1.5q	$M_u$	112,089	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l$	0.392	

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 112,089 \cdot 10^3 / (25 \cdot 37^2 \cdot 18,47) = 0.177$$

$$\mu = 0.177 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}'=0\text{cm}^2)$$

$$\mu = 0.177 \Rightarrow \begin{cases} a = 0.2469 \\ \beta = 0.901 \end{cases}$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus**

$$A_s = Mu / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 112,089 \cdot 10^3 / (0.901 \cdot 37 \cdot 400) = 8,40 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_{s \text{ théorique}} = 8,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

✓ **Nappe supérieur c:** combinaison utilisée: G+Q+E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur de la section	$h$	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d$	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c$	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$F_e$	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	$F_{c28}$	25	MPa
	condition de fissuration	Peu préjudiciable		
solicitation	Moment ultime due à 1.35g+1.5q	$M_u$	113,52	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l$	0.392	

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 113,52 \cdot 10^3 / 25 \cdot 37^2 \cdot 18,47 = 0.179$$

$$\mu=0.179 < \mu_l=0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A}'=0\text{cm}^2)$$

$$\mu=0.179 \Rightarrow \begin{cases} a = 0.2500 \\ \beta = 0.900 \end{cases}$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta * d * \sigma_s) = 113,52 * 10^3 / (0.900 * 37 * 400) = 8,52 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des sections commerciales des armatures tendues:**

$$A_s \text{ théorique} = 1.73 \text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA } 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentages minimale d'après le RPA V2003**

$$A_{\min} = 0.5\% (b * h) = 5 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

➤ **Pourcentage maximale d'après le RPA V2003**

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ en zone courante} = 40 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ en zone cde recouvrement} = 60 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} > 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1.16 \text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armature transversales :**

**D'après le BAEL91**

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35, b/10, \phi_l) \text{ cm} = \text{min} (1.14, 2.5, 20) \text{ cm}$$

$$\text{prend: } \phi_t = 8 \text{mm}$$

**D'après le RPA99v 2003**

La quantité d'armature transversales minimales est de  $A_t = 0.3\%$

$$S_{tb}$$

• **Pour les zones nodales**

$$S_t < \text{MIN} (h/4 ; 1.2\phi_l)$$

$$S_t < \text{MIN} (10;24)$$

Donc on adoptera un espacement **st =10cm**

- **Pour la zone courante**

$$st \leq h/2 = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement de **st =20cm** , ça nous donne :

$$st=10\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale: } A_t \geq 0.3\%(10)(25)=0.75\text{cm}^2$$

$$st=20\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale: } A_t \geq 0.3\%(20)(25)=1.50\text{cm}^2$$

**On adopte 3HA8 =1.51cm<sup>2</sup> avec un espacement dans :**

- Zone nodale : st=10cm
- Zone courante : st=20cm

**Vérification de l'effort tranchant:**

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} a$$

$$= b \cdot c - 2\text{cm} = 20\text{cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \cdot 25 \cdot 20 \cdot 25 = 3337.5\text{kn} \dots \dots \dots \text{cv}$$

**Vérification a l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Donnée				
Matériau:	Contrainte de béton à 28j	$F_{c28}$	25	MPa
Géométrie:	largeur de la poutre	$b$	25	cm
	Hauteur total de l poutre	$h$	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d$	47	cm
Sollicitation:	L'effort tranchant	$T$	63,06	kn

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

<i>Vérification de la contraint de cisaillement</i>			
<i>Contraint tangente</i>	$r = T/b*d$	0,68	MPa
<i>Contraint tangente limite</i>	$r_{ult} = \text{Min} (0.15f_c28/\gamma_b; 4MPa)$	2.5	MPa
<i>Vérification de la contraint de cisaillement</i>	$r < r_{ult}$	0,68 < 2.5 cv	

**Vérification a l'ELS**

➤ *Vérification des contraintes*

<i>donnée</i>			
<i>matériaux</i>	<i>Contrainte du béton a 28jours</i>	25	MPa
	<i>Contrainte limite de traction de béton</i>	2.1	MPa
	<i>Contraint de l'acier utilisé</i>	400	MPa
	<i>Section d'acier tendue</i>	3,39	Cm <sup>2</sup>
	<i>Coefficient d'équivalence n</i>	15	
	<i>Coefficient <math>\gamma_s = 1.6</math> pour <math>H_a &gt; 6mm</math></i>	1.6	
<i>géométrie</i>	<i>Largeur de la poutre</i>	25	cm
	<i>Hauteur totale de la poutre</i>	40	cm
	<i>Hauteur utile de la poutre</i>	37	cm

<i>Vérification des contraintes</i>		
<i>Moment service</i>	$M_{ser}$	25,526kn.m
<i>Position de l'axe neutre</i>	$by^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$	$Y = 11,06$
<i>Moment d'inertie</i>	$I = by^3/3 + 15 A_s (d-y)^2$	50940,48cm <sup>4</sup>
<i>Coefficient</i>	$K = M_{ser}/I$	50,10MN /m »

Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} = k.y$	5,51 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15k (d-y)$	194,9391 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28}$	5,51 < 15
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = (f_e/ )$	194,9391 < 348

➤ **Vérification de la flèche :**

Donnée			
Hauteur totale de la poutre	$h$	50	cm
Hauteur utile de la poutre	$d$	47	cm
Longueur de la poutre	$l$	2,65	m
Largeur de la poutre	$b$	25	cm
Section d'acier tendue	$A_s$	3,39	cm <sup>2</sup>
Moment en travée	$M_t$	34,775	KN .m
Moment isostatique	$M_0$	37,75	KN .m
Contrainte de l'acier utilisé	$F_e$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,150	0,0625	vérifie r
$h/L > M_t/10M_0$	0,150	0,093	vérifie r
$A_s/b_0d < 4.2/f_e$	0,003	0,0105	vérifie r

**Tableau récapitulatif :**

		<i>A cal(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A adopté(cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>Travée</i>	<i>4,31</i>	<i>3HA16=6,03</i>
	<i>Appuis sup</i>	<i>6,02</i>	<i>3HA16=6,03</i>
	<i>Appuis inf</i>	<i>5,63</i>	<i>3HA16=6,03</i>
<i>Poutres secondaires</i>	<i>Travée</i>	<i>2,80</i>	<i>3HA20=9,42</i>
	<i>Appuis sup</i>	<i>8,52</i>	<i>3HA20=9,42</i>
	<i>Appuis inf</i>	<i>8,40</i>	<i>3HA20=9,42</i>

**Tableau. 22 – récapitulatif**

## 7.2) Calcul des poteaux

### 7.2.1 Ferrailage des poteaux :

#### ➤ La flexion composée

##### a) Définitions

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle subit

- ❖ *Un effort normal  $n$  appliqué en son centre de gravité  $G_0$  et un moment de flexion  $M_G$  par rapport à  $G_0$*
- ❖ *Un effort normal  $N$  excentré par rapport au centre de gravité d'une quantité  $e$  le moment induit vaut alors  $M_g = e \cdot N$*

Selon les cas ; la section sera entièrement comprimée, partiellement comprimée (ou tendue) ou entièrement tendue

##### b) Sollicitation à considérer

**Flexion avec traction** : on considère les sollicitations  $N_u$  et  $m$  effectivement obtenus à partir des combinaisons d'action relative au cas étudié

**Flexion avec compression** : les pièces étant comprimées il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué on notera dans la suite:

$L$ : longueur de la pièce

$L_f$  : longueur de flambement de la pièce

La longueur de flambement est celle d'une pièce supposée élastique articulées sur ses deux extrémités, qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler que la pièce supposée elle aussi élastique.

