

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de MASTER professionnel en génie civil.*

*Option : construction civiles et industrielles.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation  
et commercial avec application du  
Logiciel ROBOT 2010.*



**Dirigé par : M<sup>r</sup> MERAKEB**

**Etudié par: M<sup>r</sup> ABBOUD SALIM  
M<sup>elle</sup> AISSIOU NASSIMA  
M<sup>elle</sup> AMGHAR HAYET**

**Promotion : 2013/2014**

# ***REMERCIEMENTS***

*Nous remercions au premier lieu, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous remercions aussi notre promoteur  
Mr MERAKEB.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce travail.*

*Nous remercions également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

## ***Introduction générale.***

### ***Chapitre I : présentation de l'ouvrage..... page.1 ⇒ 10***

- I-1-Introduction ;
- I-2-Présentation de l'ouvrage ;
- I-3- Caractéristique géométriques du bâtiment ;
- I-4- Les éléments composant la superstructure ;
- I-5- Réglementation ;
- I-6- Les caractéristiques mécaniques des matériaux ;
- I-7-Notion d'état limite du béton ;
- I-8- Protection des armatures :( *BAEL91/A.7.1*).

### ***Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments ..... page.12 ⇒ 28***

- II-1-Introduction
- II-2- Pré-dimensionnement des éléments :
  - II-2- 1- Les planchers ;
  - II-2- 2 - Les poutres ;
  - II-2- 3 - les voiles ;
  - II-2- 4- Les poteaux.

### ***Chapitre III: Calcule des éléments..... page.30 ⇒ 92***

- III-1-Introduction ;
- III-2-Calcul de l'acrotère ;
- III-3- Calcul des plancher ;
- III-4-Etude des balcons ;
- III-5- Calcul des escaliers ;
- III-6-Calcul de la poutre palière.

### ***Chapitre IV : Etude de contreventement..... page.94 ⇒ 111***

- IV-1- Introduction ;
- IV.2- Calcul de l'inertie équivalente ;
- IV-3- Calcul des rigidités au niveau des portiques ;
- IV-4-Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends ;
- IV-5-Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

**Chapitre V : Modélisation de la structure..... page.113 ⇒ 156**

- V-1- Introduction ;
- V-2- Choix de la méthode de calcul ;
- V-3- Classification de l'ouvrage selon le RPA99/version 2003 ;
- V-4- Présentation du logiciel ROBOT structural analysais professionnel 2010 ;
- V-5- Vérification des périodes ;
- V-6- Vérification des déplacements des nœuds ;
- V-7- Vérification de la flèche ;
- V-8 Réactions d'appuis ;
- V-9- Affichage des efforts internes dans les barres ;
- V-10- Diagramme des efforts dans barres ;
- V-11-les efforts dans les voiles ;
- V-12-Note de calcul ;
- V-13-Caractéristiques de la structure.

**Chapitre VI : Ferrailage de la structure ..... page.158 ⇒ 198**

- VI-I-Ferrailage des poutres ;
- VI-2 -Ferrailage des poteaux ;
- VI-3- Ferrailage des voiles ;
- VI-4 -Ferrailage de mur plaque.

**Chapitre VII : Etudes des fondations..... page.200 ⇒ 229**

- VII-1 Introduction ;
- VII-2 Différentes fonctions des fondations ;
- VII-3 Différents types de fondations ;
- VII-4 Choix du type de fondations ;
- VII-5 Etude du sol ;
- VII-6 Calcul du radier général pour sol2 et semelle filante pour sol1 ;
- VII-7 Etude du joint.

**Conclusion générale.**

**Bibliographie**

# Introduction générale

---

Ses dernières années, La construction des bâtiments industriels et de nos logements n'est pas un jeu ou une mode. Construire un bâtiment industriel n'est pas un exercice à prendre à la légère. Il faut prendre en compte plusieurs paramètres de grande importance et le respect des règles dont nous avons fait cas plus haut dans notre analyse.

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre étude se déroulera selon les étapes suivantes :

La 1ère étape commence une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés. On détaille ensuite la conception du système structural. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments.

Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (calcul statique), la structure est soumise au règlement de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.

La 2ème étape aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une étude dynamique-sismique et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT.

La dernière phase consiste à exploiter l'étude du sol afin de choisir un type de fondation qui assure la sécurité de la construction (Étude des fondations).

### I-1-Introduction

L'ouvrage qui nous a été confié par un bureau d'étude consiste le calcul d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté à AZZEFOUNE (wilaya de Tizi-Ouzou) classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

### I-2-Présentation de l'ouvrage

Le projet d'étude comporte :

- ✓ 01 RDC a usage commerciale.
- ✓ 06 étages à usage d'habitation et 1 étage à usage de bureaux.
- ✓ 01 cage d'escalier.

### I-3- Caractéristique géométriques du bâtiment

- ✓ Hauteur total du bâtiment.....26.61 m.
- ✓ Longueur total du bâtiment.....25.40 m.
- ✓ Largeur total du bâtiment.....17.70 m.
- ✓ Hauteur du RDC..... 4.59 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant (Habitation et bureaux).....3,06 m.

### I-4- Les éléments composant la superstructure

#### 1-Ossature du bâtiment

L'immeuble est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- D'un Ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

#### 2-Le plancher

Le plancher est un élément horizontal constituant une séparation entre deux niveaux du bâtiment et supportant les charges et les surcharge de la structure. Il joue aussi le rôle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre ouvrage on distingue un seul type de planchers ; ils sont constitués d'un corps creux (hourdis) d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées de faible section en béton armé qui sont disposées à intervalles réguliers au sens parallèle à la petite portée (tous les 60-cm environ) et reçoivent les hourdis.

#### 3- Escaliers

Notre bâtiment est composé par une seule cage d'escalier qui relie les différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasse coulés sur place en béton armé. Les escaliers du RDC comportent trois volées, ceux des étages courants sont composés de deux volées.

#### 4- La maçonnerie

**Les murs extérieurs :** seront réalisés en double cloison de briques creuses, séparées par une lame d'air de 5cm.

**Les murs de séparation intérieure :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### 5- Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine et en corps creux.

#### 6- Les revêtements

- ❖ Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- ❖ Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades, cage d'escalier.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eaux.

#### 7- Le système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution. Ces types de coffrage présentent plusieurs avantages :

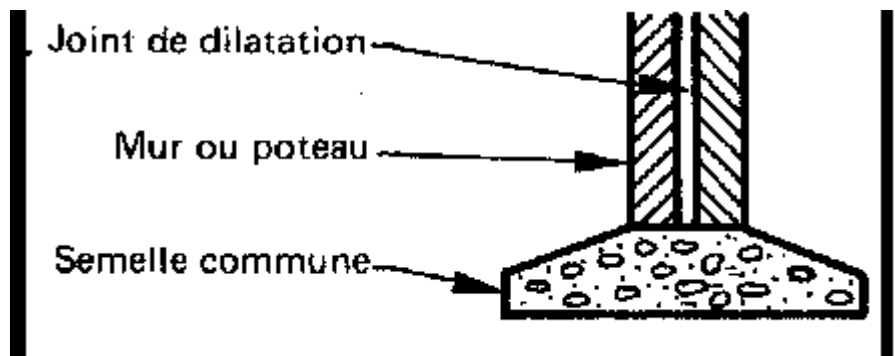
- ❖ Un gain de productivité : moins de main d'œuvre, et par conséquent, une diminution des coûts de travaux.
- ❖ Rapidité de mise en œuvre et simplicité : deux hommes suffisent.
- ❖ Sécurité : assurée par le montage et le démontage par en dessous.
- ❖ Solidité du coffrage.
- ❖ Décoffrage rapide de certains éléments.

#### 8- Les fondations

Les fondations se définissent comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement.

#### 9- Joints



La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes.
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (Forme en T, U, L, H,...).

### I-5- Réglementation

L'étude se fera en respectant des règlements tel que :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91, modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- le règlement parasismique algérien (RPA 99, modifié en 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR).

### I-6- Les caractéristiques mécaniques des matériaux

#### 1- BETON

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) agglomérés par un liant en présence d'eau. Ce liant est habituellement du ciment ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés.

Le béton frais associé à de l'acier permet d'obtenir le béton armé, un matériau de construction courant.

- ✓ **La résistance caractéristique du béton à la compression:** (B.A.E.L.91 Art A.2.1,11)

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

**J < 28**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

**J > 28**

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

A titre indicatif le dosage courant par  $\text{m}^3$  est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Eau de gâchage : 150 à 200 L
- Ciment : 300 à 400  $\text{kg}/\text{m}^3$

✓ **Résistance caractéristique à la traction :** (Art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour  $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

$$f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### ➤ Notion d'état limite du béton

#### Généralités

La méthode de calcul « aux états limites » se fonde sur une approche semi-probabiliste et l'usage de coefficients partiels de sécurité associés, d'une part aux résistances et d'autre part aux actions, qui traduisent les différentes incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage.

Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable de ne pas atteindre un « état limite ».

La vérification des structures se fait par le calcul aux états limites : les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charges appropriés.

On distingue deux états limites :

ELU : ÉTATS LIMITES ULTIMES

ELS : ÉTATS LIMITES DE SERVICE

#### a) état limite ultimes (E.L.U)

Les États Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes, de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement ou une rupture de la structure.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par:

- perte d'équilibre statique,
- rupture ou déformation plastique excessive,
- instabilité de forme (flambement ...).

Les vérifications aux états limites ultimes portent sur :

- la flexion
- l'effort tranchant
- la torsion
- le poinçonnement

Le dimensionnement aux ELU selon la modélisation bielle-tirant est également abordé. et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa} \quad (\text{B.A.E.L 91 Art 4.3.41})$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les situations durable.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges

$\theta = 1$                     lorsque  $t > 24\text{h}$ .  
 $\theta = 0,9$                 lorsque  $01\text{h} < t < 24\text{h}$ .  
 $\theta = 0,85$                 lorsque  $t < 01$ .

### ✓ Diagramme contraintes déformations du béton

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton,

Un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure :

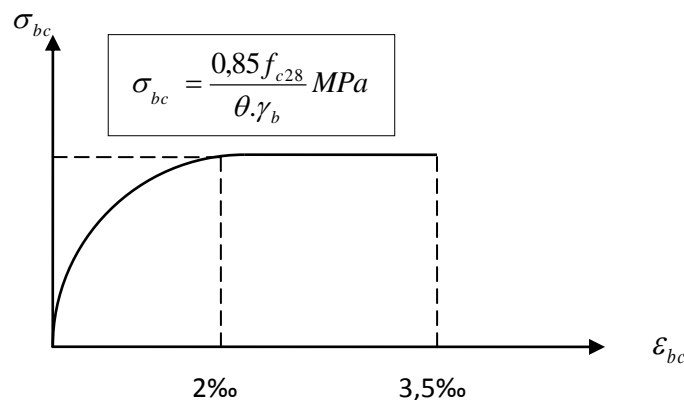


Fig. I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

### b) Etat limite de service E.L.S

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction). Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

- Les États Limites de Service courants concernent :
  - La limitation des contraintes
  - La maîtrise de la fissuration
  - La limitation des flèches

- Y'a 3 types de combinaisons d'actions sont à prendre en compte :
  - Combinaisons caractéristiques
  - Combinaisons fréquentes
  - Combinaisons quasi-permanentes
- Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

La contrainte de compression doit être au plus égale à :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$ .

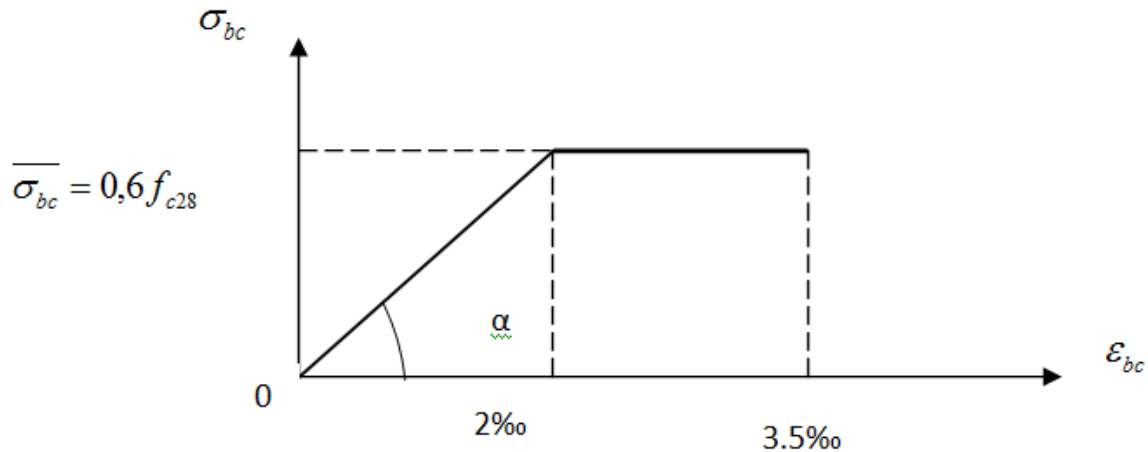


Fig. I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg}\alpha = E_b$  = module d'élasticité.

#### ✓ contraintes tangentes conventionnelles

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{B.A.E.L 91 Art 4.3.41})$$

$V_u$ : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.S.)

$b_0$ : Valeur de la largeur de la section cisailée.

$d$ : Hauteur utile.

- **Fissuration peut nuisible.**

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

**1-1- Module de déformation longitudinal (Art 2.1.2.-B.A.E.L.91)****1-1-1 Module de déformation instantané**

Définit pour des contraintes appliquées durant moins de 24 heures et donnée par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa (Art 2.1.21 B.A.E.L.91)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$

**1-1-2-Module de déformation différée**

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte de retrait et de fluage de béton, il est égale à 1/3 du module de déformation instantané et donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa (Art 2.1.22 B.A.E.L.91)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa}$

**1-2-Le module de déformation transversal**

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} E : \text{module du Young.} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson.} \end{array} \right.$

**Le coefficient de poisson : «  $\nu$  »**

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient « Poisson » est le rapport :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal } \varepsilon_t}{\text{Déformation longitudinal } \varepsilon_l}$$

Pour le béton ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

$\nu = 0,2$  à L'E.L.S.

$\nu = 0$  à L'E.L.U

(Art.2.18.B.A.E.L.91)

**2- ACIERS**

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est – à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de trois types d'acier.

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215	215	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	Fe E 235	235		
Aciers HA	Fe E 400	400	Tous travaux en BA	Emploi très fréquent
	Fe E 500	500		Emploi moins fréquent
Treillis soudés	T.S.L (lisses)	500	Emplois courants pour : - Radiers - Voiles - Planchers - Dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		

Tableau des caractéristiques des aciers de bâtiment (N.F.A.35 022)

✓ **Le module d'élasticité longitudinal de l'acier**

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement  $E_s = 2 \times 10^5$  MPA (Art A-2.2 ,1-B.A.E.L91)

Ou :  $E_s = 2 \times 10^6$  bars

avec un ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,3 \quad \text{coefficient de poisson des aciers.} \\ \nu = 0 \quad \text{(à ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \quad \text{(à ELS) pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

Dont  $\nu$  : coefficient de poisson

✓ **contrainte limite dans les aciers** (Art A-4,3.1-B.A.E.L91)

**1- Etat limite ultime**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_e$  : La limite d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

✓ **Diagramme contraintes déformation de l'acier**

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\varepsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :

$E_s=200000$  MPA  $\longrightarrow$  (BAEL 91, art A.2.2, 1)

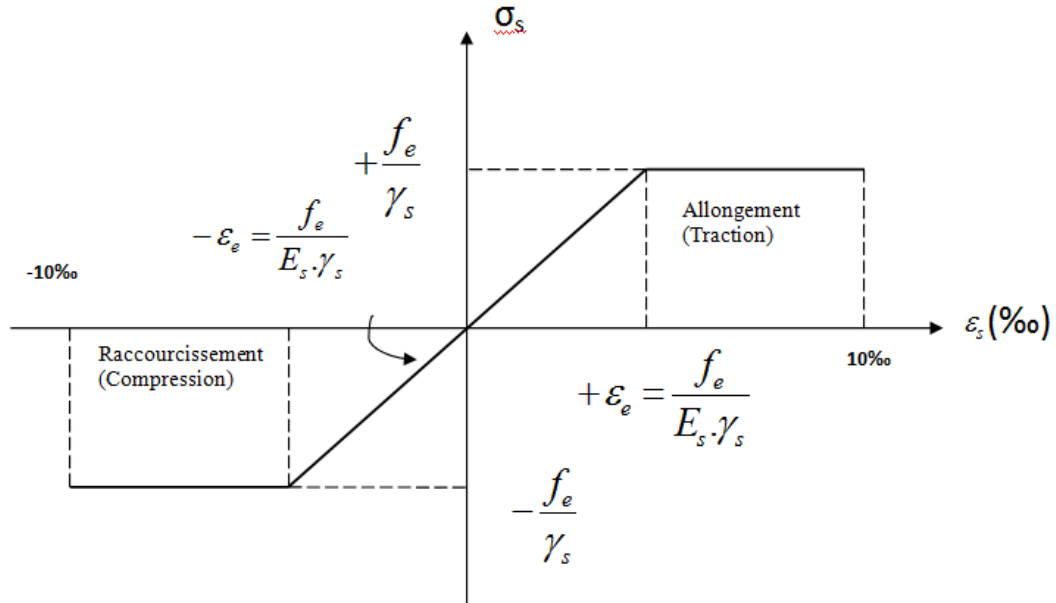


Fig. I.3 Diagramme contraintes –déformation dans les aciers

**2- Etat limite de service**

A fin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

✓ **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

✓ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :**

- La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations.
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm ;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2 h (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

– la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\overline{\sigma}_{st}$  (MPa) donnée par l'expression dans laquelle :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable** [BAEL91/A.4.5,34] :

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.
- On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :
- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $0,8 \overline{\sigma}_{st}$  (MPa),
- l'expression de  $\overline{\sigma}_{st}$  étant donnée en A.4.5,33 .
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm ; dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et 1,5 h (h épaisseur totale de l'élément)

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\}$$

- $f_e$  : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)
- $\eta$  : coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- $\eta = 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6\text{mm}$ )
- $\eta = 1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\Phi > 6\text{mm}$ )

### I -7- Protection des armatures :( BAEL91/A.7.1)

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur du béton suffisante, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :(Art A.7.1/BAEL91 modifiées 99)

- ✓  $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓  $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ✓  $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## II-1-Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**. Ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

## II-2- Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement est une technique qui permet de déterminer les dimensions ou les caractéristiques fonctionnelles qu'il convient de donner à chaque élément de la structure pour qu'il joue convenablement le rôle qui lui revient.