La valeur de  $L_f$  dépend des liaisons de la pièce qui peut être (par exemple) libre, articulée ou encastree à chacun de ses extrémités. il convient de l'évaluer avec prudence en raison des graves dangers que pourrait entraîner une sous-évaluation de cette valeur , il faut en particulier tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastrement (rarement parfait) ainsi

que des possibilités (fréquentes) des déplacements des h perpendiculairement a l'axe longitudinal de la pièce . On notera:

H: hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$e_1$  : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle définies ci-après

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrie initiales(après exécution).

$e_2$ :excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :

$e_1 = M_{gu} / N_U$  en flexion composé,  $e_1=0$  en compression centré ; par une excentricité totale de calcul

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max (2\text{cm.L} / 250) \text{ et } e_2 = (3lf^2, 10000h).(2 + \alpha\phi)$$

Expression dans laquelle on désigne par :

- $\alpha$  le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients  $\gamma$  :

$$-\alpha = M_{perm} / (M_{perm} + M_{expl}) \text{ ou } \alpha = 10 \times [1 - (M_u / 1,5 \cdot M_{ser})] \alpha = 0$$

,5 si  $M_i=0$

- $\phi$  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.

Les excentricités additionnelles sont bien entendu à prendre dans les directions la plus défavorable ; en cas de flexion déviée, il est loisible de

composer les excentricités obtenues suivant les deux axes principaux d'inertie.

Lorsque les actions variables figurant dans les combinaisons d'actions comportent une partie quasi permanente (se reporter à l'annexe D du règlement pour la définition et la valeur du coefficient  $\Psi_2$ ), il convient d'introduire celle-ci dans le numérateur du coefficient  $\alpha$ .

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$N_u$  inchangé

$M_{UG} = e_{tot} N_u$

## **b.2 Flexion composée avec compression justification à l'état- limite ultime:**

### **Définition de l'état-limite ultime :**

Il faut répondre aux questions suivantes :

- *La section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ?*
- *L'état-limite ultime peut-il être atteint ?*
- *Si la section est entièrement comprimée et l'effort normal appliqué faible, il se peut que l'état-limite ultime ne soit pas atteint, on appliquera dans ce cas une section minimale d'armatures égale à 4cm par mètre linéaire de parement, le pourcentage  $A / B$  étant compris entre 0,2 % et 5 %.*
- *Supposons que l'effort soit tel que la déformation du béton  $\xi_{bc}$  soit égal à zéro sur une fibre extérieure et à 3,5 ‰ sur l'autre : pour obtenir cet état, il faut :*
- *Si  $N_u < 0,81 b h f_{bc}$  et  $e < 0,084 h$ , l'état limite ultime n'est pas atteint et la section est entièrement comprimée ;*
- *Si  $N_u < 0,81 b h f_{bc}$  et  $e < 0,084 h$  (valeur inexacte, voir plus loin), l'état limite ultime est atteint, il faut des armatures et la section est entièrement comprimée ;*
- *Si  $N_u < 0,81 b h f_{bc}$  et  $e < 0,084 h$ , l'état limite ultime n'est pas atteint ; la déformation du béton n'atteignant pas 3,5 ‰, et la*

résultante des contraintes dans le béton n'est plus à 0,416 h de la fibre extrême et la valeur 0,084 h et donc inexact ;

Le test consistant à comparer  $e$  à 0,084h est donc inexact ; il faut utiliser le test global indiqué plus loin.

Si on a sur une fibre extrême  $\xi_{bc} = 0$  et sur l'autre  $\xi_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$  la résultant  $N_{bc}$  est excentré de  $e_{NC}$ , cette valeur se calculant en fonction du coefficient de remplissage  $\Psi_1$ .

Si on atteint  $3,5 \text{ ‰} < \Psi_1 = 0,81$ ,  $N_{u \text{ limite}} = 0,81 b h f_{bc}$ . On

détermine donc le rapport réel  $\Psi_1 = N_u / (b h f_{bc})$  et, si  $\Psi_1$

$< 0,81$ , on en déduit  $e_{NC}$  à l'aide du graphe **.Mode**

### **opérateur :**

Les données sont les dimensions  $b$  et  $h$  (pour une section rectangulaire réelle ou fictive dans le cas des sections en T) et les sollicitations de calcul après pondérations et majorations  $N_u$  et  $M_u$  on cherche le coefficient de remplissage qu'on aurait si  $\varepsilon_{bc}$  était nulle sur une fibre extrême :

\*Si  $\Psi_1 < 0,81$  on détermine (graphe)  $e_{NC}$  avec  $e = M_u / N_u$  :

\*\* si  $e < e_{NC}$  : la section est partiellement comprimée et l'état – limite ultime peut ne pas être atteint (effort faibles);

\*si  $\Psi_1 > 0,81$ , l'état – limite ultime est toujours atteint et on utilisera un autre coefficient  $\Psi$  qui sera défini plus loin.

### **Sections rectangulaires partiellement comprimées:**

*Pivot B:  $s_{bc} 3,5 \text{ ‰}$ ;  $s_S < 10 \text{ ‰}$ .*

Le bilan des efforts agissant sur la section est le même qu'en flexion simple en ajoutant la compression  $N_U$  ; les équations d'équilibre sont donc:

$$N_U + A'_s \sigma'_s$$

$$+ 0,81 \alpha d b f_{bc}$$

$$N_{U.eA} = A'_s \sigma'_s (d - d') + 0,81 \alpha b d^2 f_{bc} (1 - 0,416 \alpha)$$

$$\begin{aligned} \text{on pose : } N_U + A_S \sigma_S &= A_{1s} \cdot \sigma_s \quad M_{As} = N_U \cdot e_A \\ &= M_u + N_u (d - h/2) \quad e_A = d - \frac{h}{2} + e \end{aligned}$$

$M_{As}$ : est le moment par rapport aux aciers  $A_s$ .

Les équations deviennent:

$$A_{Ls} \cdot \sigma_s = A'_{s} \cdot \sigma'_s + 0,81 \alpha d b f_{bc}$$

$$M_{As} = A'_{s} \cdot \sigma'_s (d - d') + 0,81 \alpha b d^2 f_{bc} (1 - 0,416 \alpha).$$

Ce sont les mêmes que celle de la flexion simple : tout problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif  $M_{As} = N_u \cdot e_A$ ; on obtient une section fictive d'acier  $A_{Ls}$  dont on déduit la section réelle :

$$A_s = A_{Ls} - N_u / \sigma_S$$

Cela est vrai pour le pivot A comme pour le pivot B, en utilisant le diagramme parabole-rectangle ou le diagramme rectangulaire simplifié. Lorsque l'introduction d'armatures comprimées est nécessaire, on a un problème à deux équations pour trois inconnues  $\alpha A_s$  et  $A'_s$ : il faut donc choisir  $\alpha$ : on court seulement le risque d'obtenir une section d'armatures tendues  $A_s$  négative ce qui signifie que l'état limite ultime n'est pas atteint.

Enfin, on appliquerait section minimales tendues.  $A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / F_e$ .

### **Poteau 35\*40**

$$N_u = 53,857 \text{ kn}$$

$$\{ \quad M_{u2} = 2,197 \quad -$$

$$M_{u3} = 63,59 \text{ kn.m}$$

$e_T = e_1 + e_a + e_2$  : avec :

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{375}{250} = 1.5\text{cm}\right\} = 2\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$e_2 = \frac{3l^2}{10000} (2 + \alpha\phi) \text{ comme : } \alpha = 0.5 ; \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(0.7 \times 4.25)^2}{10000} (2 + 1) = 0.0199 \dots \dots \dots (2)$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} = \begin{cases} \frac{M_{u2}}{N} = 0.034m \\ \frac{M_{u3}}{N} = 0.85m \end{cases} \dots \dots \dots (3)$$

$$e_{\tau} = e + e + e = \begin{cases} 0,85 + 0,02 + 0,0199 = 0,899m \\ 0,034 + 0,02 + 0,0199 = 0,073m \end{cases}$$

$$f = \frac{N_U}{bh\sigma_{bc}} = \frac{63,59 \times 10^3}{400 \times 350 \times 18,47} = 0.024$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12f_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12f_1})} = 0.17$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0.17 \times 40 = 6.8 \text{ cm}$$

$$e_t = 0,899 \text{ m} > 0.068 \rightarrow \text{SPC}$$

### **Calcul du moment fictif $M_{AS}$ :**

$$e_a = d - h/2 + e = 0.37 - 0.2 + 0,899 \text{ m} M_{AS}$$

$$= 63,59 \times 0,899 = 57,16 \text{ kn.m}$$

### **➤ Calcul d'une section fictive d'acier $A_{Is}$ :**

Le calcul d'une section fictive d'acier  $A_{Is}$  se fait comme le calcul en flexion simple

$$M_{AS} = 57,16 \text{ kn.m} \Rightarrow A_{Is} = 4,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section réelle  $A_s$  :**

$$A_s = A_{ls} - N / \sigma_s = 4,01 - 63,59 / 400 = 3,85 \text{ cm}^2 A_{smin}$$

$$= 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.42 \text{ cm}^2$$

- **Verification**

- **Pourcentage minimale d'après le RPA 99v2003:**

$$0.9\%bh = 12.6\text{cm}^2$$

$$A_s = A_{\text{minRPA}} = 12.6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA 99v2003**

- 4%bh en zone courante ( $A_{\text{MAX}} = 56\text{cm}^2$ ) ...verifier
- 6%bh en zone de recouvrement ( $A_{\text{MAX}} = 84\text{cm}^2$ ) ...verifier

- **Choix des section commerciales des armatures tendues:**

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Asr} \text{éel} = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14.2\text{cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

Les armatures transversals des poteaux sont calculées a l'aide de formule:

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{t}$$

$$h_1 f_e$$

**Ou:**

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$V_u$  : effort tranchant

$h_1$ : hauteur total de la section brute

**D'ou St** : espacement des armatures tendues don't la valeur maximal etfixée comme suit:

- **Dans la zone nodal:**

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \min(b/2h/2, 10\phi_l) \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

**N.B:**  $\phi$  : le diameter minimal des armatures longitudinales

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élancement géométrique

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$V_u = 40,06 \text{ kn}$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 40,06 \times 10^3 \times 100}{400 \times 400} = 62,59 \text{ mm}^2$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 40,06 \times 10^3 \times 150}{400 \times 400} = 93,89 \text{ mm}^2$$

**On adopte :**

Pour la zone nodale:  $A_t = 0.20 \text{ cm}^2$  soit  $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$  Pour la

zone courante:  $A_t = 0.20 \text{ cm}^2$  soit  $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$  **Section**

**minimal des armatures transversales**

si  $\lambda_g \geq 5$  on a:

$$\frac{A_t}{t \cdot b l} = 0.3\%$$

$t \cdot b l$

Dans la zone nodale:  $A_{tmin} = 1,05 \text{ cm}^2 > 1,01 \Rightarrow A_t = 4t8 = 2.01 \text{ cm}^2$  Dans la zone

courante:  $A_{tmin} = 1. \text{ cm}^2 > 1,01 \Rightarrow A_t = 4t8 = 2.01 \text{ cm}^2$  **Vérification du Poteau**

➤ **Etats- limite ultime de résistance:**

- Influence de l'effort tranchant:

La contrainte tangentielle est égale a

- ✓ **Selon BAEL 91**

$$r_u = \frac{V_u}{b h} = \frac{40,06 * 10^3}{350 * 400} = 0.28 \leq \bar{r} = 3.33 \text{MPa} \dots \text{cv}$$

✓ **Selon le RPA99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b h} = \frac{40.06 * 10^3}{350 * 400} = 0.28 \leq \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

**Ou  $r_u$ :** contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

**Et:  $\rho_d = 0.075$  ( $\geq 5$ )Ce**

**qui donne :**

$$\bar{r} = \rho_d f_{c28} = 0.075 * 25 = 1.875$$

$$= 1.58 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 4\text{t}8 = 2.01 \text{cm}^2$$

- **section maximale**

$$A_{max} = 4\% b.h$$

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{cm}^2 > A_{totale} \quad \dots \dots \dots \text{verifier}$$

- **Espacement des armatures transversales**

**En zone nodale:**

$$\Phi_{lmin} = 1.4 \text{cm}$$

$$S_t \leq (10\Phi_{lmin} ; 15 \text{cm}) = (14 \text{cm} ; 15 \text{cm})$$

Soit :  $S_t = 10 \text{cm}$  en zone nodale.

***En zone courante:***

$$S_t \leq 15 \cdot \Phi_{min} = 21cm \quad \text{soit } :S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 50. \Phi$$

$$L_r = 50 \times 1.4$$

$$\text{Donc: } l_r = 70\text{CM}$$

➤ **Etat limite de service:**

Il faut verifier la condition de contrainte dans le béton:

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 F_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{5BG + 15A_s} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2549}{(35.75 + 15.24.13)}$$

$$\sigma_b = 0.85 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

N.B / pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, le règlement B.A.E.L91Ne

prévoit pas de verification pour la contrainte des aciers ( $\sigma_s$ )

### 7.3 Calcul du voile

#### Introduction:

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , et un effort tranchant  $V$ , et moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

#### 7.3.1) Procédé de calcul

Le calcul des sections d'aciers des voiles à l'aide du logiciel **Robot millénium v.17.5** suit les étapes suivantes :

- Détermination de l'effort normal maximum de traction  $N$ , dans une section du voile
- Tant que l'effort  $N$  est donné par mètre linéaire, la section calculée c'est en mètre linéaire aussi.
- calcul de la section minimale pour une bande de 1 mètre linéaire.
- Après on détermine la section d'armatures pour un seul élément du voile, en multipliant la section calculée par la longueur d'élément

#### 7.3.2 Aciers Verticaux :

Le ferrillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99** décrit ci-dessous:

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, 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 ,Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm
- Les armatures verticales sont déterminées les étapes définies ci –dessous:

**1.** On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la **RDM**.

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

Avec :

- **A**: section du béton.
- **V;V'** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
- **I**: moment d'inertie du trumeau.

**2.** On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

**1<sup>ere</sup>cas:** Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

**2<sup>ere</sup>cas:** Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

**3<sup>ere</sup>cas:** Section entièrement tendue (**S.E.T**)

### **7-3-3) Aciers Horizontaux :**

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus

voisine.

- Elles doivent être munies de crochets à  $(135^\circ)$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le revêtement désigne des efforts est possible.

- $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### **7-3-4) Armatures de coutures:**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être reprise par les aciers de coutures dans la section est calculée par la formule suivante:

$$A_{vj} = \frac{1.1V}{F_e} \text{ Avec } V = 1.4V.$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

### **7.3.5 Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

- Selon le BAEL 91  $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003  $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$

Nous utilisons les combinaisons du **RPA99** pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «Robot millénium v.17.5»

### **7.3.6 Ferrailage minimale :**

- Selon le RPA99/version 2003:

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de

**0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1**)

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile égale à **0.15%.(Art7.7.4.3)**

- En zone courante égale **0.10%**.