### 1- LES PLANCHERS

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- ❖ Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- ❖ Empêcher l'apparition des fissures dans la maçonnerie.
- ❖ Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre projet on prend un plancher d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

#### ➤ Planchers en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad (\text{Condition de la flèche}).$$

$l_{\max}$  : Portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{295}{22,5} \longrightarrow h_t = 13,11 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) **ht=20cm**.

D'où l'épaisseur de corps creux est de 16 cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

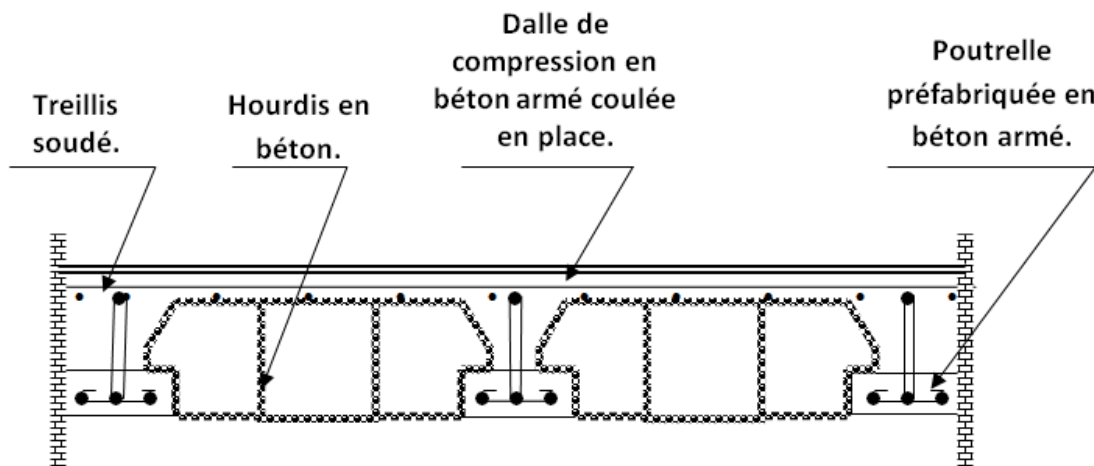


Fig. II.1 Plancher à corps creux

## 2 - LES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres sont armées par des aciers principaux longitudinaux, coulée sur place, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion, et des aciers transversaux, cadres et épingles (ou étriers), destinés à reprendre l'effort tranchant.

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres.

Les dimensions des poutres **ISOSTATIQUES** sont définies en fonction de leurs portée  $L$ , telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Les dimensions des poutres **HYPERSTATIQUES** sont définies en fonction de leurs portée  $L$ , telles que :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

**Avec :**

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

**2-1-Poutres principales :** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Leftrightarrow 25 \leq h \leq 37,5$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$\checkmark \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : **b = 30 cm**

**2-2-Poutres secondaires :** Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Leftrightarrow 19,66 \leq h \leq 29,5$$

On opte pour : **h = 30 cm**

$$\checkmark \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **b = 25 cm**

**2-3-Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003**

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

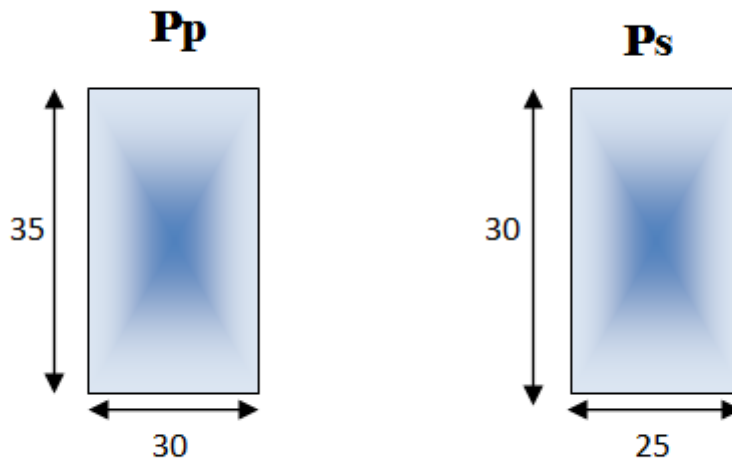
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h_t \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérification (oui/non)</i>
<i>Hauteur (cm)</i>	35>30cm	30=30cm	Oui
<i>Largeur (cm)</i>	30>20cm	25>20cm	Oui
<i>hauteur largeur</i>	1,166<4	1,200<4	Oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

(30x35) cm<sup>2</sup>..... Poutres principales.

(25x30) cm<sup>2</sup>..... Poutres secondaires.



**Fig. II.2 Dimensions des Poutres**

## 3 - LES VOILES

Les voiles et les murs plaque sont des murs rigides en béton coulé sur place, suivant les cas, ils peuvent être *armés* ou non *armés*.

Les voiles et les murs plaque sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Ils sont considérés comme des murs de contreventement si les conditions suivantes sont vérifiées :

$h_e$  : hauteur du voile (mur plaque).

$h$  : hauteur d'étage courant

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 4.59 - 0,20 = 4,39 \text{ m} = 439 \text{ cm}$

## 3-1 - Voiles

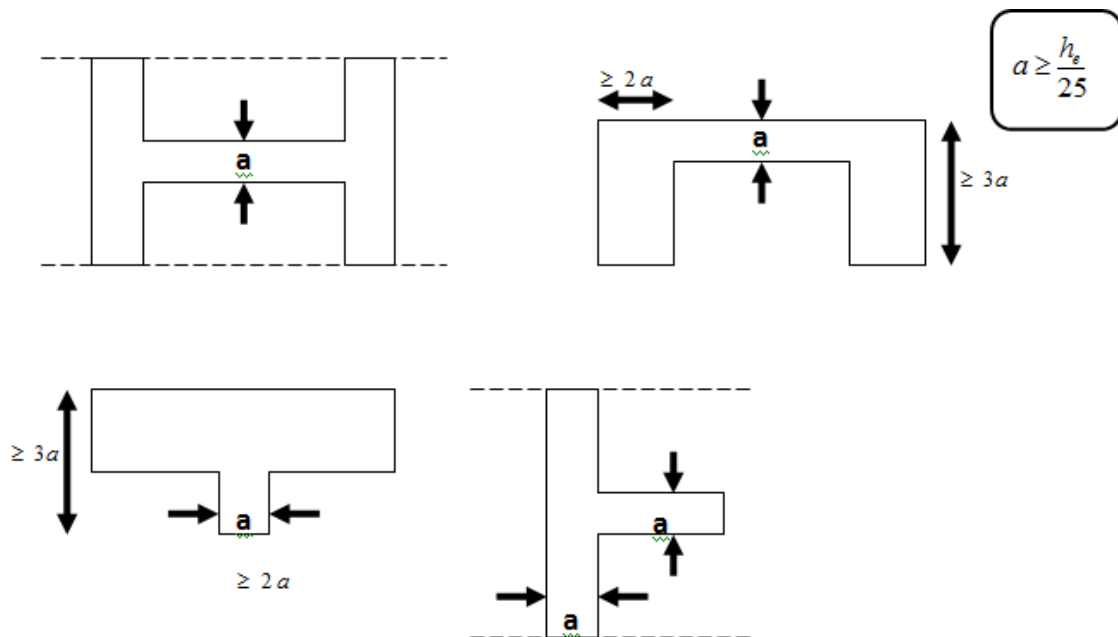
$$a = \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \text{ Donc :}$$

$$a = \max\left(\frac{439}{25}; \frac{439}{22}; \frac{439}{20}\right) \Rightarrow a = \max(17,56; 19,95; 21,95)$$

Soit  $a=20\text{cm}$

- **Vérification des exigences du (RPA 99 Art 7.7.1)**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ .....CONDITION VERIFIER  
Avec :  $L_{\min}$  : portée des voiles.



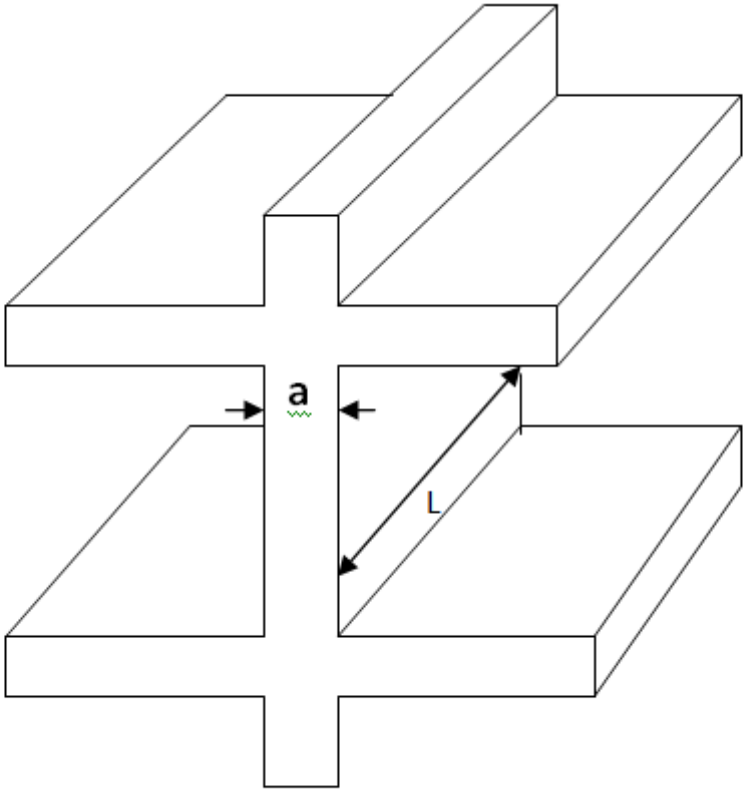
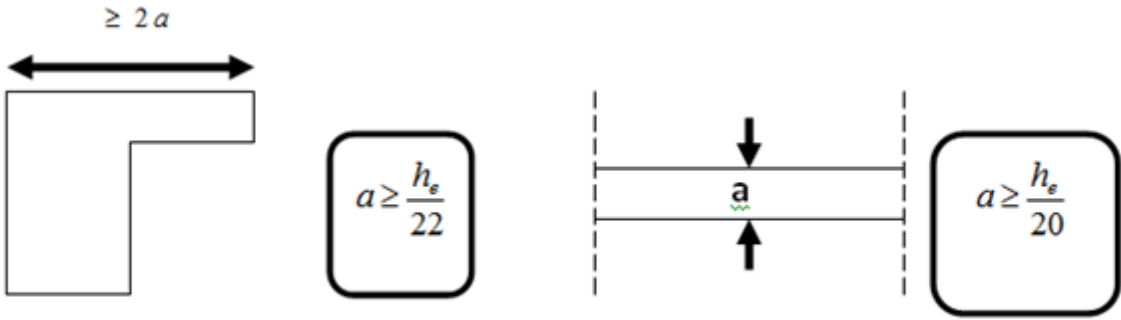


Fig. II.3 : Coupe de voile en élévation.

## 4- LES POTEAUX

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et transversaux destinés à limiter le flambement.

Les aciers transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s = G + Q$ .

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ avec : } N = G + Q$$

$N$  : Effort de compression repris par les poteaux.

$S$  : Section transversale du poteau.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

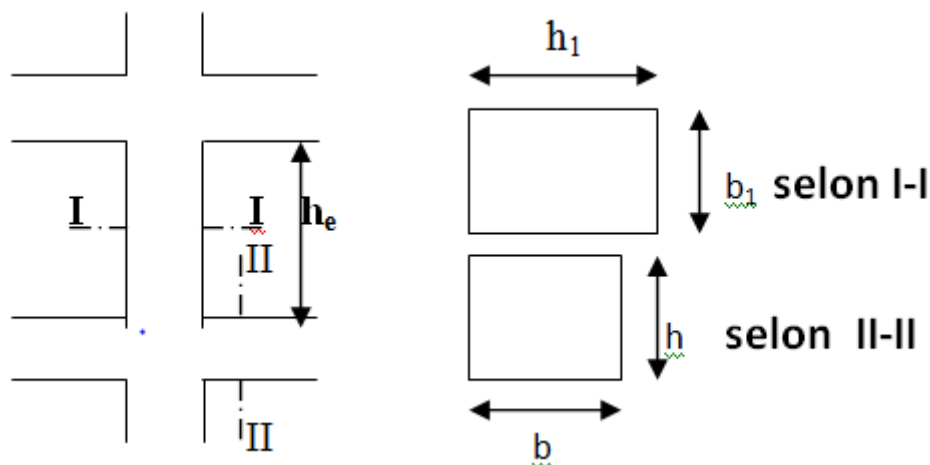
$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent

Satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  En zone III et IIb
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$



$N_s$  : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

4- 1 - Détermination des charges et surcharges

1. Charges permanentes G

1-1- Les planchers :

→ Terrasse inaccessible

- Charges permanentes G :

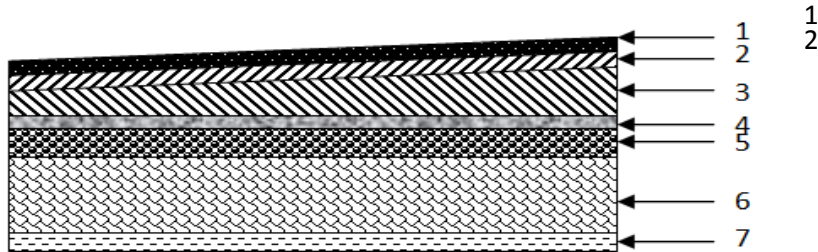


Figure II.4: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyâne	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux(16+4)	0,20	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G=5,83</b>

TAB II.1 : Charges et surcharges de terrasse inaccessible

→ Plancher d'étage courant et autre :

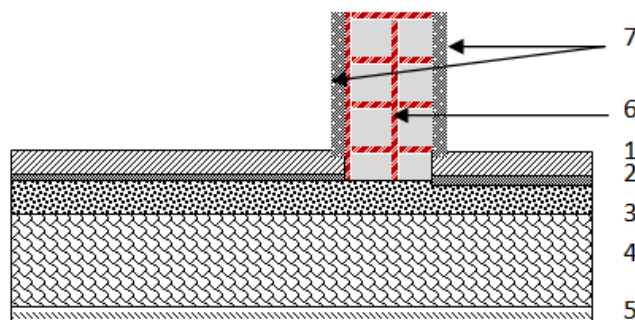


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux).

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,2 x 2

G=5,50

TAB II.2: Charges et surcharges de l'étage courant.

1-2- Les murs : Murs extérieurs et murs intérieurs :

→ Murs extérieurs

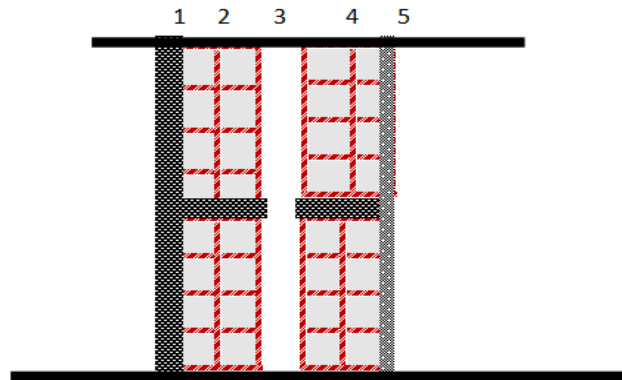


Fig. II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	La charges KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses extérieur.	0,10	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses intérieur.	0,10	9	0,9
5	Enduit de pâtre	0,02	10	0,2

G=2,44

TAB II.4 : Charges et surcharges des murs extérieurs.

→ Murs intérieurs : Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

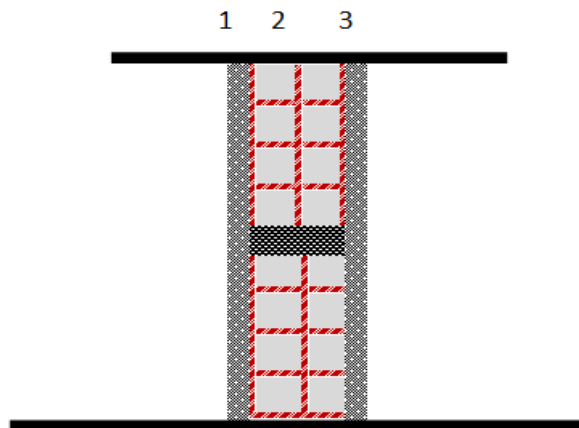


Fig. II.7. coupe verticale du mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	La charges KN/m <sup>2</sup>
1 et 3	Enduit de plâtre	2 x 0,02	10	0,4
2	Briques creuses	0,10	9	0.9
				G=1,30

TAB II.5 : Charges et surcharges des murs intérieurs.

1-3- Les balcons :

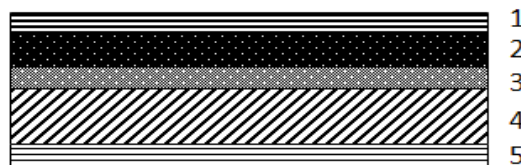


Fig. II. 8 : Coupe vertical d'un plancher du balcon.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G=5,39

TAB II.6 : Charges et surcharges des balcons.

1-4- Les Charges permanents des voiles :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Béton armé	0,20	25	5,00
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G=5,88

TAB II.7 : Charges et surcharges des voiles.

1-5- Les charges et surcharges sur l'escalier

- Evaluation des charges et surcharges sur la volée:

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids des marches	0,17/2	25	2,13
4	Paillasse	$\frac{0,18}{\cos 32,51^\circ} = 0,21$	25	5,25
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
6	Garde corps	0,60	/	0,6
				G=9,26

TAB II.8: Charges permanentes sur une volée.

- Evaluation du poids du palier :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,02	18	0,36
4	Paillasse	0,18	25	4,50
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G=6,14

TAB II.9: Charges permanentes sur le palier.

## 1-6-l'acrotère

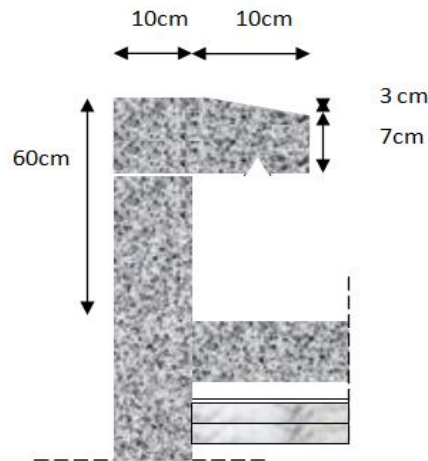


Fig. II.9 : Dimensionnement de l'acrotère.

➤ Calcul de son poids propre :

$$G = S \times \rho_{\text{béton}}$$

S : Surface de l'acrotère.

$\rho_{\text{béton}}$  : Poids volumique de béton.

$$G = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

**G=1,712KN/ml**

### 2-Surcharges d'exploitations Q

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 :

- Plancher d'étage courant	Q=1,5 KN/m <sup>2</sup>
- Plancher du RDC(service)	Q=2,5KN/m <sup>2</sup>
- L'acrotère	Q=1 KN/m <sup>2</sup>
- Escaliers	Q=2,5 KN/m <sup>2</sup>
- Balcon	Q=3,5 KN/m <sup>2</sup>
- Terrasse	Q=1 KN/m <sup>2</sup>

**1-7- Dimensionnement des poteaux**

Le dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple pour le poteau le plus sollicité est (D-4).

**1- Surface d'influence**

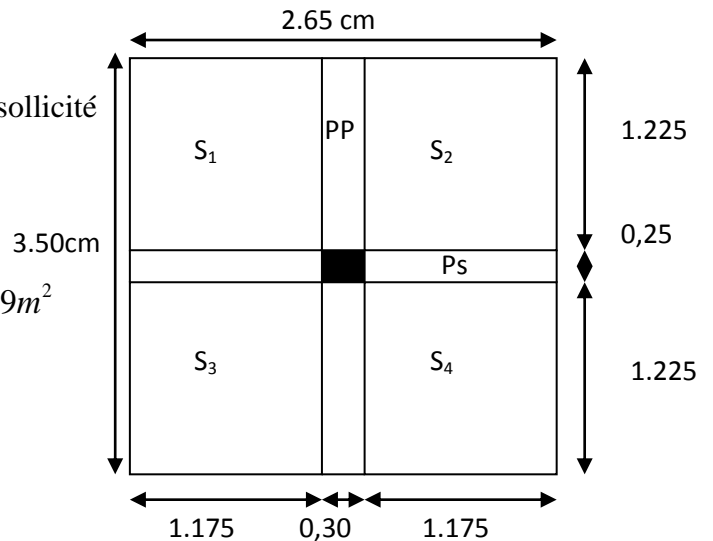
- **Surface nette**

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 1,175 \times 1,225 = 1.439m^2$$

$$S_{nette} = 5.756m^2$$

- **Surface brute :**

$$S_{brute} = 2.65 \times 3,5 = 9.275m^2$$

**2- Calcul du poids propre des poutres**

- ✓ **Poutre principale :**

$$G_{pp} = S_{pp} \times \rho$$

$$\rho = 25KN / m \text{ (Poids volumique du béton.)}$$

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,35 \times 25) \times 3,5 = 9,187KN$$

- ✓ **Poutre secondaire :**

$$G_{ps} = (0,25 \times 0,3 \times 25) \times 2.65 = 4.968KN$$

D'où le poids des poutres est de :  $G = 14,155KN$

**3- Calcul du poids propre du plancher**

$$\text{Poids du plancher : } P = G_T \times S_{nette}$$

- ✓ **Plancher terrasse :**

$$P_{terrasse} = 5,83 \times 5.756 = 33,557KN$$

- ✓ **Plancher étage courant :**

$$P_{éc} = 5,50 \times 5.756 = 31.658KN$$

**4- Surcharge d'exploitation**

- Surface d'influence :  $Q_s = 5.756m^2$
- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1.0 \times 5.756 = 5.756 KN.$
- Plancher étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 5.756 = 8.634 KN.$
- Plancher du RDC (service) :  $Q = 2.5 \times 5.756 = 14.39 KN.$
- Plancher balcon :  $Q = 3.5 \times 5.756 = 20.146KN.$
- Escaliers :  $Q = 2.5 \times 5.756 = 14.39KN.$
- Acrotère :  $Q = 1.0 \times 5.756 = 5.756 KN.$

**5- Poids propre des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm<sup>2</sup>.

✓ Poids de poteau du l'étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

✓ Poids de poteau du RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.59 \times 25 = 7,171 \text{ KN.}$$

**6- Loi de dégression de charge**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et de bureautique, sous réserve de satisfaire certaines condition notamment pour les locaux industriels et commercial.

La loi de dégression des charges : soit Q<sub>0</sub> la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiments, Q<sub>1</sub> ; Q<sub>2</sub> ; Q<sub>3</sub> ; ..... ; Q<sub>n</sub> les charge d'exploitation respective des planchers des étages 1, 2, 3.... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$$\text{Avec : } Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour : } n \geq 5$$

**TAB II.10 : Coefficients de dégression de surcharges.**

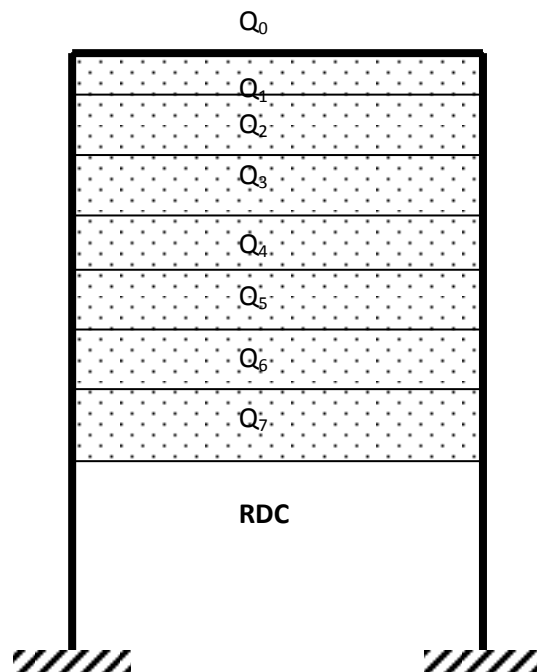
Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) \end{aligned}$$

·  
·  
·  
·  
·  
·

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n ≥ 5



**Les surcharges cumulées :**

- Niveau 7 :**  $Q_0 = 5.756 \text{ KN}$
- Niveau 6 :**  $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 14.39 \text{ KN}$ .
- Niveau 5 :**  $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 22.161 \text{ KN}$ .
- Niveau 4 :**  $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 29.067 \text{ KN}$ .
- Niveau 3 :**  $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 35.112 \text{ KN}$ .
- Niveau 2 :**  $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 40.292 \text{ KN}$ .
- Niveau 1 :**  $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 44.609 \text{ KN}$ .
- Niveau RDC :**  $Q_{RDC} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 48.667 \text{ KN}$ .

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{En zone IIa}$$

**TAB II.11 : récapitulatif de la descente de charge.**

Niveau	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>TOT</sub> AL	G <sub>CUMU</sub> Lé	Q <sub>i</sub>	Q <sub>CUMUé</sub>		Section trouvée	Section adoptée
<b>8 terrasse</b>	53,04	14,999	/	68,04	68,04	5.756	5.756	73.796	49.197	/
<b>7</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	137,86	8.634	14.390	152.250	101,500	30x40
<b>6</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	207,68	8.634	23.024	230.704	153.802	30x40
<b>5</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	277,50	8.634	31.658	309.158	206.105	30x40
<b>4</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	347,32	8.634	40.292	387.612	258.408	35x45
<b>3</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	417,14	8.634	48.926	466.066	310.710	35x45
<b>2</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	486,96	8.634	57.56	544,52	363,013	35x45
<b>1</b>	50,04	14,999	4,781	69,82	556,78	8.634	66.194	622,974	415,316	40x50
<b>RDC</b>	50,04	14,999	7,171	72,21	628,99	14.390	80.584	709,574	473,049	40x50

**Remarque :**

Afin d'éviter le risque de l'éclatement du béton sous l'effort de la densité d'armature, et pour

une meilleure répartition, On opte pour une section de :

- (40x50) cm<sup>2</sup> Pour le RDC et 1<sup>ier</sup> niveau.
- (35x45) cm<sup>2</sup> De 2<sup>ième</sup> au 4<sup>ième</sup> niveau.
- (30x40) cm<sup>2</sup> De 5<sup>ième</sup> au 7<sup>ième</sup> niveau.

• **Vérification des conditions du RPA99 :**

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont données par les formules suivantes:

$$\min(b; h) \geq 25cm$$

$$\min(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

**Pour le RDC et 1<sup>ier</sup> niveau:**

Min (b, h) = 40 cm ≥ 25cm.....conditions vérifiées.

Min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21,95cm$  ..... conditions vérifiées.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{50} = 0,80 < 4$  ..... conditions vérifiées.

**Pour le 2<sup>ième</sup> au 4<sup>ième</sup> niveau :**

Min (b, h) = 35 cm ≥ 25cm.....conditions vérifiées.

Min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21,95cm$  ..... conditions vérifiées.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{45} = 0,77 < 4$  ..... conditions vérifiées.

**Pour le 4<sup>ième</sup> au 7<sup>ième</sup> niveau :**

Min (b, h) = 30 cm ≥ 25cm.....conditions vérifiées.

Min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21,95cm$  ..... conditions vérifiées.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0,75 < 4$

**Conclusion :**

Les sections des poteaux sont toutes rectangulaire, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

➤ **Vérification au flambement :**

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0,7l_0$ ).

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = \frac{bh^3}{12}$

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = b \times h$ ).

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{h}$$

➤ **Application numérique :**

- ✓ **Pour RDC, des Poteaux (40x50) :**

$$l_0 = 4,59 - 0,35 = 4,25\text{m.}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{4,25}{0,50} = 20,57 < 50 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

- ✓ **Pour le 1<sup>ier</sup> étage, des Poteaux (40x50):**

$$l_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{m.}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,50} = 13,11 < 50 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

- ✓ **Pour le 2<sup>ème</sup> étage au 4<sup>ème</sup> étage, des Poteaux (35x45):**

$$l_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{m.}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,45} = 14,57 < 50 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

✓ Pour le 5<sup>ème</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage, des Poteaux (30x40) :

$$l_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71m.$$

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,40} = 16,39 < 50 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

### II-3-Conclusion

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

### III-1-Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments secondaires (non structuraux), n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée tels :

- L'acrotère.
- Les poutrelles et la table de compression des planchers a corps creux.
- les balcons.
- les escaliers.
- la poutre palière.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99).

### III-2- L'acrotère

#### 1) calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. La console est soumise à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort latéral  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

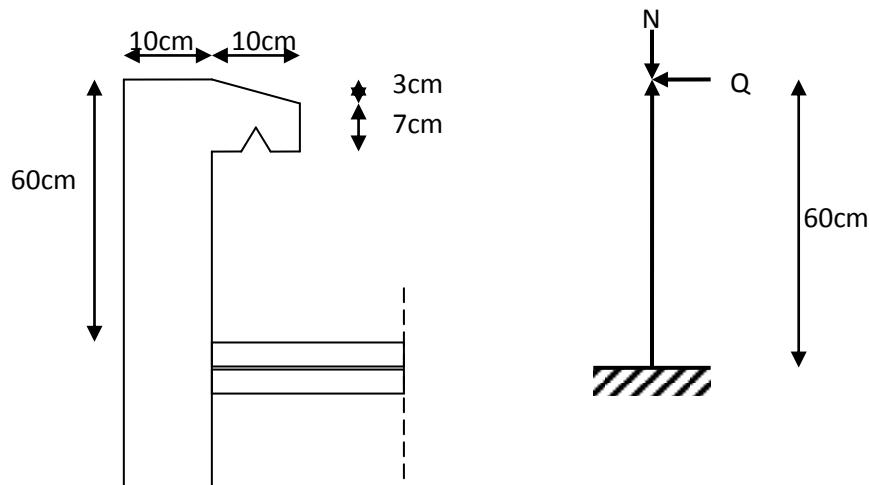


Fig. III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

#### 1-1- Calcul des efforts

Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S$

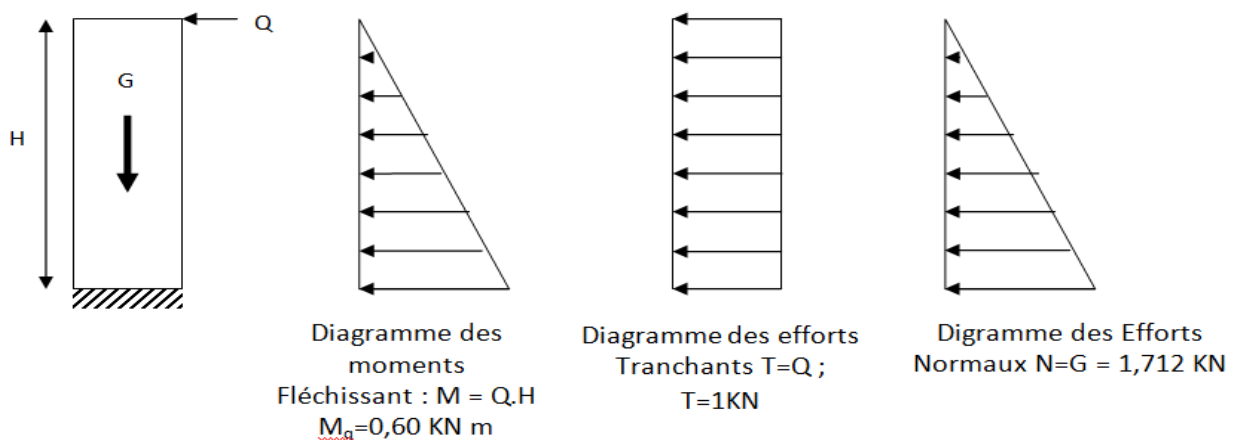
$$G = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$G = 1,712 \text{ KN/ml}$

**Avec :**  $\rho$ : Masse volumique du béton.  
 $S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

- ✓ Poids propre de l'acrotère :  $G = 1,712 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$  (Surcharge due à la poussée latérale).
- ✓ Effort normal dus au poids propre  $G$  :  
 $N = G \times 1 = 1,712 \text{ KN}$
- ✓ Effort tranchant :  
 $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- ✓ Moment fléchissant max du a la surcharge  $Q$  :  
 $M_q = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN m}$

### 1-2- Diagrammes des efforts



**Fig. III.2 : Diagrammes des efforts internes (M ; N ; T)**

### 1.3- Combinaison des charges

- ✓ A L'ELU<sub>2</sub> : La combinaison est : **1,35 G + 1,50 Q**
  - **Effort normal de compression dû à G :**  
 $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN}$  (du à G).
  - **Moment de renversement dû à Q :**  
 $M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$  (du à Q).
  - **Effort tranchant :**  
 $T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$
- ✓ A L'ELS<sub>2</sub> : La combinaison est : **G + Q**
  - **Effort normal de compression :**  
 $N_s = G = 1,712 \text{ KN}$
  - **Moment de renversement**  
 $M_s = M = 0,60 \text{ KN m}$
  - **Effort tranchant**  
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$

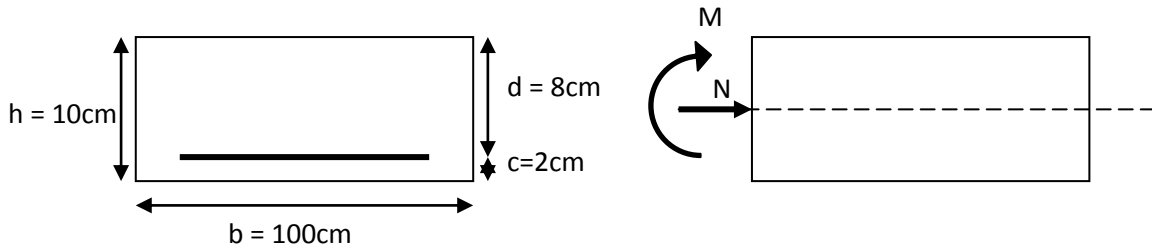
**2- Ferrailage de l'acrotère**

**2-1- Calcul des armatures à L'ELU**

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

$e$  : Excentricité

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **C.D.G** des armatures tendues.



**2-2-Position du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,900}{2,311} = 0,39m = 39cm.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm.$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où

la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif  $M$ , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

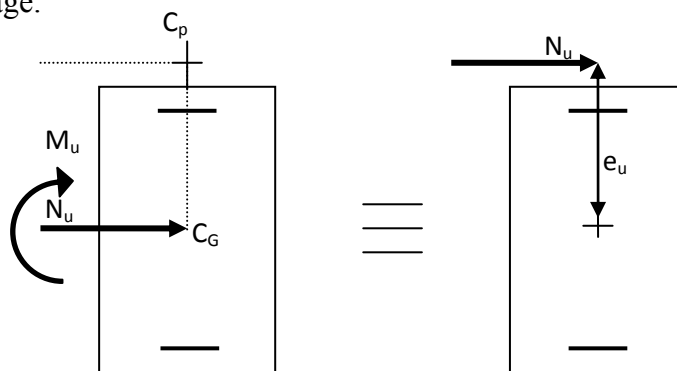
Avec :  $M_u$  : moment du à la compression ;

$N_u$ : effort de compression ;

$C_p$  : centre de pression ;

$e_u$  : excentricité ;

$c$  : l'enrobage.



**3- Calcul en flexion simple****3-1-Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g \Rightarrow \text{avec} \left( g = e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$g$  : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$M_f = 2,311 \times \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KNm}$$

$$\underline{\text{Avec}} : f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Calcul de}} \mu_b : \mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,01$$

$\mu_b = 0,01 < \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_b = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

**3-2- Armatures fictives (flexion simple)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \underline{\text{Avec}} : \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{970}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

**3-3- Armatures réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

✓ On opte pour le choix des barres 4HA8 soit  $2,01 \text{ cm}^2$ .

• Calculs des armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

✓ On opte pour un choix des barres 3HA8 soit  $1,5 \text{ cm}^2$ .

✓ Soit : 3HA8  $\Longrightarrow$   $A_r = 1,5 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**4-Vérifications****4-1- vérification à l'ELU****4-1- 1-condition de non fragilité (BAEL 99 art a.4.2.1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d} \right)$$

**Avec :**  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{m.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left( \frac{35 - 0,45 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right) = 0,905 \text{cm}^2.$$

**On remarque que :**  $A_{st} = 2,010 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,905 \text{cm}^2$  **condition vérifiée.**

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml, avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 20cm.**

**4-1-2- vérification aux cisaillements : (art a.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 800} = 0,018 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \right\} = \min \{ 2,5; 4 \} = 2,5 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \iff$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**4-1-3- Vérifications de l'adhérence dans les barres**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier.  
Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

L'acier utilisé est le FeE 400

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif a une armature ( $\psi_s = 1,5$  : barres de haute adhérence).

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum U_i = n\pi \varnothing = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,207 MPa$$

**On a :**  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  ..... **Pas de risque d'entraînement des barres.**

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

**4-1-4- Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99)**

La fissuration est préjudiciable ; donc :  $S_i \leq \min\{2h; 25cm\} = \min\{(2 \times 10); 25\} = 20cm$

**h = 10 cm.** C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

**4-2- Vérification à l'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_s} = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \end{array} \right.$$

**Avec :**  $\left\{ \begin{matrix} HA : \phi \geq 6mm \\ FeF 400 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \eta$  : coefficient numérique; dit coefficient de fissurations pour les armatures haute adhérence dont  $\eta = 1,6$ .