**7-3-7) Espacement:** RPA99 (Art 7.7.4.3)

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs:

$$St \leq 1.5e \quad , \quad St \leq 30cm$$

**7-3-8) Vérification des contraintes:**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau = \frac{V}{b d} \leq \bar{\tau} = 0.28 f_{c28}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art.2.3.3.

La contrainte de compression admissible est:  $\bar{\sigma} = \rho' b \sigma'_{28}$

La valeur de fraction  $\rho' b$  est au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta \end{array} \right.$$

- **Vérification à l'E.L.S:**

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{B} \leq \sigma_b = 0.6 f_{28c} \quad (B+15A)$$

- B: section du béton
- A: section d'armatures adoptée

**Exemple de calcul :**

Donnée				
géométrie	Largeur du voile	b=	0,20	m
	Longueur du voile	L=	2,90	m
	Surface	A=	0,58	m <sup>2</sup>
	Moment d'inertie	I=	0,406	m <sup>4</sup>
matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f <sub>e</sub> =	400	MPa
	contrainte du béton a 28j	f <sub>c28</sub>	25	MPa
	condition du fissuration	peu préjudiciable		
sollicitation	Moment	M	4221,251	KN .m
	Effort normal	N	2533,64	K N
	Effort tranchant calculé v	V	1182,62	K N
	Effort tranchant V'=1,4v	V'	1655,668	K N

**Calcul des contraintes :**

$\sigma_{1,2} = N/A + M \cdot X_G/I$	$\sigma_1 = -10,71$	MPa
	$\sigma_2 = 19,71$	MPa

Donc la section est partiellement tendue, on évalue la longueur de zone tendue à partir des triangles semblables

$$La = (\sigma_1 / \sigma_1 + \sigma_2) \cdot L = 1,02 \text{ m}$$

**Volume des contraintes pour la zone tendue:**

$$T = e \sigma_1 La / 2 = 1,09 \text{ MN}$$

**Détermination de la section des aciers**

Section théorique de l'acier	$A_s = T \gamma_s / f_e$	27,25	cm <sup>2</sup>
Section des armatures de couture	$A_{vj} = 1, IV / f_e$	3,25	cm <sup>2</sup>
Section des armatures totale	$A_{TOT} = A_s + A_{vj} \cdot La/L$	28,39	cm <sup>2</sup>

<i>Section minimale</i>	$A_{min}=0,2\%L_T.e$	4,08	$cm^2$
<i>Section adopté</i>	<b>15HA16= 30,16</b>		$cm^2$

**Tableau. 23 – Détermination de la section des aciers**

**Détermination de la section des armatures horizontales :**

<i>Section minimale globale</i>	$A_{min} = 0,15\% . L . e$	8,7 cm <sup>2</sup>
<i>En zone courante</i>	$A_{min} = 0,10\% . L . e$	5,8 cm <sup>2</sup>

**Espacement :**

Selon l'art 7.7.4 .3 RPA99 Version 2003 :

$S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm})$  soit  $s_t = 20$  cm

**Vérification de l'effort tranchant:**

Effort tranchant  $V' = 1,4V = 1655,668$  KN

<b><i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i></b>				
<b><i>Contrainte tangentielle</i></b>	$V' / b . d$	$\tau_u$	2,85	MPa
<b><i>Contrainte tangentielle limite</i></b>	$0,2f_{c28}$	$\tau_u$	5	MPa
<b><i>vérification</i></b>	$\tau_u \leq \tau_u$		2,85 ≤ 5 CV	

**Vérification de la contrainte de compression du béton :**

Vérification a L'E. L .S :

$N_{ser} = 2533,64$ KN

<b><i>Vérification a L'E.L.S</i></b>				
<b><i>Contrainte du béton</i></b>	$\sigma_b =$	$N_{ser} / (B + 15A_s)$	0,405	MPa
<b><i>Contrainte du béton admissible</i></b>	$\sigma_b' =$	$0,6f_{c28}$	15	MPa
<b><i>Vérification de la contrainte</i></b>		$\sigma_b \leq \sigma_b'$	0,405 < 15 CV	

**Remarque:** On a suivi les mêmes étapes pour les autres niveaux et les autres voiles, les résultats sont représentés sous forme des tableaux

**Voile plein (P1)**

**L=5,30m**

**b=0,20m**

**A=1,06m<sup>2</sup>**

**Y=2,65m**

**I=2,48m<sup>4</sup>**

Etage	COMB	P(kn)	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	LT(m)	T(KN)
Etage6	G+Q± E	611,19	536,4	826,97	0,31	1,45	0,93	0,02883
Etage 5	G+Q± E	1054,48	942,4	2273 ,698	1,43	3,428	1,56	0,21996
Etage 4	G+Q± E	1494,45	1494,45	4185,122	3,060	5,87	1,81	0,55386
Etage 3	G+Q± E	1938,32	1463,9	6514,077	5,13	8,7777	1,95	1,00035
Etage 2	G+Q± E	2385,07	1646,33	9199,927	7,58	12,06	2,04	1,54632
Etage1	G+Q+ E	2888,59	1733,62	13220,2	11,399	16,839	2,13	2 ,42798

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification A L'ELS		
α	β	γ	δ	ρ' b	σ	σ(adm)	obs	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> (adm)	observation
0,8	0,70	0,83	1	0,3 1	0,85	8	CV	0,065	1 5	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,3 1	2,356	8	CV	0,113	1 5	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,3 1	4,37	8	CV	0,1580	1 5	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,3 1	5,08	8	CV	0,203	1 5	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,3	7,50	8	CV	0,243	1	CV

				1					5	
0,8	0,67	0,83	1	0,2 6	7,87	8	CV	0,280	1 5	CV

**Tableau 24 Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P1)**

**Voile plein (P2)**

L=2,90m

b=0,20m

A=0,58m<sup>2</sup>

Y=1,45m

I=0,406m<sup>4</sup>

Etage	COMB	P (kn)	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	LT(m)	T(KN)
Etage6	G+Q±E	494,43	152,9	290,269	-0,1842	1,889	0,2576	0,00474625
Etage5	G+Q±E	906,68	404,55	458,403	-0,421	2,853	0,3730	0,01570943
Etage4	G+Q±E	1322,78	562,52	670,778	-0,1149	4,676	0,0695	0,00080021
Etage3	G+Q±E	1734,33	698,68	1262,951	-1,520	7,500	0,488	0,07430317
Etage2	G+Q±E	2143,53	828,9	2096,557	-3,7919	11,1834	0,7343	0,27845025
Etage1	G+Q±E	2533,64	1182,62	4221,251	-10,707	19,444	1,0298	1,10272005

Section d'armatures											
A <sub>s</sub> traction	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vja</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> total	A <sub>S</sub> MIN	A <sub>s</sub> 0,1%	A <sub>s</sub> 0,15 %	A <sub>s</sub> adopté	V'(kn)	ζ	ζ ,	obs
0,1186	0,42	0,037	0,1556	1,03	5,8	8,7	20HA10	214,06	0,36	5	CV
0,392	1,112	0,14233	0,5343	1,49	5,8	8,7	20HA10	566,37	0,97	5	CV
0,0200	1,54	0,035	0,055	0,27	5,8	8,7	20HA10	787,152	1,35	5	CV
1,76	1,92	0,322	2,082	1,95	5,8	8,7	20HA10	978,152	1,68	5	CV
6,96	2,27	0,5743	7,5343	2,93	5,8	8,7	20HA10	1160,46	2,00	5	CV
27,568	3,25	1,15	28,718	4,11	5,8	8,7	20HA14	1655,66	2,85	5	CV