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,67; 201,63\} = 201,63 MPa$$

**Avec :**  $f_{t28} = 2,1 MPa$   
 $f_e = 400 MPa$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 4$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47,5} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 MPa$$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$  .....condition vérifiée.

**5- Vérification de l'acrotère au séisme**

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule suivante :

$$F_p = 4A.C_p.W_p$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A = 0,15$  (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.(tab 6.1)

**W<sub>p</sub> :** Poids de l'élément considéré (acrotère) = G = 1,712KN.

**D'où :**  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$  .....**Condition vérifiée.**

**Conclusion**

**Armatures principales :** 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm.

**Armatures de répartition :** 3HA8= 1,5cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm.

**III-3- Calcul des plancher****1-Introduction**

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm.

Ils sont constitués de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en T é espacées de 65 cm. sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.
- ✓ Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

**2-Calcul de la dalle de compression [Art B .6.8.423/BAEL 99**

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE520;  $\phi \leq 6mm$ ) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes

**2-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- $L = 65cm$  ; distance entre axes des poutrelles.
- $A_{\perp}$  en  $cm^2$  par mètre nervure (poutrelle).
- $f_e$  : Limite d'élasticité en MPa.

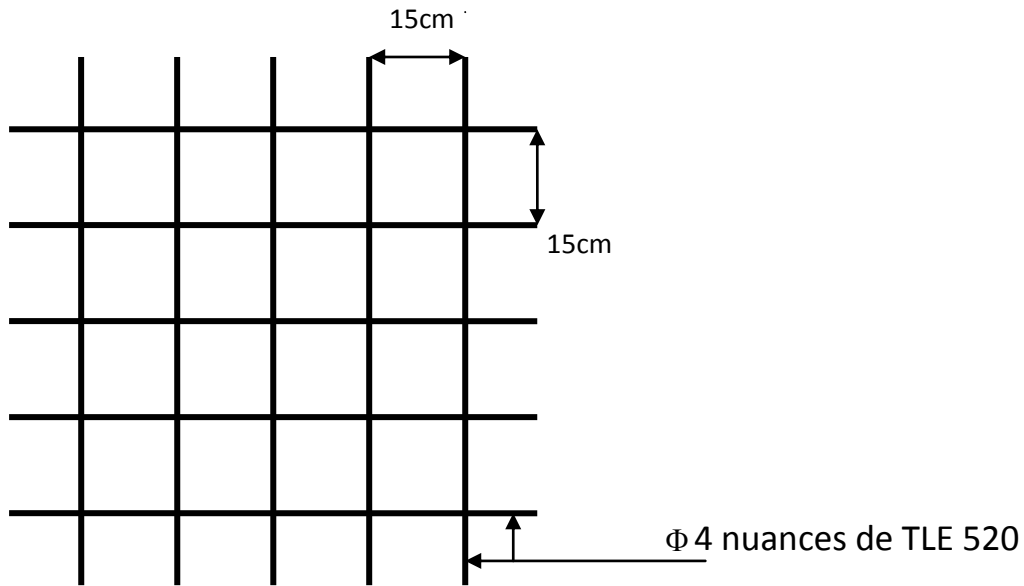
$$D'où : A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2 / ml$$

Soit  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63cm^2 / mL$  avec un espacement de 15 cm.

**2-2- Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315cm^2 / ml$$

Avec :  $A_{\parallel} = 5T4 = 0.63cm^2 / ml$  avec un espacement de 15 cm.



**Fig. III.4 Treillis soudées de 15 x 15 cm.**

**Conclusion**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (150 X150) mm<sup>2</sup> avec 5T4/ml.

**3- Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait généralement en 02étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

**3-1- Avant le coulage de la dalle**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due a la main d'œuvre et le poids des corps creux.

**Chargement :**

- ✓ Poids propre .....G<sub>1</sub> = 0,04 × 0,12 × 25 = 0,12 KN/ml
- ✓ Poids des corps creux .....G<sub>2</sub> = 0,95×0,65 = 0,62 KN/ml
- ✓ Poids ouvrier.....Q = 1KN/ml

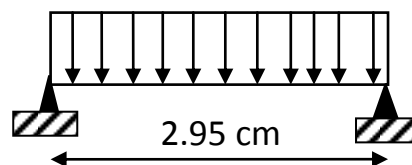
⇒ Charge permanente :  $G = G_1 + G_2 \implies G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$ .  
 Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Ferrailage à l'E.L.U :**

On fait le calcul pour la travée la plus longue L = 2.95 cm

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$



**Fig. III.5 : Schéma statique de la poutrelle.**

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$Mu = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (2.95)^2}{8} = 2.71 \text{KN.m}$$

➤ **Effort tranchant sur appui :**

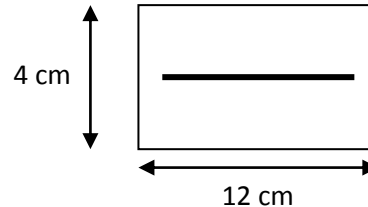
$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 2.95}{2} = 3.68 \text{KN}$$

➤ **calcul de la section d'armature :**

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

- b : largeur de la poutrelle (b=12cm).
- d : hauteur utile (d=h-c).
- h : hauteur de la poutrelle (h=4cm).
- C : enrobage (c=2cm)  
d = h - c = 4 - 2 = 2cm



$$\mu_b = \frac{2.71 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 3.975 \gg 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion**

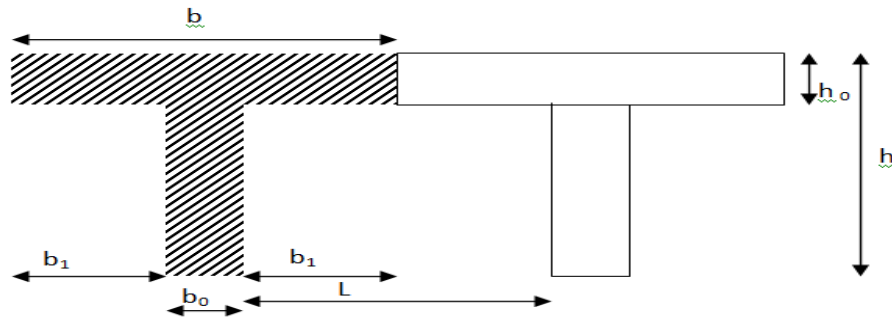
La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

**3-2- après coulage de la dalle de compression**

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encadrée partiellement à ses 02 extrémités. Elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que des charges et surcharges revenant au plancher.

Les règles **BAEL91** (Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b) préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



**Fig. III.6 : construction de la section en T.**

### 3-2-1-Dimensionnement de la poutrelle

**L** : distance entre axe des poutrelles ; ( $L=65\text{cm}$ )

**L<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 2.95\text{m}$  (la travée la plus sollicitée) ;

**b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12\text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ) ;

### 3-2-2- Calcul la largeur **b<sub>1</sub>** de dalle de compression

$$b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{295}{10} = 29.5\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{3} = \frac{295}{3} = 98.33\text{cm}$$

**Donc**

la largeur efficace de la table de compression  $b = \min(b_1) = \min(26.5 ; 29.5 ; 98.33)\text{ cm}$

on prend : **b = 26.5 cm**

### ✓ Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments .

### 1-Méthode Forfaitaire :

#### 1-1-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

**1-1-1-** La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5\text{ KN/m}^2$ .

$$Q = 4(\text{service}) \leq \max\{2G; 5\text{KN/m}^2\} = 11\text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition}_\text{vérifiée}.$$

$$Q = 1,5(\text{habitation}) \leq \max\{2G; 5\text{KN/m}^2\} = 11\text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition}_\text{vérifiée}.$$

**1-1-2-** le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées  
Considérées pour les deux poutres  $\longrightarrow$  condition vérifiée.

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

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \end{array} \right\} \text{ Pour la poutre (1) : la condition est vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3.2 / 3 = 1.06 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3.2 = 0.93 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3 / 3 = 1 \end{array} \right\} \text{ Pour la poutre (2) : la condition est vérifiée}$$

**1-1-4-** la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**1-2-Principe de la méthode**

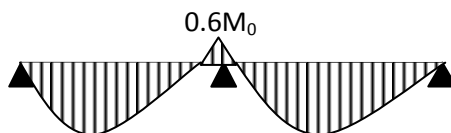
Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M<sub>0</sub> » dans la travée dite de comparaison, c’est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

**1-3-Exposé de la méthode**

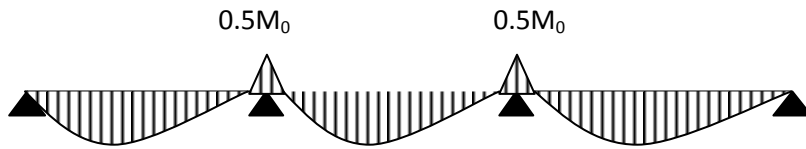
- M<sub>0</sub> : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- M<sub>w</sub>; M<sub>e</sub> : Moments en valeur absolue sur les appuis de gauche et de droite de travée considérée.
- M<sub>t</sub> : Moment maximal en travée dans la travée considérée.
- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : rapport des charges avec :  $\left\{ \begin{array}{l} Q : \text{ surcharge.} \\ G : \text{ charges permanente} \end{array} \right.$

Les valeurs M<sub>w</sub>; M<sub>e</sub>; M<sub>t</sub> doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[1 + 0.3\alpha; 1.05]M_0.$
- 2) \*  $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$  dans le cas d'1 travée de rive.  
 \*  $M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$  dans le cas d'1 travée intermédiaire
- 3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :  
 \*  $(-0,6M_0)$  Dans le cas d'une poutre à deux travées.



\*  $(-0,5M_0)$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;



\*  $(-0,4M_0)$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**1-4-Application : Plancher à usage service**

**1-Combinaison de charge**

$$G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/ml}$$

**E.L.U:**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,72 \text{ KN/ml}$ .

**E.L.S :**  $q_s = G + Q = 6,17 \text{ KN/ml}$ .

**2-Calcul des rapports des charges**

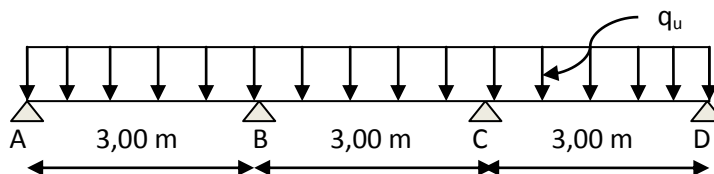
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.6}{3.575 + 2.6} = 0.42$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.56 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.66 \\ 1+0.3\alpha = 1.12 \end{array} \right.$$

**3-Calcul des moments**

✓ poutre (1) :

**Schéma statique de calcul :**



✓ En appuis :

- $M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.72 \times 3^2}{8} = 9.81 \text{KN.m}$
- $M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.81 = 2.94 \text{KN.m}$
- $M_B = \max(0.5M_{01}; 0.5M_{02})$

$$M_A = 2,94 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{01} = 9.81 \text{KN.m}$$

$$M_B = 4.91 \text{KN.m}$$

- $M_C = \max(0.5M_{02}; 0.5M_{03})$   
 $M_{01} = M_{02} = M_{03} = 9.81 \text{KN.m}$

$$M_C = 4.91 \text{KN.m}$$

- $M_D = 0.3M_{03}$

$$M_D = 2.94 \text{KN.m}$$

✓ Moments en travées

**Travée de rive AB**

$$\bullet \quad Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} (1 + 0.3\alpha)M_{01} \\ 1.05M_{01} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{01} \\ 1.05M_{01} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{AB} + \frac{2.94 + 4.91}{2} \geq 1.12(9.81)$$

$$Mt_{AB} \geq 7.06 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$Mt_{AB} \geq 0.66 \times 9.81$$

$$Mt_{AB} \geq 6.47 \text{KN.m}$$

On prend :  $Mt_{AB} = 7.06 \text{KN.m}$

**Travée intermédiaire BC**

$$\bullet \quad Mt_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{02} \\ 1.05M_{02} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{BC} + \frac{4.91 + 4.91}{2} \geq 1.12(9.81)$$

$$Mt_{BC} \geq 6.07 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$Mt_{BC} \geq 0.56(9.81)$$

$$Mt_{BC} \geq 5.49 \text{ KN.m}$$

On prend :  $Mt_{BC} = 6.07 \text{ KN.m}$

### Travée de rive CD

$$\bullet \quad Mt_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{03} \\ 1.05M_{03} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{CD} + \frac{4.91 + 2.94}{2} \geq 1.12(9.81)$$

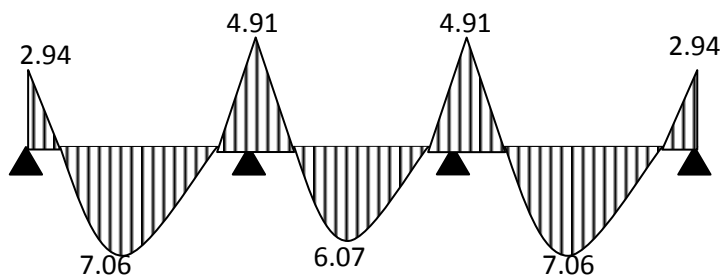
$$Mt_{CD} \geq 7.06 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad Mt_{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$Mt_{CD} \geq 0.66(9.81)$$

$$Mt_{CD} \geq 6.47 \text{ KN.m}$$

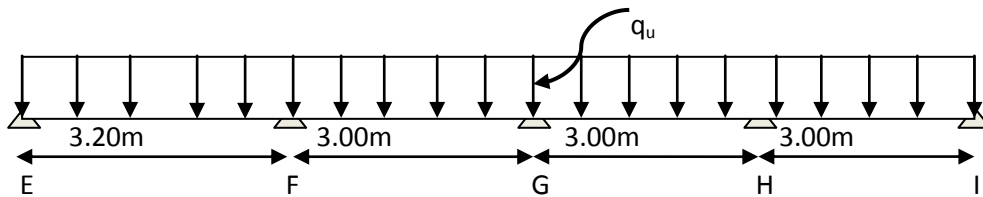
On prend :  $Mt_{CD} = 7.06 \text{ KN.m}$



**Fig. III.7 Diagramme des moments fléchissant**

✓ poutre(2) :

Schéma statique de calcul :



En appuis

$$M_E = 0.3M_{01}$$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.72 \times 3.2^2}{8} = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3 \times 11.16 = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_F = \max(0.5M_{01}; 0.5M_{02})$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.72 \times 3.0^2}{8} = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times 11.16 = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_G = \max(0.4M_{02}; 0.4M_{03})$$

$$M_{03} = M_{02} = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.4 \times 9.81 = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_H = \max(0.5M_{03}; 0.5M_{04})$$

$$M_{04} = M_{03} = M_{02} = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.5 \times 9.81 = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0.3M_{04}$$

$$M_I = 0.3 \times 9.81 = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 2.94 \text{ KN.m}$$

## ✓ Moments en travées

**Travée de rive EF**

$$\bullet \quad Mt_{EF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{01} \\ 1.05M_{01} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{EF} + \frac{3.34 + 5.58}{2} \geq 1.12(11.16)$$

$$Mt_{EF} \geq 8.03 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05}$$

$$Mt_{EF} \geq 0.66 \times 11.16$$

$$Mt_{EF} \geq 7.36 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$Mt_{EF} = 8.03 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire FG**

$$\bullet \quad Mt_{FG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{02} \\ 1.05M_{02} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{FG} + \frac{5.58 + 3.92}{2} \geq 1.12(9.81)$$

$$Mt_{FG} \geq 6.23 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad Mt_{FG} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{06}$$

$$Mt_{FG} \geq 0.56 \times 9.81$$

$$Mt_{FG} \geq 5.49 \text{ KN.m}$$

On prend :  $Mt_{FG} = 6.23 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire GH**

$$\bullet \quad Mt_{GH} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{03} \\ 1.05M_{03} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{GH} + \frac{3.92 + 4.91}{2} \geq 1.12(9.81)$$

$$Mt_{GH} \geq 6.57 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad Mt_{GH} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$Mt_{GH} \geq 0.56 \times 9.81$$

$$Mt_{GH} \geq 5.49 \text{ KN.m}$$

On prend :  $Mt_{GH} = 6.57 \text{ KN.m}$

**Travée de rive HI**

$$\bullet \quad Mt_{HI} + \frac{M_H + M_I}{2} \geq \text{Max} \begin{bmatrix} 1.12M_{04} \\ 1.05M_{04} \end{bmatrix}$$

$$Mt_{HI} + \frac{4.91 + 2.94}{2} \geq 1.12(9.81)$$

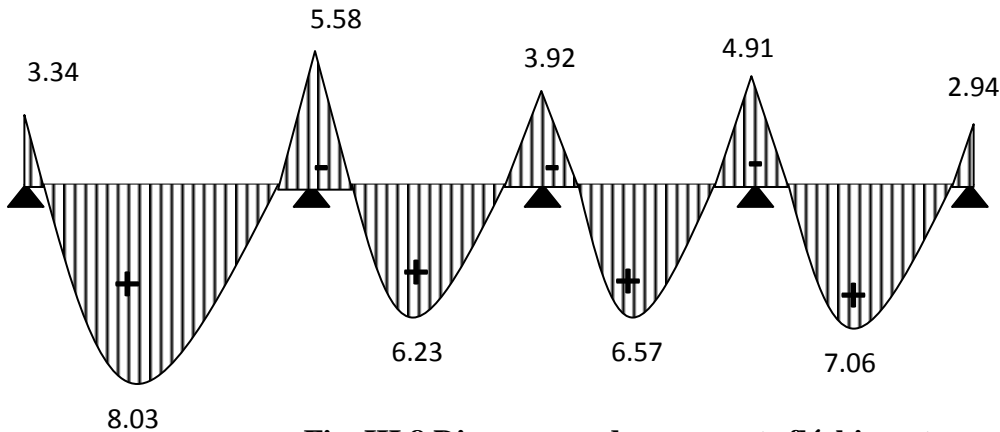
$$Mt_{HI} \geq 7.06 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad Mt_{HI} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{04}$$

$$Mt_{HI} \geq 0.66 \times 9.81$$

$$Mt_{HI} \geq 6.47 \text{ KN.m}$$

On prend :  $Mt_{HI} = 7.06 \text{ KN.m}$



**Fig. III.8 Diagramme des moments fléchissant**

✓ **Calcul de l'effort tranchant**  
**Poutre (1) :**

**Travée AB**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

- $V_A = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$

$$V_A = \frac{8.72 \times 3.00}{2} + \frac{4.91 - 2.94}{3} = 13.73 \text{ KN}$$

$$V_A = 13.73 \text{ KN}$$

- $V_B = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{-q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$

$$V_B = \frac{-8.72 \times 3.00}{2} + \frac{4.91 - 2.94}{3} = -12.42 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.42 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{4.91 - 4.91}{3} = 13.08 \text{ KN}$$

$$V_B = 13.08 \text{ KN}$$

- $$V_C = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{4.91 - 4.91}{3} = -13.08 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.08 \text{ KN}$$

### Travée CD

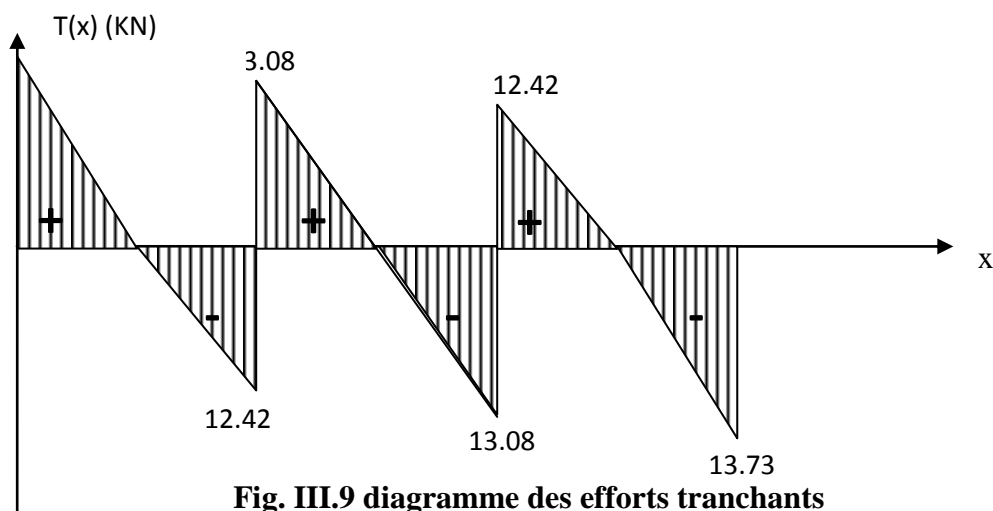
- $$V_C = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{2.94 - 4.91}{3} = 12.42 \text{ KN}$$

$$V_C = 12.42 \text{ KN}$$

- $$V_D = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{2.94 - 4.91}{3} = -13.73 \text{ KN} = V_D$$



**Fig. III.9 diagramme des efforts tranchants**

✓ poutre (2) :

**Travée EF**

$$\bullet V_E = \theta_E + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{8.72 \times 3.2}{2} + \frac{5.58 - 3.34}{3.2} = 14.65 \text{ KN}$$

$$V_E = 14.65 \text{ KN}$$

$$\bullet V_F = \theta_F + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{8.72 \times 3.2}{2} + \frac{5.58 - 3.34}{3.2} = -13.25 \text{ KN}$$

$$V_F = -13.25 \text{ KN}$$

**Travée FG :**

$$V_F = \theta_F + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = \frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{3.92 - 5.58}{3} = 12.52 \text{ KN}$$

$$V_F = 12.52 \text{ KN}$$

$$V_G = \theta_G + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_G = -13.63 \text{ KN}$$

**Travée GH**

$$\bullet V_G = \theta_G + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_G = \frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{4.91 - 3.92}{3} = 13.57 \text{ KN}$$

$$V_G = 13.57 \text{ KN}$$

$$V_H = \theta_H + \frac{M_H - M_G}{l_{HG}} = -\frac{q_u l_{HG}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{HG}}$$

$$V_H = -12.58 \text{ KN}$$

**Travée HI**

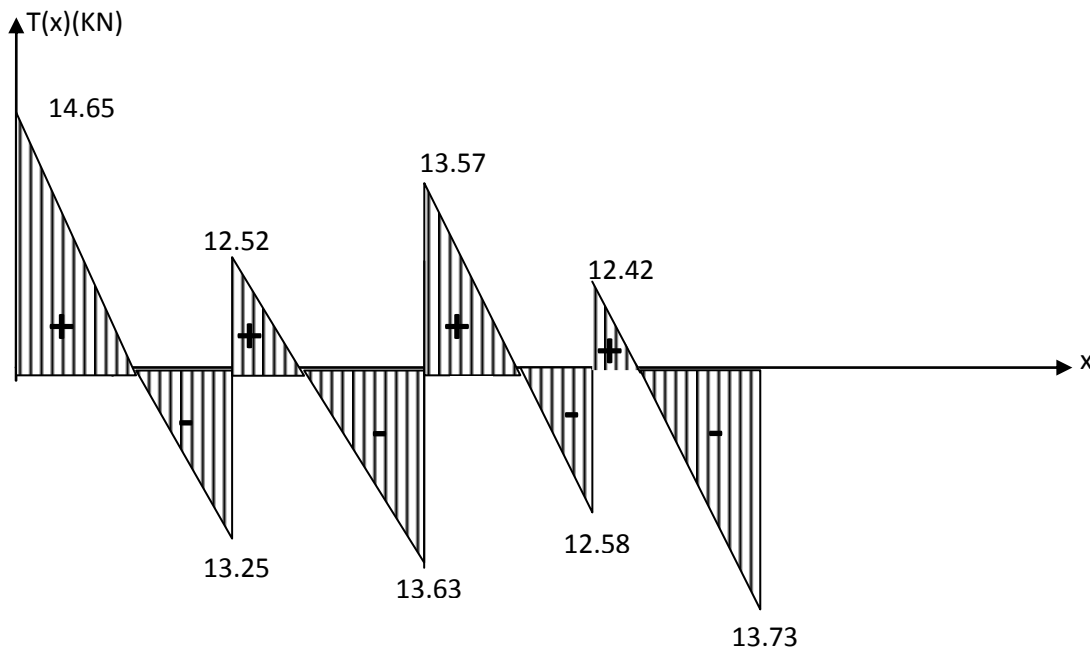
$$V_H = \theta_H + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}} = \frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}}$$

$$V_H = \frac{8.72 \times 3}{2} + \frac{2.94 - 4.91}{3} = 12.42 \text{ KN}$$

$$V_H = 12.42 \text{ KN}$$

$$V_I = \theta_I + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}} = -\frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}}$$

$$V_I = -13.73 \text{ KN}$$



**Fig. III.10 diagramme des efforts tranchants de poutre 2.**

✓ **Ferraillage à l'ELU**

**1-armatures longitudinales**

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** :

b = 65cm; b<sub>0</sub>=12cm; h = 20cm; h<sub>0</sub>=4cm: d = 18cm

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis.

$$\left. \begin{aligned} M_a^{\max} &= 4.91 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} &= 7.06 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ Pour -1-}$$

$$\left. \begin{aligned} M_a^{\max} &= 5.58 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} &= 8.03 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ Pour - 2-}$$

✓ **Pour la poutrelle 1 :**

**En travée**

$$M_t^{\max} = 7.06 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

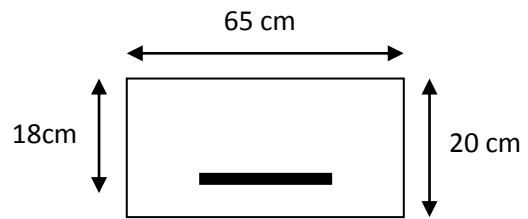
$$Mt = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$Mt = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$Mt = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7.06 \text{ KN.m} < Mt = 59.072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

le calcul se fera pour une poutre de section rectangulaire, de dimensions ( 65 ;20)cm



**La section de calcul de la poutrelle.**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.06 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu = 0.024 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow$  La section simplement armée(SSA) donc A'S=0

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$Ast = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.06 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit :  $Ast = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 4.91 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc nous aurons à étudier une section rectangulaire de (12x20) cm.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.91 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.088$$

$\mu = 0.088 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow$

$$\mu = 0.088 \longrightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.91 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

### Conclusion

$$\text{En travée : } 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

### ❖ Vérification à l'ELU :

#### 1- Condition de non fragilité (Art A4-2.1/BAEL91 modifié 99)

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

En appui :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26$$

$$A_{st} = 1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

#### 2- Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99)

$$V_U^{\max} = 13.73 \text{ KN}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.73 \times 10^3}{0.12 \times 0.18 \times 10^6} = 0.635 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.333, 5 \} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_U^{\max} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

#### 3- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/Art A.5.1,31)

✓ Sur le béton :

$$V_U^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$V_U^{\max} = 13.73 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ **Sur l'acier :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_U^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left( 13.73 \times 10^3 - \frac{4.91 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 > -0.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

#### 4-Vérification de l'entraînement des barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28}$$

$$\psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = \text{Somme des périmètres des armatures d'appuis}$$

$$U_i = n2\pi R = 3 \times 2 \times \pi \times \frac{10}{2} = 94.2 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.73 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Condition est vérifiée

#### 5- Armatures transversales

✓ **Diamètres des barres (Art A.7.2.2/BAEL91modifié99) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t^{\max} = \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales } 1 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de  $\phi 8$  avec  $A_t = 2 \text{ HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures (Art A.5.1.22/BAEL99) :**

$$St \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.635 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_U^{\max}}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \left\{ \frac{0.635}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

✓ **Pour la poutrelle 2 :**

**En travée**

$$M_t^{\max} = 8.03 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.03 \text{ KN.m} < M_t = 59.072 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{L'axe neutre se trouve dans la table de compression}$$

✓ le calcul se fera pour une poutre de section rectangulaire, de dimensions (65 ; 20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.03 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 5.58 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc nous aurons à étudier une section rectangulaire de (12x20) cm.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.58 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.100$$

$$\mu = 0.100 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.100 \longrightarrow \beta = 0.947$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.58 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

### Conclusion

En travée :  $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

En appuis :  $2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

### ❖ Vérification à l'ELU :

#### 1- Condition de non fragilité (Art A4-2.1/BAEL91 modifié 99)

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41$$

$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée

En appui :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26$$

$A_{st} = 1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée

#### 2- Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99)

$$V_U^{\max} = 14.65 \text{ KN}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.678 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.333, 5 \} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau_U^{\max} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition est vérifiée

#### 3- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/Art A.5.1,31)

✓ Sur le béton :

$$V_U^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$V_U^{\max} = 14.65 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

✓ **Sur l'acier**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_U^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left( 14.65 \times 10^3 - \frac{5.58 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 > -0.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**3- Vérification de l'entrainement des barres**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28}$$

$$\psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = \text{Somme des périmètres des armatures d'appuis}$$

$$U_i = n2\pi R = 3 \times 2 \times \pi \times \frac{10}{2} = 94.2 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Condition est vérifiée

**4-Armatures transversales**

- **Diamètres des barres (Art A.7.2.2/BAEL91modifié99) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t^{\max} = \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales } 1 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de  $\phi 8$  avec  $A_t = 2 \text{ HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures (Art A.5.1.22/BAEL99) :**

$$St \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

✓ La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.678 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_U^{\max}}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \left\{ \frac{0.678}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

### ❖ Calcul à l'ELS

#### Poutre 1 :

#### 1 - Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient ( $q_s/q_u$ ).

$$q_u = 8.72 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3.575 + 2.6 = 6.175 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{q_s}{q_u} = \frac{6.175}{8.72} = 0.708$$

#### 1- 1- Les moments en appuis

$$M_A = 2.94 \times 0.708 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 4.91 \times 0.708 = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.91 \times 0.708 = 3.47 \text{ KN.m}$$

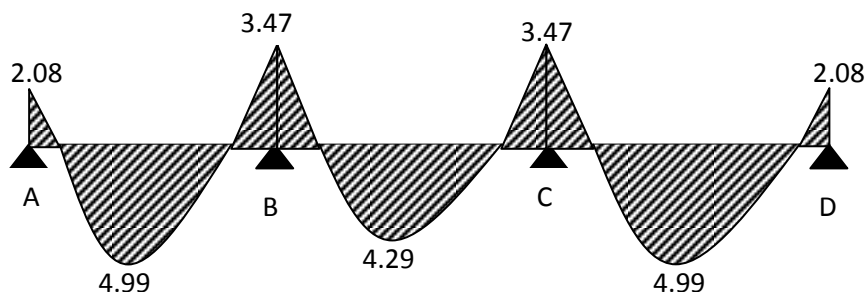
$$M_D = 2.94 \times 0.708 = 2.08 \text{ KN.m}$$

#### 1- 2- Les moments en travées

$$M_{iAB} = 7.06 \times 0.708 = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = 6.07 \times 0.708 = 4.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = 7.06 \times 0.708 = 4.99 \text{ KN.m}$$



**Fig. III.11 Diagramme des moments fléchissant.**

**2 - Effort tranchant à l'E.L.S**

**Travée AB**

$$V_A = 13.73 \times 0.708 = 9.72 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.42 \times 0.708 = -8.79 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = 13.08 \times 0.708 = 9.26 \text{ KN}$$

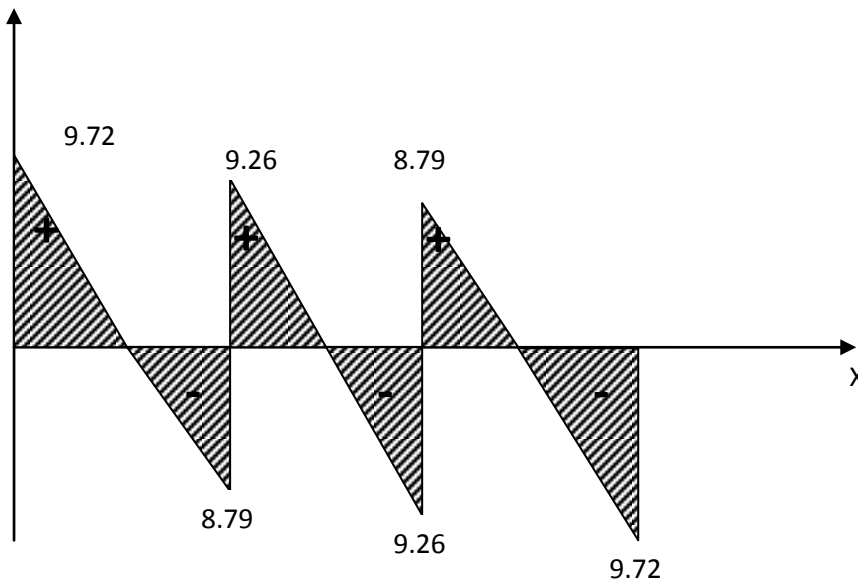
$$V_C = -13.08 \times 0.708 = -9.26 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_C = 12.42 \times 0.708 = 8.79 \text{ KN}$$

$$V_D = -13.73 \times 0.708 = -9.72 \text{ KN}$$

T(x) (KN)



**Fig. III.12 diagramme des efforts tranchants.**

**3 - Vérification à l'E.L.S**

**3-1- Etat limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations étant peu préjudiciables  $\Rightarrow$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**3-2- Etat limite de résistance à la compression du béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ k_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.99 \cdot 10^6}{0.856 \times 180 \times 236} = 137.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{137.22}{19.72} = 6.95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**En appui**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8965 \\ k_1 = 33.4 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.47 \cdot 10^6}{0.8965 \times 180 \times 100} = 215.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{215.03}{33.4} = 6.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**3-3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

l : portée libre est égale à 300 cm.

A : section des armatures tendues.

$M_{st}$  : moment fléchissant max en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La 1}^{\text{ère}} \text{ Condition est vérifiée}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{4.99}{6.94} = 0.071$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3000}{500} = 6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

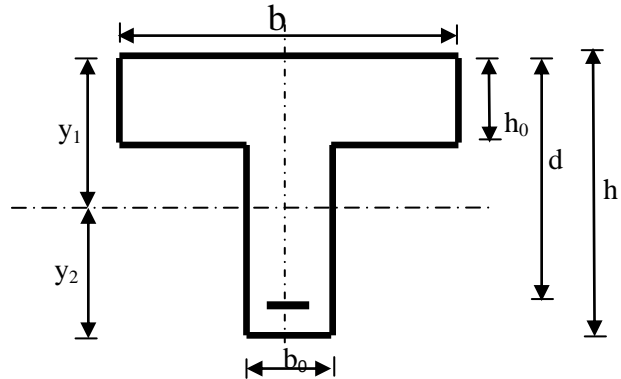
$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$



**Calcul de  $V_1$  et  $V_2$**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à  $xx$  :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^2$$

**Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1.5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,54 ; 0\} = 0,54$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 1,5 \times 0,54} = 12167,49 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{rv}}$$

$$f = \frac{4.99 \times 3.00^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12167.49 \times 10^{-8}} = 0.0034m < \bar{f} = 6mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Poutre 2