Vérification du contrainte de compression du béton							Verification a L'ELS :		
β	γ	δ	ρ'b	σ	σ(adm)	OBS	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> (adm)	obs
0,80	0,83	1	0,32	1,02	8	CV	0,037	1 5	CV
0,80	0,83	1	0,32	1,96	8	CV	0,116	1 5	CV
0,80	0,83	1	0,32	1,07	8	CV	0,18	1 5	CV
0,80	0,83	1	0,32	4,45	8	CV	0,248	1 5	CV
0,80	0,83	1	0,32	5,535	8	CV	0,315	1 5	CV
0,80	0,83	1	0,32	7,37	8	CV	0,3833	1 5	CV

***Tableau 25 Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P2)***

### Voile plein (P3)

L=4,10m

b=0,20m

A=0,82m<sup>2</sup>

Y=2,05m

I=1,14m<sup>4</sup>

Etage	COMB	P(kn)	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	LT(m)	T(MN)
Etage6	G+Q±E	562,24	221,67	359,83	0,038596	1,332721	/	/
Etage 5	G+Q±E	1024,9	482,3	1014,66	-0,57473	3,074485	0,6457	0,0371
Etage 4	G+Q±E	1488,73	637,64	1923,231	-1,64292	5,273965	0,9738	0,1599
Etage 3	G+Q±E	1948,53	778,92	3023,743	-3,06118	7,813686	1,154	0,353
Etage 2	G+Q±E	2422,59	903,19	4362,994	-4,89135	10,80011	1,27	0,6211
Etage1	G+Q±E	2913,76	1121,99	6793,485	-8,66299	15,76972	1,45	1,2561

Section d'armatures											
A <sub>s</sub> trac	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vja</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>stota</sub>	A <sub>S</sub> min	A <sub>S</sub> =0,1%	A <sub>S</sub> =0,15%	A <sub>S</sub> adopté	V'(kn)	ζ	ζ	obs
/	0,775	/	0,775	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	310,338	0,37	5	CV
0,9275	1,68	0,2637	1,19126	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	675,22	0,82		CV
3,99	2,231	0,52988	4,5198	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	892,69	1,08		CV
8,825	2,72	0,765	9,59	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	1090,48	1,32		CV
15,52	3,16	0,976	16,49	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	1264,46	1,54		CV
30,40	3,926	1,38	32,78	16,4	8,2	12,3	20HA14	1570,78	1,91		CV
											5
										5	
										5	
										5	

<i>Vérification du contrainte de compression du béton</i>								<i>Vérification a L'ELS :</i>		
$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\rho'b$	$\sigma$	$\sigma(\text{adm})$	OBS	$\sigma_b$	$\sigma_b(\text{adm})$	obs
0,8	0,8	0,83	1	0,32	1,26	8	CV	0,042	1 5	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	1,749	8	CV	0,068	1 5	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	3,276	8	CV	0,093	1 5	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	5,128	8	CV	0,118	1 5	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	7,33	8	CV	0,1499	1 5	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	7,88	8	CV	0,2550	1 5	CV

**Tableau 26 Vérification du contrainte de compression du béton Voile plein (P3)**

**Voile avec ouverture :**

**Calcule du trumeau**

$I (m^4)=0,066$

Etage	COMB	TRU	L(m)	P (kn)	V <sub>2</sub> (K N)	M <sub>3</sub> (KN )	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	LT(m)	T(MN)
Etage6	G+Q±EY	P 5	1,00	210,49	17,46	883,69	• 5,577	7,67	0,42	0,234
Etage 5	G+Q±EY	P 5	1,00	255,11	16,63	777,08	• 4,558	7,0981	0,39	0,117
Etage 4	G+Q±EY	P 5	1,00	603,12	24,52	840,60	• 3,29	9,31	0,26	0,085
Etage 3	G+Q±EY	P 5	1,00	808,64	38,56	879,09	• 2,55	10,63	0,193	0,098
Etage 2	G+Q±EY	P 5	1,00	1273,7 6	94,61	799,39	0,37	12,35	/	/
Etage1	G+Q±EY	P 5	1,00	1680	159,58	805,05	2,36	14,43	/	/

Section d'armatures											
A <sub>s</sub> traction	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vja</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>stota</sub>	A <sub>sm in</sub>	A <sub>S</sub> 0,1%	A <sub>S</sub> 0,15%	A <sub>s</sub> adopté	V'(kn)	ζ	ζ'	obs
5,85	0,048	0,020	5,87	4	2	3	8HA10	24,44	0,122	5	CV
2,925	0,045	0,017	2,94	4	2	3	8HA10	23,28	0,116	5	CV
2,12	0,067	0,017	2,13	4	2	3	8HA10	34,32	0,17	5	CV
2,45	0,106	0,020	2,47	4	2	3	8HA10	53,98	0,2699	5	CV
/	0,26	/	0,26	4	2	3	8HA10	132,454	0,66	5	CV
/	0,438	/	0,438	4	2	3	8HA10	223,41	1,117	5	CV

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification a L'ELS :		
$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\rho'b$	$\sigma$	$\sigma(\text{adm})$	OBS	$\sigma_b$	$\sigma_b(\text{adm})$	obs
0,8	0,91	0,83	1	0,36	1,076	8	CV	0,07	1 5	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	1,29	8	CV	0,09	1 5	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	3,03	8	CV	0,16 6	1 5	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	4,05	8	CV	0,21 1	1 5	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	5,95	8	CV	0,29 4	1 5	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	6,3638	8	CV	0,37	1 5	CV

### Calcul de linteau

étage	linteau	combinaison	V	M	V'	$\tau_b$	$\tau_b'$	obs
Etage6	S2'	G+Q±E	16,13	37,844	22,58	0,089<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas
Etage 5	S2'	G+Q±E	76,17	67,135	106,63	0,42<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas
Etage 4	S2'	G+Q±E	121,98	83,33	170,77	0,68<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas
Etage 3	S2'	G+Q±E	133,58	87,077	187,01	0,72<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas
Etage 2	S2'	G+Q±E	130,96	82,52	183,34	0,73<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas
Etage1	S2'	G+Q±E	96,2	78,213	134,68	0,53<5	1,5	1 <sup>ere</sup> cas

cas n°1	d'(m)	Z(m)	M de V'	Al	$\lambda g$	s	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	Al <sub>min</sub>	At <sub>mi<sub>n</sub></sub>	$\tau_b$	$\tau_{b'}$	obs
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	30,25	0,56	1,16	0,15	0,006	5,6	0,45	0,75	0,0890	5	CV
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	142,88	2,66	1,16	0,15	0,029	5,6	0,45	0,75	0,42	5	CV
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	228,83	4,26	1,16	0,15	0,064	5,6	0,45	0,75	0,68	5	CV
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	250,59	4,67	1,16	0,15	0,053	5,6	0,45	0,75	0,72	5	CV
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	245,67	4,58	1,16	0,15	0,051	5,6	0,45	0,75	0,73	5	CV
$\tau_b < \tau_{b'}$	0,03	1,34	180,47	3,36	1,16	0,15	0,034	5,6	0,45	0,75	0,53	5	CV

**COIX DES ARMATURE :**

choix des barres adoptées				
Cas N°1	NIVEAU	Al et Al'	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>
	5	6HA10	3HA6	5HA12
	4	6HA10	3HA6	5HA12
	3	6HA10	3HA6	5HA12
	2	6HA10	3HA6	5HA12
	1	6HA10	3HA6	5HA12