#### 1 - Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient ( $q_s/q_u$ ).

$$q_u = 8.72KN$$

$$q_s = G + Q = 3.575 + 2.6 = 6.175KN$$

$$\text{Donc : } \frac{q_s}{q_u} = \frac{6.175}{8.72} = 0.708$$

#### 1- 1- Les moments en appuis

$$M_E = 3.34 \times 0.708 = 2.36KN.m$$

$$M_F = 5.58 \times 0.708 = 3.95KN.m$$

$$M_G = 3.92 \times 0.708 = 2.77KN.m$$

$$M_H = 4.91 \times 0.708 = 3.47KN.m$$

$$M_I = 2.94 \times 0.708 = 2.08KN.m$$

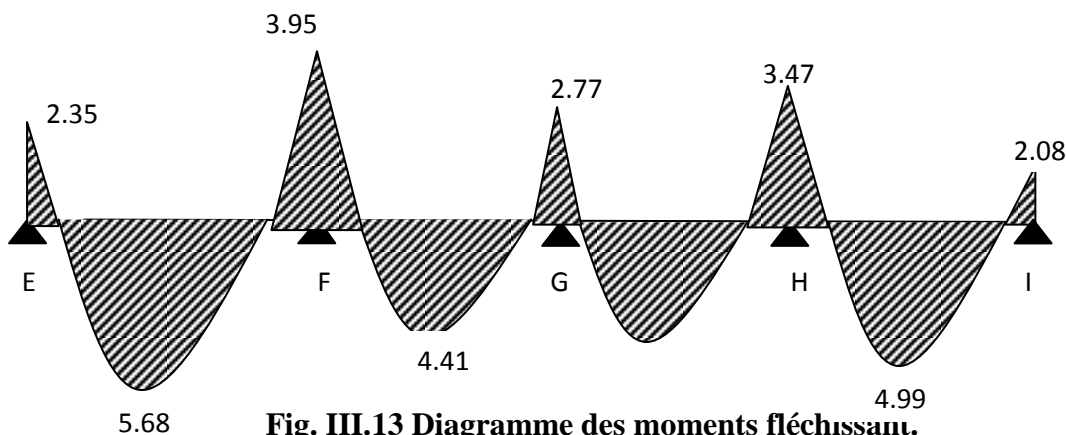
#### 1- 2- Les moments en travées

$$M_{iEF} = 8.03 \times 0.708 = 5.68KN.m$$

$$M_{iFG} = 6.23 \times 0.708 = 4.41KN.m$$

$$M_{iGH} = 6.57 \times 0.708 = 4.65KN.m$$

$$M_{iHI} = 7.06 \times 0.708 = 4.99KN.m$$



**Fig. III.13 Diagramme des moments fléchissant.**

## 2 - Effort tranchant à l'E.L.S

### Travée EF

$$V_E = 14.65 \times 0.708 = 10.37KN$$

$$V_F = -13.25 \times 0.708 = -9.38KN$$

### Travée FG

$$V_F = 12.52 \times 0.708 = 8.86 \text{ KN}$$

$$V_G = -13.63 \times 0.708 = -9.65 \text{ KN}$$

**Travée GH**

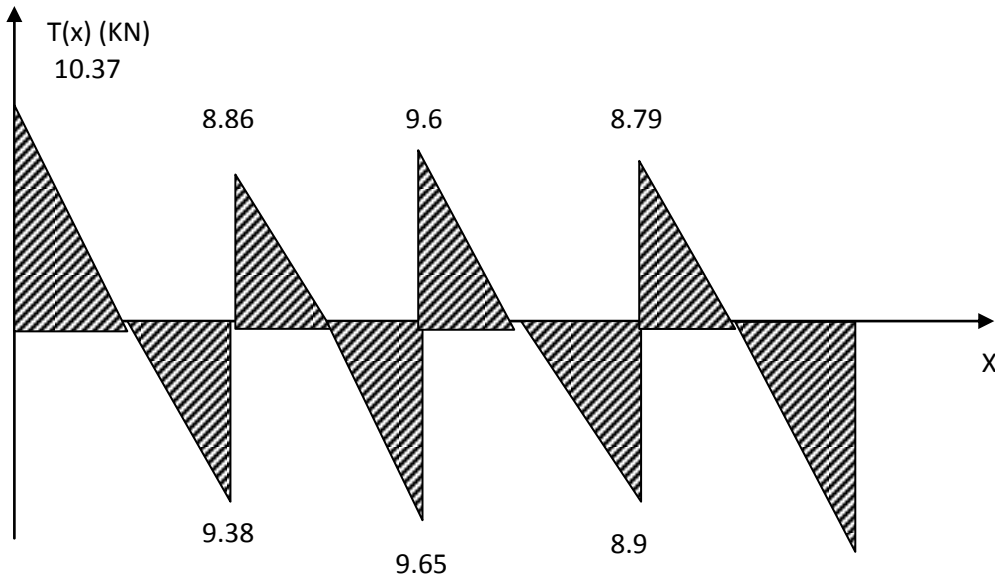
$$V_G = 13.57 \times 0.708 = 9.6 \text{ KN}$$

$$V_H = -12.58 \times 0.708 = 8.90 \text{ KN}$$

**Travée HI**

$$V_H = -12.42 \times 0.708 = 8.79 \text{ KN}$$

$$V_I = -13.73 \times 0.708 = 9.72 \text{ KN}$$



**Fig. III.14 diagramme des efforts tranchants.**

**3 - Vérification à l'E.L.S**

**3-1- Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables  $\Rightarrow$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**3-2- Etat limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ k_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.68 \cdot 10^6}{0.856 \times 180 \times 236} = 156.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{156.2}{19.72} = 7.92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**En appui**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8965 \\ k_1 = 33.4 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.95 \cdot 10^6}{0.8965 \times 180 \times 100} = 244.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{244.77}{33.4} = 7.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**3-3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t s}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La 1}^{\text{ère}} \text{ Condition est vérifiée}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t s}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{5.68}{6.94} = 0.081$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3000}{500} = 6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

### Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

### Calcul de $V_1$ et $V_2$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à  $xx$  :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^2$$

### Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1.5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,59 ; 0\} = 0,54$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 1,5 \times 0,54} = 11683,37 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

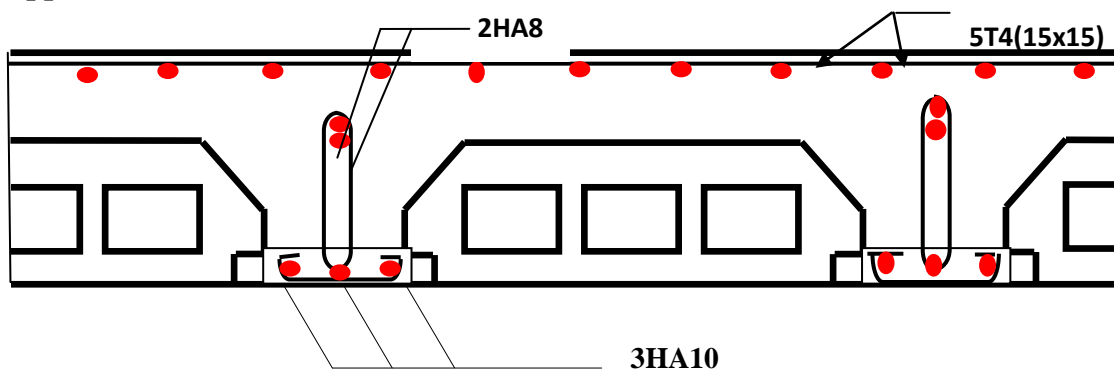
$$f = \frac{5.68 \times 3.00^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11683.37 \times 10^{-8}} = 0.004m = 4mm < \bar{f} = 6mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

**En travée :** 3HA10

**Sur appuis :** 2HA8



**Fig. III.15 Plan de ferrailage du plancher.**

**III-4-Etude des balcons**

**1- Etude des balcons**

Le balcon se calcul comme un consol encastre au niveau de la poutre de rive du planché soumise a une charge horizontal « Q » due a la main courante qui engendre un moment « MQ »dans la section d’encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée a la flexion simple, il est réalisé en dalle pleine.

**1-1- Pré dimensionnement de la dalle pleine**

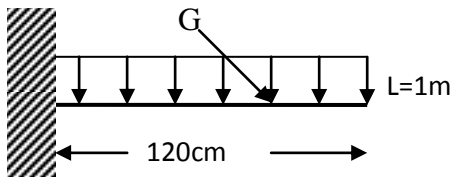
Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12cm \quad \text{on prend: } e_p = 15cm$$

**1-2-schéma statique de calcul**



**Fig. III.16 : schéma statique**

**1-3- Charge et surcharge du balcon**

**1-Les charges permanentes**

**Tableau des charges permanentes**

émet	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.10	25	2.50
5	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
				G <sub>1</sub> = 4,14

➤ **garde de corps**

$G_2$  = poids de l'enduit ciment x2 + poids de la brique creuse

- **Enduit ciment** :  $0,44 \times 2 = 0,88 \text{ KN/m}^2$

- **Maçonnerie** :  $0,9 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 1,78 \text{ KN/m}^2$$

**2- charge d'exploitation**

Charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

**1-4- Calcul à l'état limite ultime**

Le balcon travaille en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

**1- combinaison des charges****Dalle pleine :**

$$q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 4,14 + 1,5 \times 3,5 = 10,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u1} = 10,84 \text{ KN/m}$$

**Garde corps :**

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 2,40 \text{ KN/ml}$$

**2- Moment fléchissant**

$$M_U = -\frac{q_{u1}}{2} L^2 - q_{u2} L = -\frac{10,84}{2} 1,2^2 - 2,40 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = -10,68 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 10,68 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

**3- Effort tranchant**

$$V_U = -q_{u1} \times L - q_{u2} = -10,84 \times 1,2 - 2,40 = -15,40 \text{ KN}$$

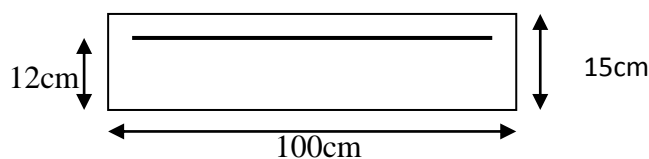
$$V_U = 15,40 \text{ KN}$$

**1-5- Calcul de Ferrailage**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**1-Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,052 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$



$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,68 \times 10^3}{0,973 \times 12 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

On opte 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> Avec St=15cm

**2- Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte 6HA10=4,71 cm<sup>2</sup> Avec St=20cm

**1-6-Vérifications a l'ELU**

**1- Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 < A_{adoptée} = 4,71 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifié

**2-Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \sum \mu_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{15,40 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3- Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art5.2.1/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$= 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{15,4 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,128 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4- Vérification de l'écartement des barres**

**-Armatures principales :**

St < min (3h ; 33cm) = 33cm.

St = 15cm < 33cm ..... **Condition vérifiée.**

**- Armatures secondaires:**

St < min (4h ; 45cm) = 45 cm.

St = 20cm < 45cm ..... **Condition vérifiée.**

**5- Ancrages des barres aux appuis**

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \quad \text{St}=20\text{cm} \Rightarrow \text{on prévoit des crochets.}$$

$$l_r = 0,4l_s = 0,4 \times 42,25 = 17 \text{ cm}$$

**7- Calcul à L'ELS****1- Combinaison de charge****La dalle :**

$$q_s = G_1 + q = 4,14 \times 1\text{m} + 3,5 = 7,64 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7,64 \text{ KN/ml}$$

**Garde du Corps :**

$$q_{s1} = G_2 = 1,78 \times 1\text{m} = 1,78 \text{ KN/ml}$$

**Main courante :**

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

**2-Moment fléchissant**

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - q_{s1} \times l \times 1\text{m} = -\frac{7,64 \times 1,2^2}{2} - 1,78 \times 1,2 = -7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7,63 \text{ KN.m}$$

$M_U > M_s$  Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

**3-Vérification des contraintes****➤ Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{a_1}{15(1-a_1)} \quad \Rightarrow \rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,285$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,376 \quad \Rightarrow k = \frac{0,285}{15(1-0,285)} = 0,03$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min[266,67; 195,23 \text{ MPa}] \Rightarrow \sigma_s = 195,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 195,23 \times 0,03 = 5,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{ij}}) \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,63 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 4,52} = 155,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266,67; \max(200; 195,23 \text{ MPa})]$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 195,23 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 155,44 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Calcul des armatures a l'ELS :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,63 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,04 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

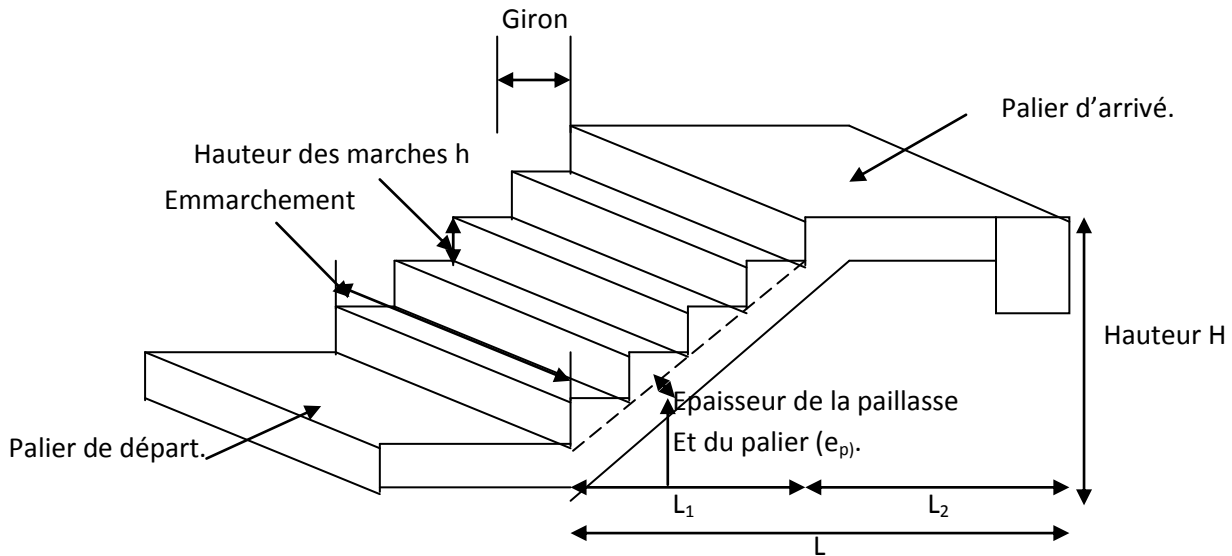
$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,68 \times 10^3}{0,980 \times 12 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

On opte 4HA12=4,52cm<sup>2</sup> St=15cm

### III-5- Calcul des escaliers

#### 4-1-Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.



#### 1- Terminologie et définitions

- $g$  : giron (largeur des marches).
- $h$  : Hauteur des marches.
- $E$  : Emmarchement.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse et du palier.
- $L_1$  : longueur projeté de la volée.
- $L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

#### 2- Pré dimensionnement de l'escalier

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contremarches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

On prend acte de ce qui suit :

- Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$14cm \leq h \leq 17cm$$

$$28cm \leq g \leq 36cm$$

On prend :  **$h = 17cm$  et  $g = 30cm$**

- Nombre de contre marches  **$n$** .
- Nombre de marche  **$M$** .
- La longueur de la paillasse projetée  **$L_1$** .

#### Application :

Notre escalier comporte trois volées identiques au RDC, donc le calcul se fera pour une seule volée.

- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ .
- $M = n - 1 = 9 - 1 = 8$  **Marches**.

✓ Calcul de giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm.}$$

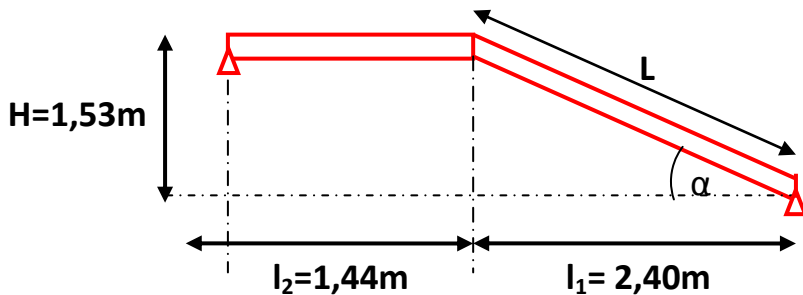
$g = 30\text{cm.}$

$59\text{cm} < g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} < 66\text{cm} \dots\dots\dots$  condition est vérifiée.

L’emmarchement est de 133cm.

- La longueur de la paillese projetée  $L_1$ .

$L_1 = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm.}$



**3- Pré dimensionnement de la paillese**

L’épaisseur de la paillese est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \text{ Avec } \Rightarrow L : \text{longueur du palier et de la paillese.}$$

$$L = \frac{l_1}{\cos \alpha} + l_2 \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L = \frac{2,40}{\cos 32,51} + 1,44 = 4,28\text{m} = 428\text{cm.}$$

$$\frac{428}{30} \leq e_p \leq \frac{428}{20} \Rightarrow 14,26 \leq e_p \leq 21,4$$

**On opte:**  $e_p = 18\text{cm.}$

**4- Détermination des charges et surcharges**

Le calcul des charges se fera pour (1m) d’emmarchement, et une bande de 1m de projection horizontale, ensuite, on détermine les charges par (ml) en multipliant par la valeur de l’emmarchement.

On aura ainsi à calculer en flexion simple, une poutre simplement appuyée à ses deux extrémités.

✓ Les charges permanentes et les charges d'exploitation:

• La volée

la charge permanente  $G=9,26\text{KN/m}^2$  (déjà calculé).

la charge d'exploitation  $Q=2,5\text{KN/m}^2$

• Le palier

La charge permanente  $G=6,14\text{KN/m}^2$  (déjà calculé).

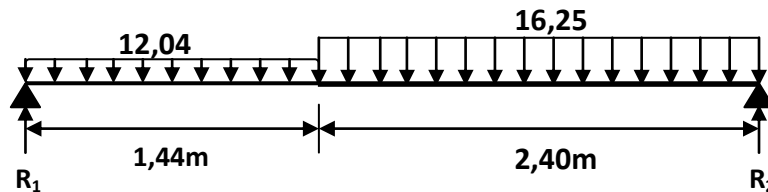
La charge d'exploitation  $Q=2,5\text{KN/m}^2$

5- Combinaison des charges

➤ A l'ELU : ( $q_u=1,35G+1,5Q$ )

$$q_{uvolée} = (1,35 \times 9,26 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16,25\text{KN/ml}$$

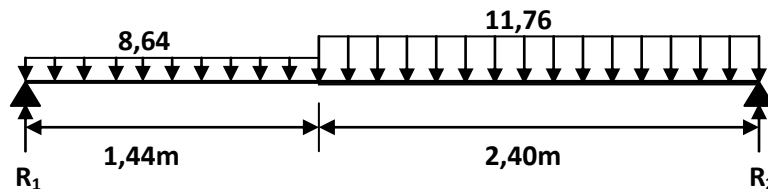
$$q_{upalier} = (1,35 \times 6,14 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 12,04\text{KN/ml}$$



➤ A l'ELS : ( $q_s=G+Q$ )

$$q_{uvolée} = (9,26 + 2,5) \times 1\text{m} = 11,76\text{KN/ml}$$

$$q_{upalier} = (6,14 + 2,5) \times 1\text{m} = 8,64\text{KN/ml}$$



6- Calcul des efforts internes

1- à l'ELU :

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F /_x = 0$$

$$\sum F /_y = 0$$

$$\sum M /_1 = 0 \Rightarrow$$

$$q_{upalier} \times \frac{1,44^2}{2} + q_{uvolée} \left( \frac{2,4}{2} + 1,44 \right) 2,4 - R_2 \times 3,84 = 12,04 \times 1,036 + 16,25 \times 6,336 = R_2 \times 3,84 \Rightarrow R_2 = 30,06\text{KN}$$

$$\sum F /_y = 0 \Rightarrow q_{upalier} \times 1,44 + q_{uvolée} \times 2,40 = 12,04 \times 1,44 + 16,25 \times 2,40 = R_1 + 30,06 \Rightarrow R_1 = 26,27\text{KN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

1<sup>ier</sup> Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,44$

➤ effort tranchant :

$$T_x + 12,04x = 26,27 \Rightarrow T_{(x)} = 26,27 - 12,04x$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow T_{(0)} = 26,27 \text{ KN}$

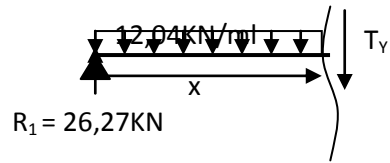
$x = 1,44 \text{ m} \Rightarrow T_{(1,44)} = 8,94 \text{ KN}$

➤ Moment fléchissant

$$M_{(x)} + q_{\text{upalier}} \times \frac{x^2}{2} - R_1 x = 0 \Rightarrow M_{(x)} = 26,27x - 12,04 \frac{x^2}{2}$$

$x = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 \text{ KN.m}$

$x = 1,44 \text{ m} \Rightarrow M_{(1,44)} = 37,82 - 12,48 = 25,34 \text{ KN.m}$



2<sup>éme</sup> Tronçon :  $2,4 \text{ m} \leq x \leq 0$

➤ Effort tranchant :

$$T_x + R_2 = 16,25x \Rightarrow T_{(x)} = -30,06 + 16,25x$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow T_{(0)} = -30,06 \text{ KN}$