	RDC	6HA10	3HA6	5HA12
--	-----	-------	------	-------

répartition :  $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$ . (Selon BAEL99 modifiée99)

## ***CHAPITRE 8 :***

# ***ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE***

## **8/Etude de l'infrastructure**

### **Introduction**

*On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelle sont transmises toutes les supportées par l'ouvrage. soit directement (cas des semelles sur : le sol ou cas des radier soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple). donc*

*elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage Il existe plusieurs types des fondations:*

- ✓ *Fondation superficielle*
- ✓ *Semelle isolée*
- ✓ *Semelle filant*
- ✓ *Radier générale*
- ✓ *Fondation profondes (semelle sous pieux)*

### **8.1 Fonctions assurées par les fondations :**

*La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure*

*Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation*

- ✓ *Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes*
- ✓ *Une force horizontale résultante, par exemple, 'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique*
- ✓ *Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.*  
*Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure*

### **8.2 Classification de la fondation**

*Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharge et la résistance du terrain à savoir:*

*a) Lorsque les couches de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelle isolées, filantes et radier général).*

*b) Lorsque les couches de terrain capable l'ouvrage sont à une grande profondeur plus ou moins importante on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux)*

### **8.3 Choix de type de fondation :**

*Pour le choix de type de fondation à prévoir on est amené à prendre en considération*

- ✓ Le poids de la structure*
- ✓ La capacité portante de sol*
- ✓ L'économie dans la réalisation*
- ✓ La facilité et la rapidité d'exécution*
- ✓ Stabilité total de l'ouvrage*
- ✓ Type d'ouvrage à construire.*

### **8.4 Détermination du type de fondation:**

*Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que fondations superficielles, pour les poteaux et semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante*

(environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) on peut estimer qu'économiquement il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles.

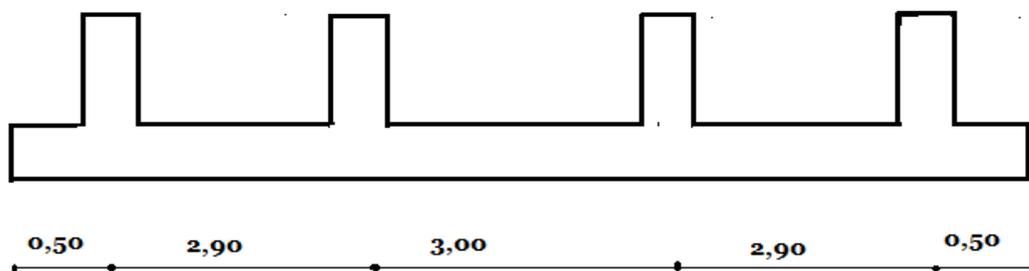
Sous voiles on peut homogénéiser le système et adopter semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait on adopte un système homogène semelle filantes.

### **8.5 Calcul des semelles filantes:**

Contrainte admissible: la contrainte admissible donnée par le laboratoire de sol est:  $\sigma_s = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$

On a choisi de calculer les semelles filantes sous le système poteaux les plus chargé et sous le voile le plus chargé, d'analyser les résultats et d'homogénéiser les dimensions et le ferrailage pour l'ensemble du système.

#### **8.5.1 système sous 4 poteaux (08, 11,14,17)**



**ème sous 4 poteaux (08, 11,14,17)**

**Fig.1  
8-  
syst**

#### **Semelle filante sous 4poteaux**

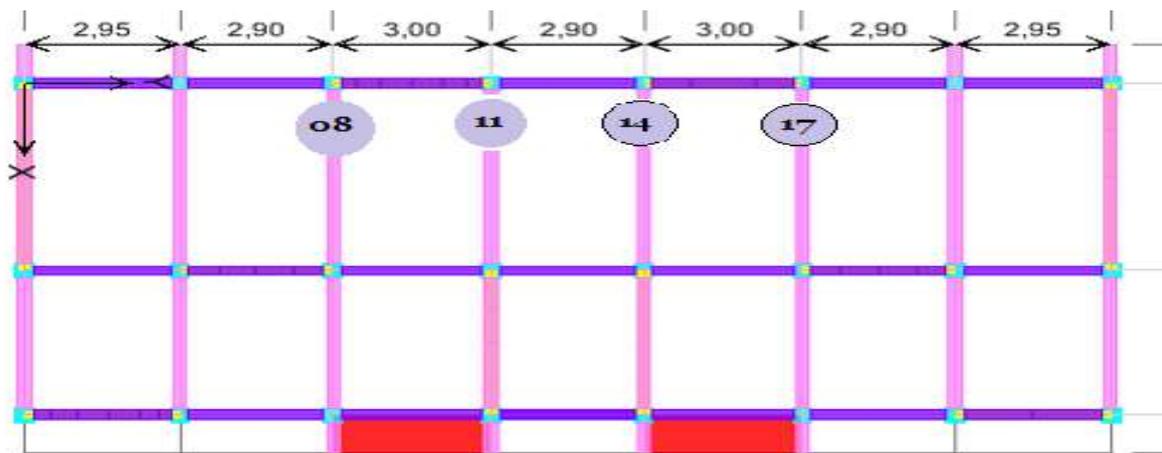


Fig.19– Semelle filante sous 4 poteaux

### 8.5.1.1 Les données pour chaque poteau :

Poteau	ELU		ELS
	Effort normal(KN)	Moment(KN.m)	Effort normal(KN)
08	770,12	2,79	563,338
11	399,23	4,99	293,90
14	412,25	5,17	302,58
17	771,89	2,79	564,51

### 8.5.1.2 Dimensionnement géométriques

✓ Calcul de la largeur de la semelle à l'ELS :

$$N_t = \sum N_i = 1724,328 \text{ KN}$$

$$B \geq N_t / \sigma_{so} * l = 1724,328 / 200 * 8,90 = 0,969 \text{ m}$$

**$B \geq 0,969 \text{ m}$ , on prend :  $B = 1,10 \text{ m}$**

✓ Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle

doit vérifier la condition suivante :  $L/B > 5 \Rightarrow 8,90 / 1,10 = 8,09 > 5$  (C-V)

✚ Calcul de la hauteur de la semelle :

✚ Condition de non poinçonnement :

On propose :  $h=0,40m$

$$QU \leq 0,045 \mu C h f_c 28 / \gamma_b$$

Avec :

$QU$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu C$  : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

$h$  : hauteur de la semelle filante.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normal

appliqué par le poteau le plus sollicité

$$\mu c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,5+2(0,4)) = 4,6m$$

$$0,045 \mu c h f_c 28 / \gamma_b = 0,045 (4,6)(0,4)(25)(1000) / 1,5 = 1380 KN.$$

$$Qu = 771,89 < 1380 KN \dots\dots\dots cv$$

Donc on prend :  $h=0,4 m$

### 8.5.1.3 Flexion longitudinale Sens YY

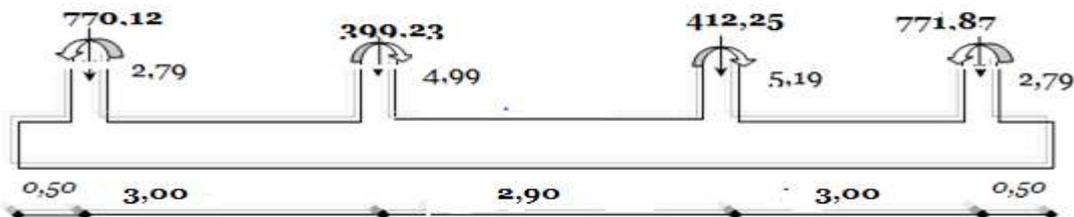


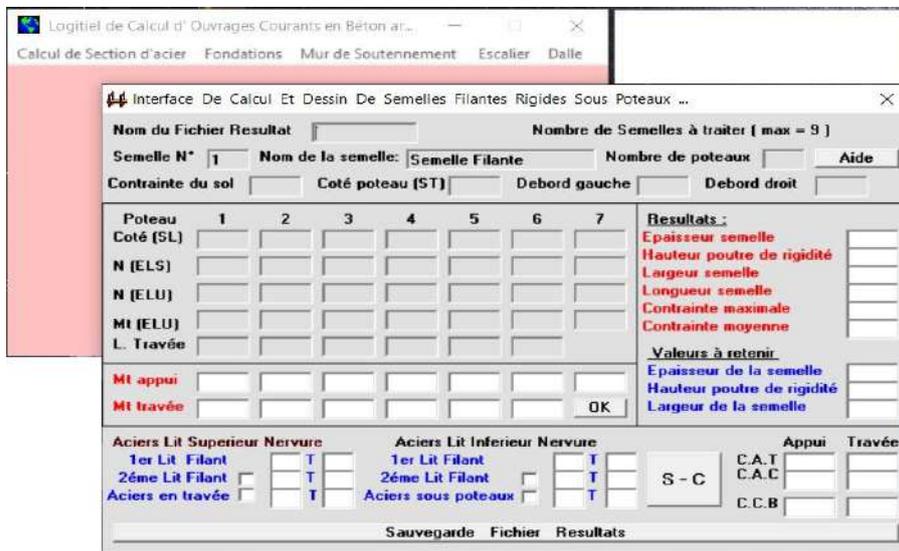
Fig.20– Flexion longitudinale Sens YY

### Modèle de calcul

On présente 2 types de modèle de calcul :

- Poutre considéré comme très rigide
- Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

Les fondations seront calculées par le 2eme modèle par le logicielle « CTC »



#### a) Modèle Poutre considéré comme très rigide :

- Condition de rigidité :

On prend :  $d = 0,35 \text{ m}$

Semelle rigide  $\Rightarrow B-b/4 \leq d \leq B-b$

$B-b/4 = 1,10 - 0,4/4 = 0,175 < d = 0,35 < B-b = 0,7 \dots\dots\dots cv$

- Calcul de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EL}{Ka}}$$

Où:

$E$  : module d'élasticité du béton ( $E = 32164,2 \text{ MPa}$ ).

$K$ : coefficient de raideur du sol ( $K = 40 \text{ MN/m}$ )

$I$  : moment d'inertie de la semelle =  $0,1367 \text{ m}^4$

$A$  : la largeur de la semelle.

$L_{max}$  : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

- Si :  $L_{max} \leq L_e \pi/2$ : on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

- Si :  $L_{max} > L_e \pi/2$  la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi , Flamant et Westergaard

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est de  $5,30 \text{ m}$  d'ou

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4(32164) * 0.1367}{40 * 1.1}} = 4.20$$

$L_e \pi/2 = 6,60 \text{ m} > L_{max} = 5,30 \text{ m} \Rightarrow$  poutre rigide.

- Calcul des contraintes

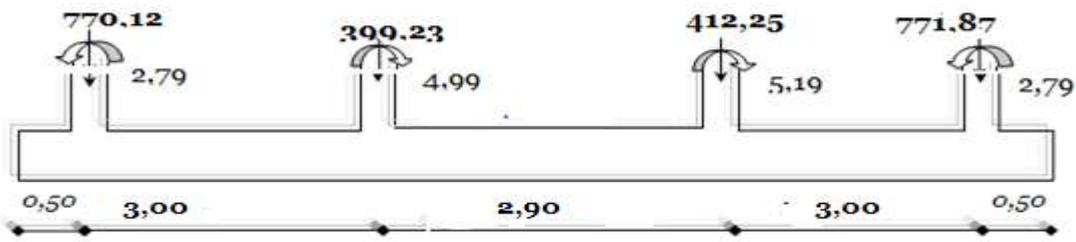


Fig.21– Calcul des contraintes

$$N_t = \sum N_i = 2353,49 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i e_i + \sum M_i = - 22,63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = N_t/A + M_t y/I = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = N_t/A - M_t y/I = - 1,10 \text{ MPa}$$

### **b) Modèle Poutre continue sur sol élastique :**

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrages courants en béton armé

- Calcul des efforts internes

le mode de calcul est le suivant:

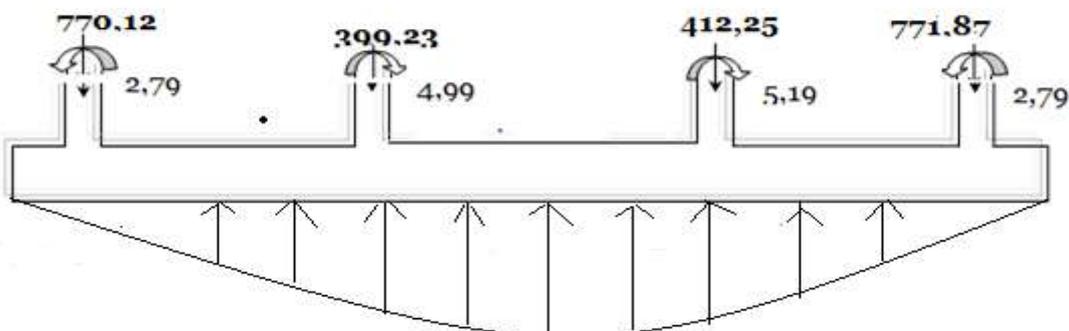


Fig.22– Les résultats obtenus sont représentés sous forme de diagramme.

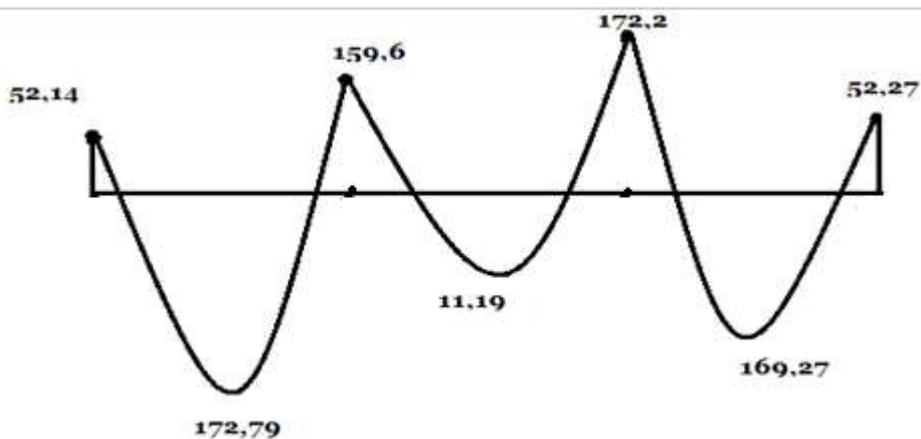


Fig.23– Diagramme des moments en KN .m

- Calcul de ferrailage longitudinal :