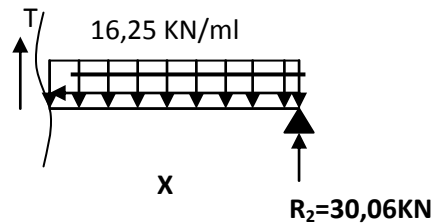
$x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_{(2,40)} = 16,25 \times 2,40 - 30,06 = 8,94 \text{ KN}$

➤ Moments fléchissant :

$$M_{(x)} = R_2 x - q_{\text{upalier}} \frac{x^2}{2} = 30,06x - 16,25 \frac{x^2}{2}$$

$x = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_{(2,40)} = 72,144 - 46,8 = 25,34 \text{ KN.m}$



Calcul le  $M_{\text{max}} = ?$

$$T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{30,06}{16,25} = 1,85 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{(1,85)} = 30,06 \times 1,85 - 16,25 \frac{1,85^2}{2} = 27,80 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastrement au niveau des appuis et en travée.

$$M_a = -0,3M_0$$

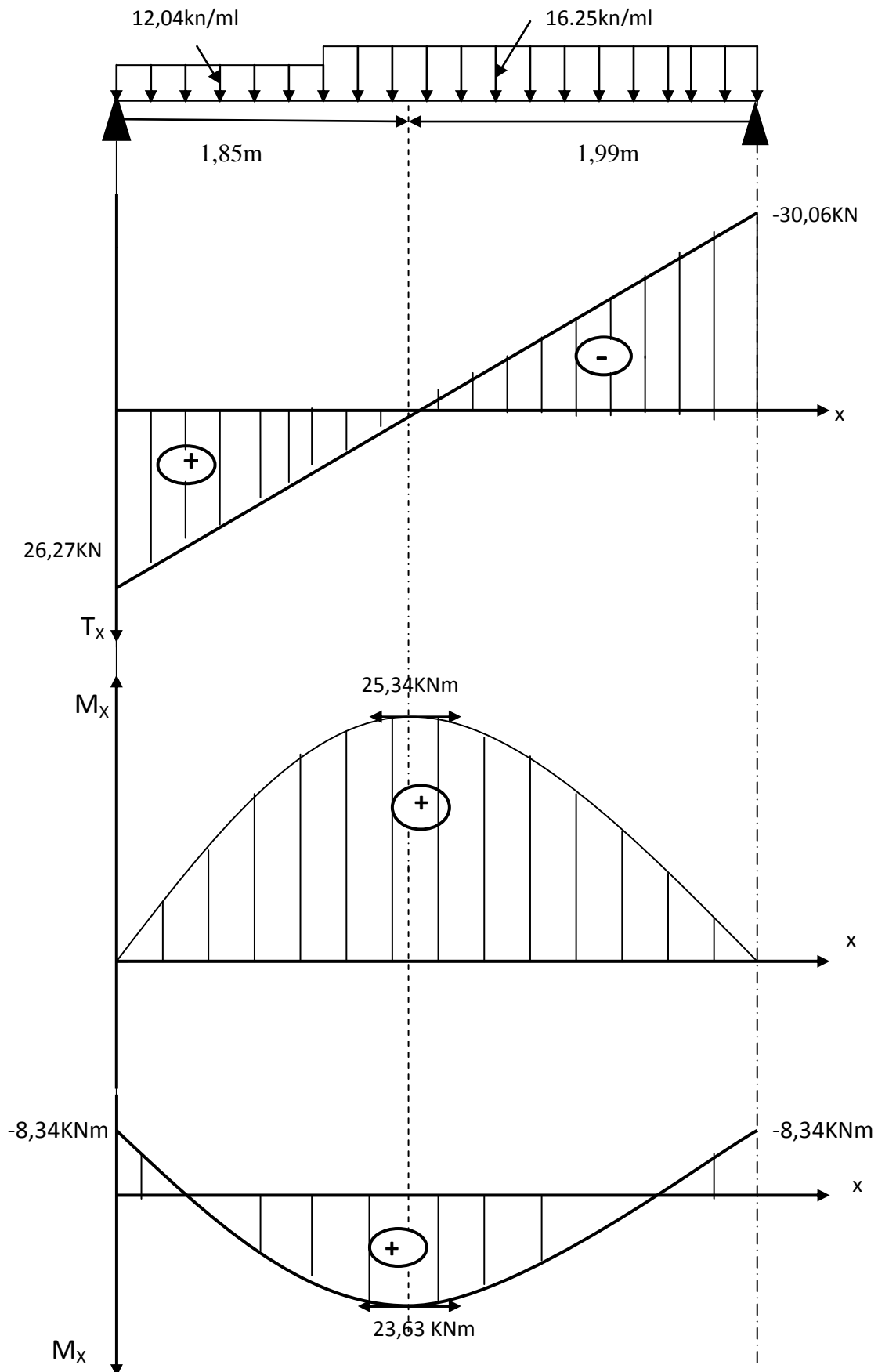
$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_0 = M_s^{\text{max}} = 27,80 \text{ KNm.}$$

Avec :  $M_a = -0,3M_0 = -8,34 \text{ KNm.}$

$$M_t = 0,85M_0 = 23,63 \text{ KNm.}$$

1-1- Diagramme des sollicitations à l'ELU



**2- à l'ELS :****➤ Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F /_x = 0$$

$$\sum F /_y = 0$$

$$\sum M /_1 = 0 \Rightarrow \left[ \left( 8,64 \times \frac{1,44^2}{2} \right) + (11,76 \times 2,4) \left( \frac{2,4}{2} + 1,44 \right) - R_2(3,84) \right] = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 21,73 \text{ KN.}$$

$$\sum F /_y = 0 \Rightarrow (8,64 \times 1,44) + (11,76 \times 2,40) = R_1 + 21,73 \Rightarrow R_1 = 18,93 \text{ KN}$$

**➤ Calcul des efforts internes :**

**1<sup>ier</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,44 \text{ m}$

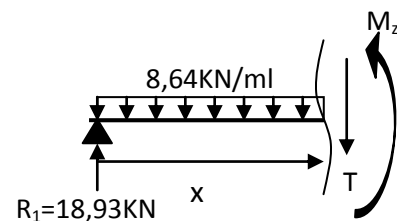
**➤ Effort tranchant :**

$$T_{(x)} = R_1 - q_{\text{upalier}} x$$

$$T_{(x)} = 18,93 - 8,64 \cdot x$$

$$T_{(x=0)} = R_1 = 18,93 \text{ KN}$$

$$T_{(x=1,44)} = 18,93 - 8,64 \times 1,44 \Rightarrow T_{(1,44)} = 6,49 \text{ KN}$$

**➤ Moments fléchissant :**

$$M_{(x)} = R_1 x - q_{\text{upalier}} \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(x=1,44)} = 18,93 \times 1,44 - 8,64 \frac{1,44^2}{2} = 27,25 - 8,95 = 18,30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>ème</sup> Tronçon :**  $2,4 \text{ m} \leq x \leq 3,84 \text{ m}$

**➤ Effort tranchant :**

$$T(x) = q_{\text{uvolée}} \cdot x - R_2$$

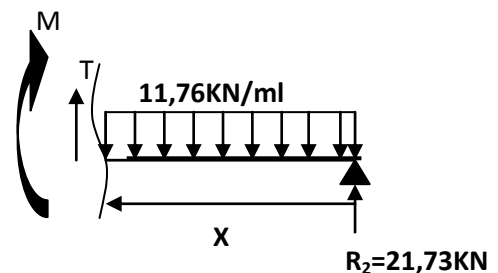
$$T(x=0) = -R_2 = -21,73 \text{ KN.}$$

$$T(x=2,4) = 11,76 \times 2,4 - 21,73 = 6,49 \text{ KN.}$$

Pour  $T(x)=0$

$$T(x=?) = 0 \Rightarrow q_{\text{uvolée}} x - R_2 = 0$$

$$11,76x - 21,73 = 0 \Rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$M_{(x)} = R_2 x - q_{\text{uvolée}} \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x=0)} = 0 \text{KNm}$$

$$M_{(x=2,4)} = 21,73 \times 2,4 - 11,76 \times \frac{2,4^2}{2} = 18,30 \text{KNm}$$

$$M^{\text{max}}_{(x=1,84)} = 21,73 \times 1,84 - 11,76 \frac{1,84^2}{2} = 20,07 \text{KNm}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_s$  max au niveau des appuis et en travée.

$$M_a = -0,3M_0$$

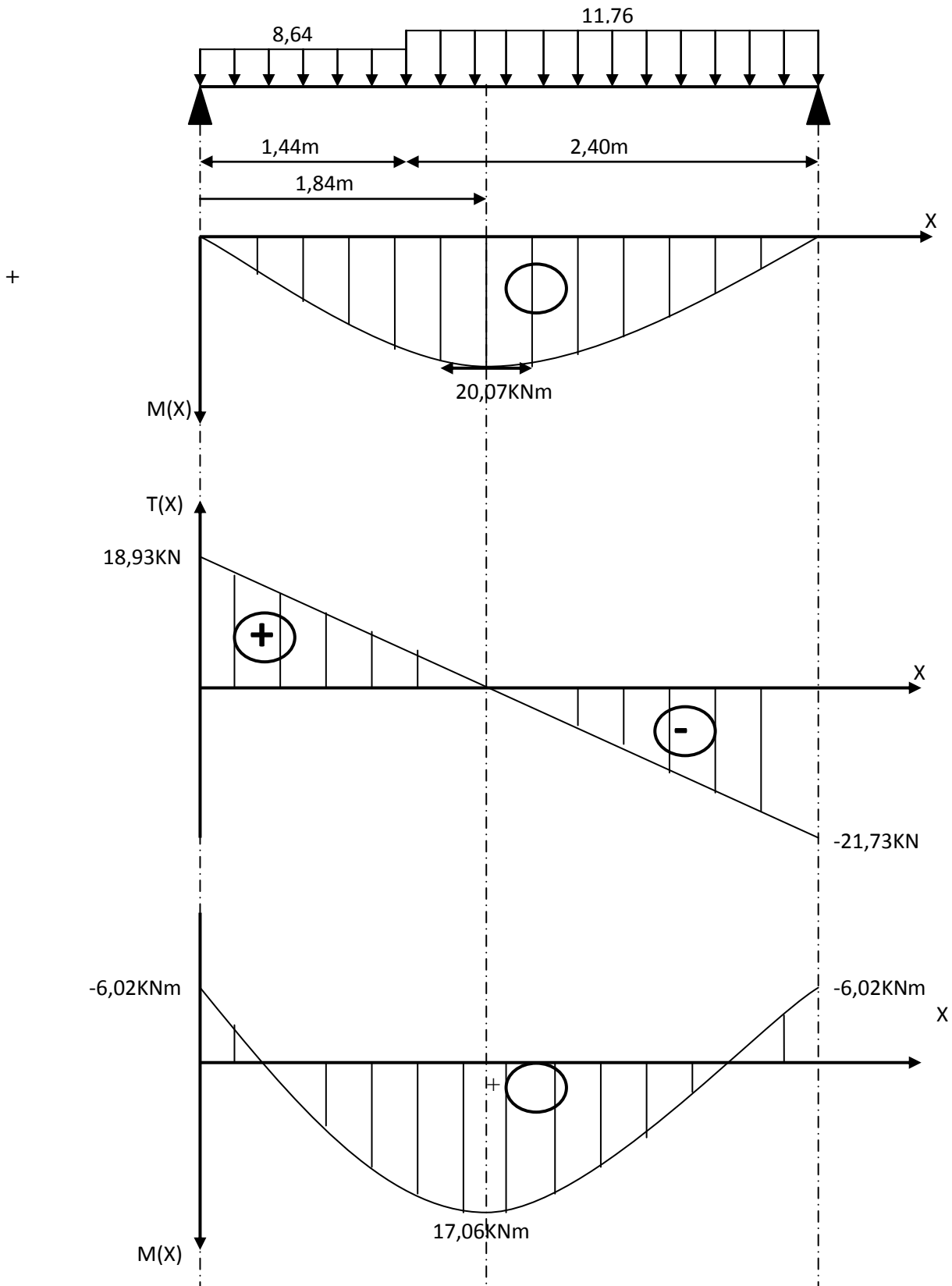
$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_0 = M_s^{\text{max}} = 20,07 \text{KNm.}$$

**Avec:**  $M_a = -0,3M_0 = -6,02 \text{KNm.}$

$$M_t = 0,85M_0 = 17,06 \text{KNm.}$$

2-1- Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS



## 7- Calcul du ferrailage des paillasses

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

### 1- Armatures longitudinales

Données :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 16 \text{ cm}$ .

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### 1-1- Aux appuis

$$M_{uapp} = 8,34 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,34 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0,989$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ( $A_{uapp} = 0$ ).

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,34 \times 10^5}{0,989 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 1,51 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: **4HA10/ml=3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub>=25cm**.

#### 1-2- En travée :

$$M_{ut} = 23,63 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,63 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$\mu_b = 0,065 < 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,63 \times 10^5}{0,966 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 4,39 \text{ cm}^2.$$

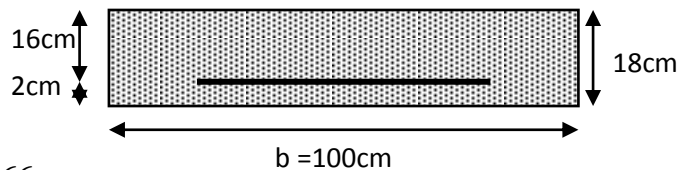
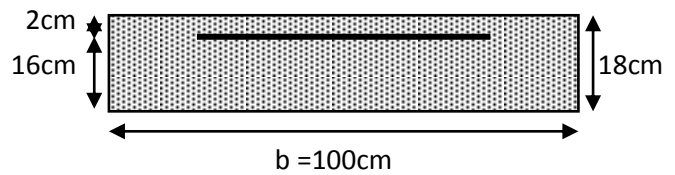
On opte pour: **5HA12 /ml=5,65 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**.

### 2-Armatures de répartition

#### 2-1- Aux appuis

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2} \Rightarrow 0,78 \leq A_r \leq 1,57$$

$A_{\min} = 0,78 \text{ cm}^2$  Soit **4HA8. /ml=2,01cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement **S<sub>t</sub>=25cm**.



**2-2-En travées**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2} \Rightarrow 1,41 \leq A_r \leq 2,82$$

$A_{\min}=1,41\text{cm}^2$  Soit 5HA10/ml=3,93cm<sup>2</sup> .Avec un espacement  $S_t=20\text{cm}$ .

**8- Vérification à l'ELU**

**1- Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93\text{cm}^2.$$

Aux appuis :  $A_{app} = 3,14\text{cm}^2 > 1,93\text{cm}^2$ .  
 En travées :  $A_t = 5,65\text{cm}^2 > 1,93\text{cm}^2$ .  
 .....Condition vérifiée.

**2- Répartition des barres**

➤ **Armatures longitudinales**

$$S_{t\max} \leq \min\{3h;33\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq 33\text{cm}$$

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ .....vérifiée

En travée :  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ .....vérifiée

➤ **Armatures de répartition**

$$S_{t\max} \leq \min\{4h;45\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq 45\text{cm}$$

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ .....vérifiée

En travée :  $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$ .....vérifiée

**3- Vérification au cisaillement (art a.5.1, 1/ bae91)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

➤ **Calcul  $\bar{\tau}_u$  :**

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

➤ **Calcul  $\tau_u$**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{21,73 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,135\text{MPa}. \Rightarrow \tau_u = 0,135\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ⇒ **Condition vérifiée.**

#### 4- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

**Avec :**  $\tau_{se}$  : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u$ : effort tranchant est égale à 21,73 KN.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \Rightarrow \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{21,73 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 0,8 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,8 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

#### 5-Ancrage des barres : (BAEL 99 Art 6.1.23)

➤ **Longueur du scellement droit (art a.6.1, 22 / bael91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\phi$$

$$L_s = 35,27\phi \Rightarrow \text{pour : } \phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\text{pour : } \phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm.}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, **la longueur d'ancrage** mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s \Rightarrow \text{Pour une barre à HA en acier Fe E400. (Art A.6.1.253).}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_{a(app)} = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.} \\ L_{a(tr)} = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

**6- Influence de l'effort tranchant sur aux appuis :**

➤ **Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,313) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{\max}}{0,9b_0 \cdot d} \leq \frac{0,8f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,36f_{cj} \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = \frac{0,36 \times 25 \times 1000 \times 160}{1,5} = 960000N = 960KN$$

$$T_u^{\max} = 21,73KN < 960KN \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A, 5,321) :**

$$A_u \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{(21,73 \times 10^3 - 6,02 \times 10^6)}{\frac{400}{1,15}} = -119mm^2 = -1,19cm^2.$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.  
 $M_u$  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a = 3,14cm^2 > A_u = -1,19cm^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**9 Calcul à l'ELS**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est Nécessaire. Car les escaliers sont situés à l'intérieur de la construction.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

$$\text{et : } \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 384MPa.$$

**En travée**

$$\left( \rho = \frac{100.A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \times 16} = 0,353 \right).$$

$$\Rightarrow \rho = 0,353 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow \alpha_1 = 0,276 \Rightarrow k_1 = 39,35.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{6,02 \times 10^6}{0,908 \times 160 \times 5,65 \times 10^2} = 73,34MPa \dots\dots\dots\text{condition _verifiée.} \\ \Rightarrow 73,34MPa &< 384MPa \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{73,34}{39,35} = 1,86MPa \dots\dots\dots\text{condition _verifiée.} \\ \Rightarrow 1,86MPa &< 15MPa. \end{aligned} \right.$$

**Aux appuis**

$$\left( \rho = \frac{100.A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196 \right).$$

$$\Rightarrow \rho = 0,196 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow \alpha_1 = 0,216 \Rightarrow k_1 = 54,44.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{6,02 \times 10^6}{0,928 \times 160 \times 3,14 \times 10^2} = 129,12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition\_verifiée.} \\ \Rightarrow 129,12 \text{ MPa} &< 384 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{129,12}{54,44} = 2,37 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition\_verifiée.} \\ \Rightarrow 2,37 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa.} \end{aligned} \right.$$

➤ **Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{AN}{L} : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{384} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ Une des conditions n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

*L* : La longueur de la travée.

*I*<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (*n* = 15).

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} (v_2 - c)^2$$

**Avec :** *v*<sub>1</sub> : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée.

$$\left( \begin{aligned} v_1 = \frac{S}{B_0} \Rightarrow S &= \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d \\ \text{et : } B_0 &= bh + 15A \end{aligned} \right)$$

*v*<sub>2</sub> : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues. (*v*<sub>2</sub> = *h* - *v*<sub>1</sub>)



**III-6-Calcul de la poutre palière**

**I- Introduction**

La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encastree à mi-hauteur des poteaux.