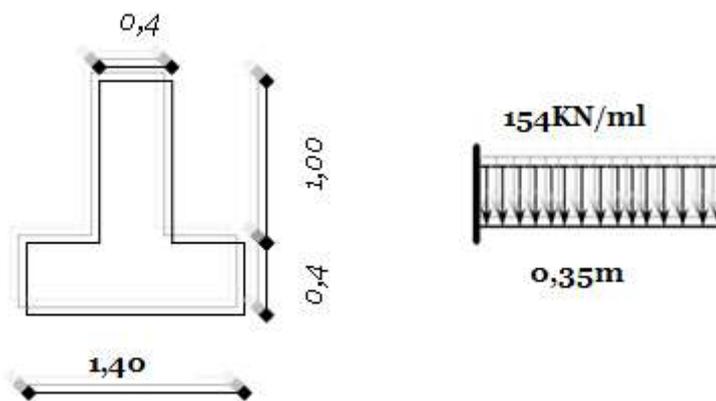
Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération

les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

**Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous.**

	Moment(Kn.m)	As cal(cm <sup>2</sup> )	CNF(cm <sup>2</sup> )	As adopte
Travée	172,79	5,96	4,10	6HA12
appuis	172,2	5,94	4,10	6HA12

#### **8.5.1.4 Flexion transversale Sens XX**



- **Modèle de calcul:**

On calcule pour une longueur de 1m linéaire de semelle. On considère les débords de la semelle comme une poutre encastrée au libage et en porte à faux soumis à la pression de contact (réaction du sol). donc en flexion simple et la partie tendue sera celle en contact avec le sol.

$$M=ql^2 / 2 =9,43KN.m$$

- **Calcul de ferrailage**

Moment (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	CNF (cm <sup>2</sup> )	Asadopté (cm <sup>2</sup> )	Choixdes barres(cm <sup>2</sup> )	Ar
9,43	0,86	4,22	4,22	5HA12	4HA8

### 8.5.1.5 Vérification au renversement selon RPA 99/version 2003 :

La combinaison la plus défavorable est :  $0,8G \pm Ex$  (ETABS)

- Sens xx :

$$M_{ren} = 12759,11 \text{ KN}$$

$$N = 13492,21 \text{ KN}$$

$$e = M/N = 0,94 \text{ m}$$

$$A/4 = 8,90 / 4 = 2,22 \text{ m.}$$

$$e = 0,94 < B/4 = 2,22 \text{ (C-V)}$$

- Sens yy :

$$M_{ren} = 14440,906 \text{ KN.m}$$

$$N = 13492,21 \text{ KN}$$

$$e = M/N = 1,07 \text{ m}$$

$$e = 1,07 < B/4 = 2,22 \text{ (C.v)}$$

### 8.5.2 Semelle filante sous voile :

On a choisis d'étudier le voile le plus sollicité.

**Modèle de calcul :** la semelle continue sous voile est supposée ne travailler

que dans le  
flexion

sens transversale en  
simple

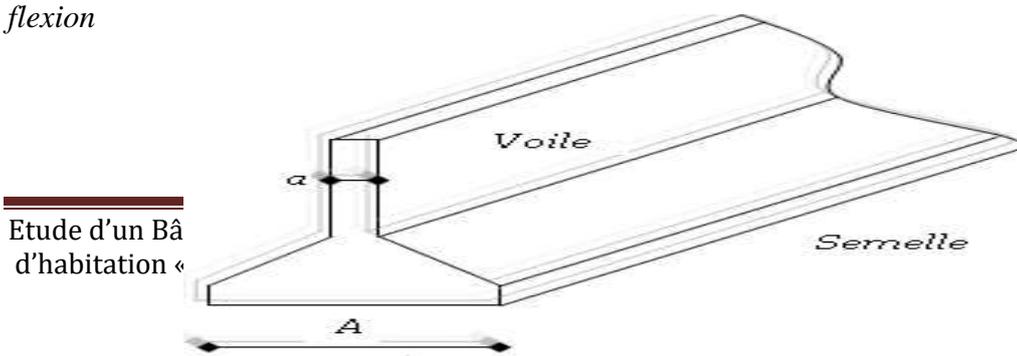


Fig.24– Semelle filante sous voile

$$L = 5,30 \text{ m.}$$

$$Mu/ml = 4,58 \text{ KN.m et } Nu/ml = 315,46 \text{ KN.}$$

$$Ms/ml = 3,39 \text{ KN.m et } Ns/ml = 247,13 \text{ KN.}$$

**a) Calcul de largeur de la semelle "B" :**

$$B \geq Ns / \sigma_{Sol} = 247,13 / 180 = 1,23 \text{ m}$$

$$B \geq 1,23 \text{ m, on prend } B = 1,40 \text{ m}$$

**b) Calcul de la hauteur h :**

- **Condition de non poinçonnement**

$$\tau = P_1 / 2h \leq \tau_{Lim} = 0,045 f_c 28 / \gamma_b$$

$$\tau_{Lim} = 0,75 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = P \left( 1 - \frac{a + \frac{5h}{3}}{A} \right)$$

$$\text{Pour } h = 0,40 \text{ m} \Rightarrow 315,46 P_1 = 315,46 \left( 1 - \frac{0,2 + \frac{5 \cdot 0,4}{3}}{A} \right) = 42,06 \text{ KN}$$

$$\tau = 0,052 \text{ MPa} < 0,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

- **Condition de rigidité :**

On prend :  $d = 0,35 \text{ m}$

Semelle rigide  $\Rightarrow B-b/4 \leq d \leq B-b$

$$B-b/4 = 1,40 - 0,2/4 = 0,3 < d = 0,35 < B-b = 1,20 \dots\dots\dots CV$$

**c) Calcul des contraintes :**

$$N_u = 315,46 \text{ KN}$$

$$M_u = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{A} \left( 1 - \frac{6e}{A} \right) = \frac{315460}{1,4 * 10^6} \left( 1 - \frac{6 * 0,0145}{1,4} \right) = -2,115 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{mix} = \frac{N_u}{A} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{315460}{1,4 * 10^6} \left( 1 + \frac{6 * 0,0145}{1,4} \right) = 0,238 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = 3\sigma_{max} + \sigma_{min} / 4 = 0,928 \text{ MPa.}$$

**d) Calcul de ferrailage :**

$$N_{max} = \sigma_{moy}(B) = 0,928(1,40) 10^3 = 1611,5 \text{ kn}$$

$$A_s = N_{max}(A-a) / 6 d \sigma_s = 1611,5(1,2) 10 / 6 (0,35) 348 = 26;46 \text{ cm}^2$$

$N_{max}(kn)$	$A_{scal}(cm^2)$	CNF	A s adopté	Choisdes barres	Ar
1611,5	22,16	4,22	26,46	11HA16	5HA14

Les armatures de répartition :  $A_t = A_s. B/4 = A_s / 4$ . (Selon BAEL99 modifiée99)

## ***CHAPITRE 9 :***

# ***CONCLUSION GENERALE***

**CONCLUSION**

Après avoir terminé ce mémorandum, qui est une étude d'un bâtiment avec un rez-de-chaussée + cinq étages dans la région sismique de Mila soutenu par des murs en béton, nous avons remarqué que les tremblements de terre ont un impact très important sur la structure de l'architecture, la rendant instable et susceptible de s'effondrer facilement et avec l'application des instructions RPA99 mod 2003 a contribué à l'augmentation de la stabilité L'ajout de murs en béton a beaucoup contribué à la stabilité de l'architecture et l'a rendu plus résistant aux séismes.

# Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

## ➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **DTR B.C.2.42** : Document technique réglementaire (Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche).
- **RNV99** : Règlement Neige Et Vent 99.

## ➤ Cours :

- Béton armé 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année (BA I & BA II).
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Matériaux de constructions 3<sup>ème</sup> année (MC).

## ➤ Logiciels :

- Robot millénium v.17.5 ..... Analyse des structures.
- AUTOCAD 2013 ..... Dessin.
- EXCEL 2007 ..... Calcul.
- WORD 2007 ..... Traitement du texte.
- Power point 2007 ..... Présentation de mémoire.
- Paint ..... Traitement des images.