**1-Pré dimensionnement**

**1-1- La hauteur de la poutre**

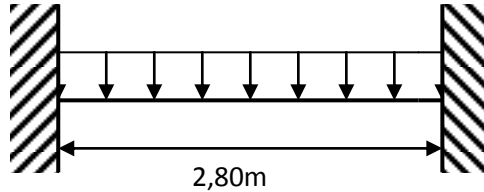
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

$L$  : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L=2,90m \Rightarrow \frac{2,80}{15} \leq h_t \leq \frac{2,80}{10} \Rightarrow 0,186m \leq h_t \leq 0,28m$$

$$h_t = 30cm$$



**1-2 La largeur de la poutre**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$$

$$b = 20cm$$

**2- Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20$  cm .....  $20 \geq 20$  cm la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30$ cm.....  $30 \geq 30$ cm la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ .....  $30/20 = 1,5 \leq 4$  la condition est Vérifiée.

**3- Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre : .....  $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1.5KN/ml$
- Charge d'exploitation : .....  $Q = 2,5 KN/ml$
- Réaction du palier à l'ELU : .....  $R_u = 26.27 KN /ml$
- Réaction du palier à l'ELS : .....  $R_s = 18.93 KN/ ml$

**4- Calcul à l'ELU**

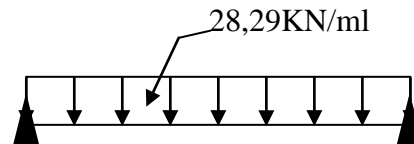
$$q_u = 1,35G_p + R_u = 1,35 \times 1,5 + 26,27 = 28,29KN / ml$$

• **Moment isostatique :**

$$M_U = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28,29 \times 2,8^2}{8} = 27,72KN.m$$

• **Effort tranchant :**

$$T_U = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{28,29 \times 2,8}{2} = 39,60KN$$

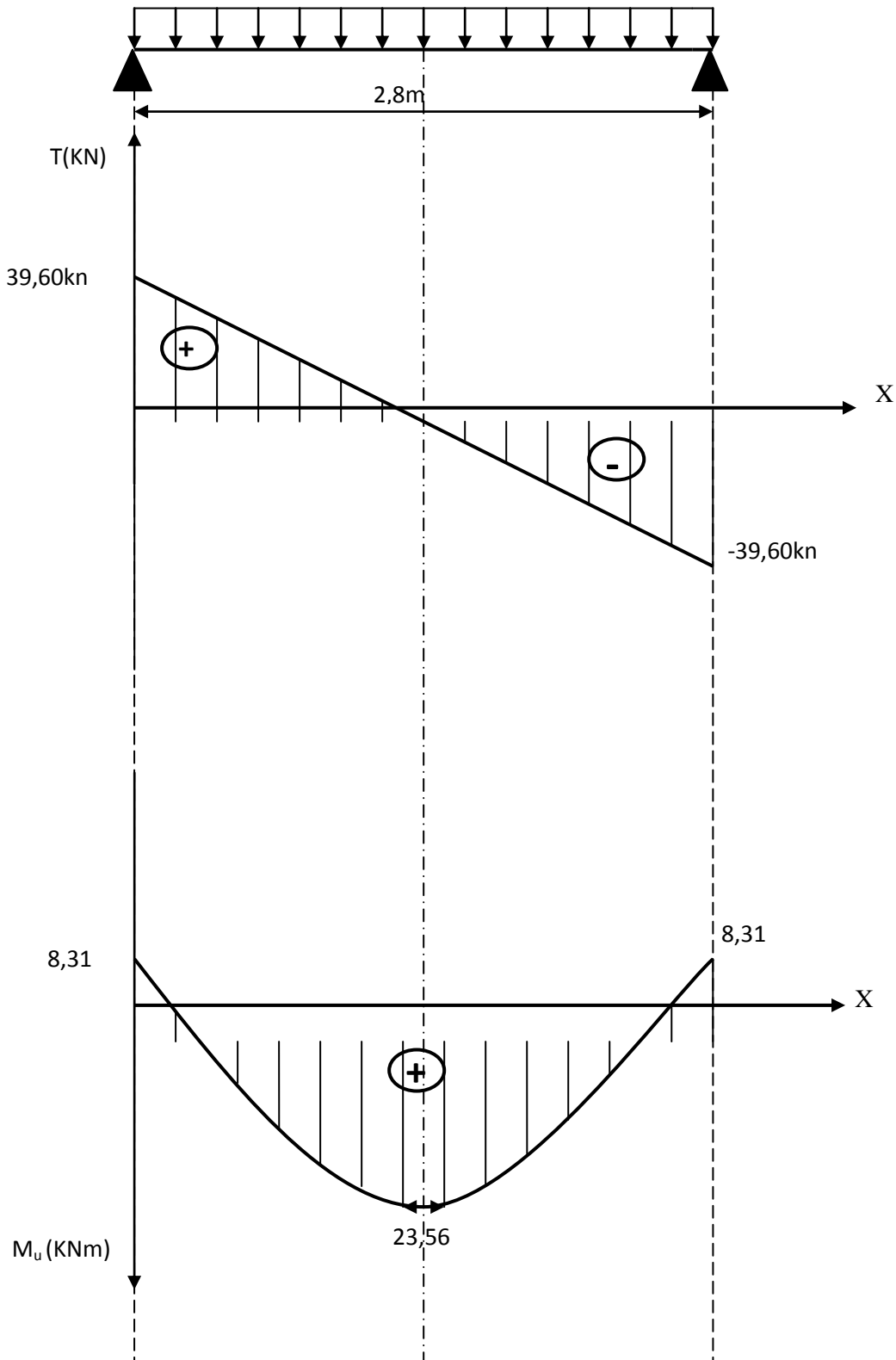


En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uapp} = -0,3M_u = -8,32KNm$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 23,56KNm$$

- Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



5- Ferrailage

- **En travées**

$h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$

$$u_t = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{23,56 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,113$$

$u_t = 0,113 \leq u_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée

$u_t = 0,113 \Rightarrow \beta = 0,94$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23,56 \times 10^5}{0,94 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 2,66 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$u_a = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,31 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,04 \leq u_r$$
 section est simplement armée

$u_a = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,31 \times 10^5}{0,98 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 0,90 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ua} = 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

**1- Vérification :**

**1-1- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0,23bd = \frac{2,1}{400} 0,23 \times 20 \times 27 = 0,652 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**1-2- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i =$  Étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{se}}{0,9d \sum u_i} = \frac{39,60 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 1,73 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

**1-3- Ancrage des barres**

$$\tau_{se} \leq \tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} \leq \tau_{su}$$

**1-4- Longueur de scellement droit (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)**

$$L_s = \frac{\phi_{tra} f_e}{4\tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,8 \text{ mm}$$

On prend alors  $L_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4L_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**1-5- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)****1-influence sur le béton**

$$\frac{2T_u^{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_d} \Rightarrow T_u^{\max} \leq 0,267 f_{cj} ba$$

$a$  : désigne la longueur d'appuis égale  $0,9d$

$$a = 0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times 25 \times 270 \times 243 = 437946,75 \text{ N} = 437,94 \text{ KN}$$

$39,60 \leq 437,94 \text{ KN} \dots \dots \dots$  Condition vérifier

**2-influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[ T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right] \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$A_a \geq 113,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_a \geq 1,139 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,35 \geq 1,137 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification au cisaillement** : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{39,60 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,23 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{pas de risque de cisaillement}$$

$$\Rightarrow 0,73 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

**1-6- Armatures transversales :(Art7.2.2 /BAEL )**

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k_{fij}}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3k_{fij})bS_t}{0,8f_e}$$

Avec :

Cadre droits :  $\cos \alpha + \sin \alpha = 1$

K=1 fissuration peu nuisible.

$S_t = \min \text{RPA} = 7 \text{cm}$

$$A_t \geq \frac{(0,73 - 0,3 \times 1 \times 2,1)20 \times 7}{0,8 \times 400} = 0,043 \text{cm}^2$$

**NB :** La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espacement qui lui correspond.

On suppose un cadre et un épingle de Ø8

➤ **Calcul de l'espacement entre cadre**

❖ **La répartition des cadres le long de la poutre**

Diamètre des armatures transversales :(Article 7.5-2-2du RPA 99version 2003)

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{20}; \phi_l \right] \Rightarrow \phi \leq \min [8,57; 20; 10] \Rightarrow \phi \leq 8,57 \text{mm}$$

$$\phi = 8 \text{mm}$$

On opte pour le choix des barres en HA8.

✓ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 12\phi; 25 \text{cm} \right] \quad \text{On prend } S_t = 7 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min [7,5 \text{cm}; 9,6 \text{cm}; 25 \text{cm}]$$

$$S_t \leq 7,5 \text{cm}$$

✓ **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm}$$

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

Quantité d'armatures transversales minimales

(Article 7.5-2-2du RPA 99version 2003)

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 2,01 \text{cm}^2$$

On prend un cadre et un étrier HA8.

6- Calcul à l'ELS

1- Combinaison des charges

$$q_s = G_p + R_s = 1,5 + 18,93 = 20,43 \text{ KN / ml}$$

✓ Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = 20,02 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

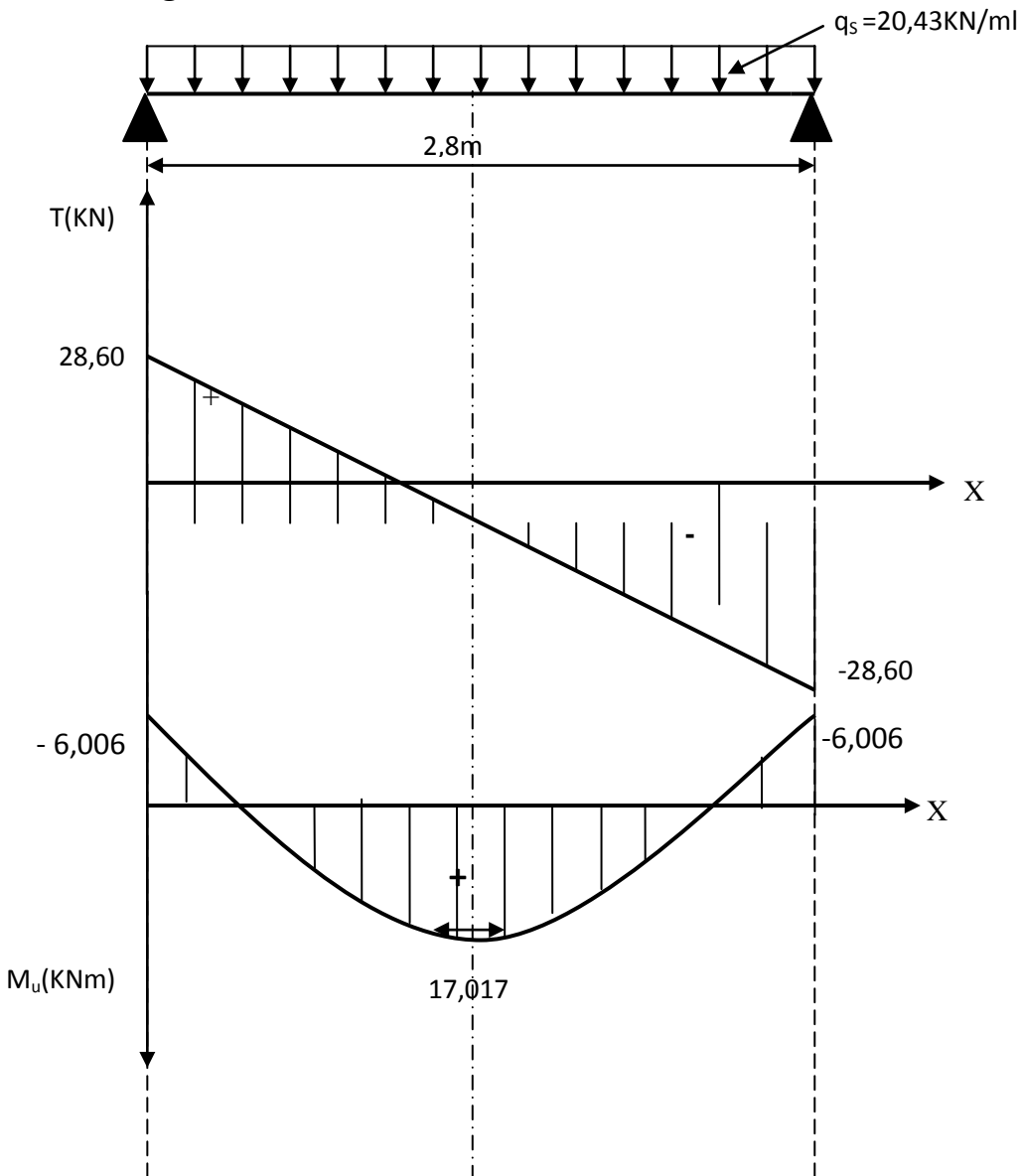
$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{20,43 \times 2,8}{2} = 28,60 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sap} = -0,3M_s = -6,006 \text{ KNm}$$

$$M_{str} = 0,85M_s = 17,017 \text{ KNm}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



**2- Vérification des contraintes****2-1- Etat limite de compression du béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_{ap}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 27} = 0,435$$

$$\rho_1 = 0,435 \Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow \alpha_1 = 0,300 \Rightarrow \kappa = 0,0285$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{6,006 \times 10^3}{0,900 \times 27 \times 2,35} = 105,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_s = 2,997 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_{tr}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{bd} = 0,627$$

$$\rho_1 = 0,627 \Rightarrow \beta_1 = 0,8835 \Rightarrow \alpha_1 = 0,3495 \Rightarrow \kappa = 0,0358$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tr}}{\beta_1 d A_{tra}} = \frac{17,017 \times 10^3}{0,8835 \times 27 \times 3,39} = 210,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \sigma_s = 210,43 \times 0,0358 = 7,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**3- Etat limite de déformation**✓ **Vérification de la flèche**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{2,80} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,107 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

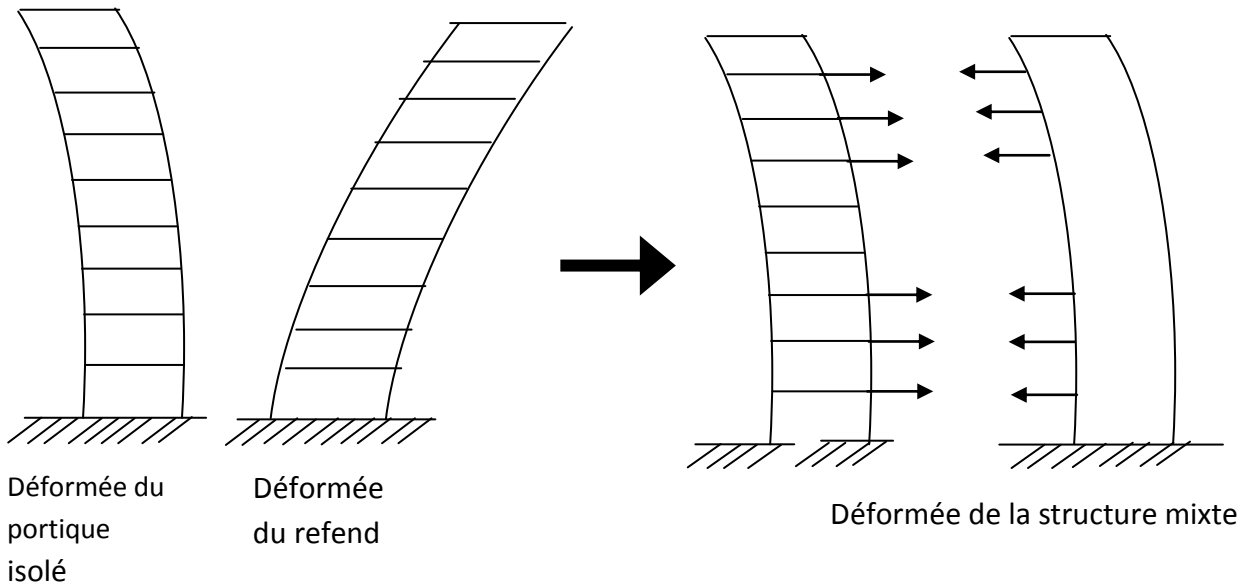
$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{2,80} \geq \frac{17,017}{10 \times 20,02} \Rightarrow 0,107 > 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_{tr}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0062 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

**VI-1- Introduction**

Dans le cas où l'ossature est composée, à la fois de portiques et de refends il est indispensable de comparer l'inertie des voiles par rapport à celui des portiques afin de choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les éléments (voiles et portiques).



Dans le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 (Art 3.4) la classification des systèmes structuraux est fonction de la répartition des efforts dans les éléments de la structure.

**IV.2- Calcul de l'inertie équivalente :** Dans notre cas on a uniquement des voiles pleins :

**1-Calcul des inerties des refends pleins**

**1-1- Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{l.e^3}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends Longitudinaux par rapport à l'axe X. Donc on prend  $I_y$ .

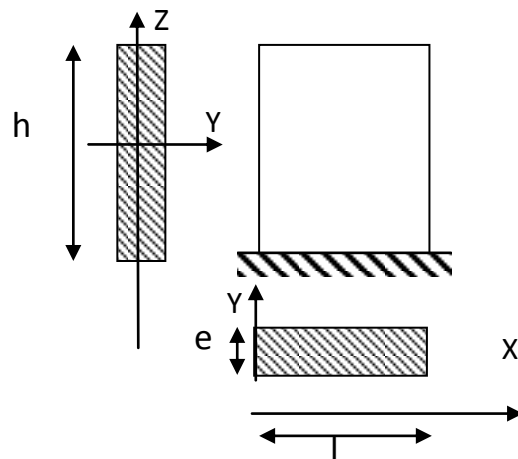


Fig. IV 1. Vue en plan et en coupe du voile.

1-2- Les refends transversaux

$$I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l.e^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport y. Donc on prend  $I_x$ .

❖ Inertie des voiles longitudinaux

Etages	Voiles	L (m)	e (m)	$I_y$	$\sum I_y (m^4)$
RDC jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étages	$V_{L1}$	1,05	0,20	0,019	0,096
	$V_{L2}$	1,05	0,20	0,019	
	$V_{L3}$	1,20	0,20	0,029	
	$V_{L4}$	1,20	0,20	0,029	

❖ Inertie des voiles transversaux

Etages	Voiles	L (m)	e (m)	$I_x$	$\sum I_x (m^4)$
RDC jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étages	$V_{T1}$	2,00	0,20	0,133	0,532
	$V_{T2}$	2,00	0,20	0,133	
	$V_{T3}$	2,00	0,20	0,133	
	$V_{T4}$	2,00	0,20	0,133	

### IV-3- Calcul des rigidités au niveau des portiques

#### 1-Présentation de la méthode

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de Muto, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

#### Hypothèses de calcul :

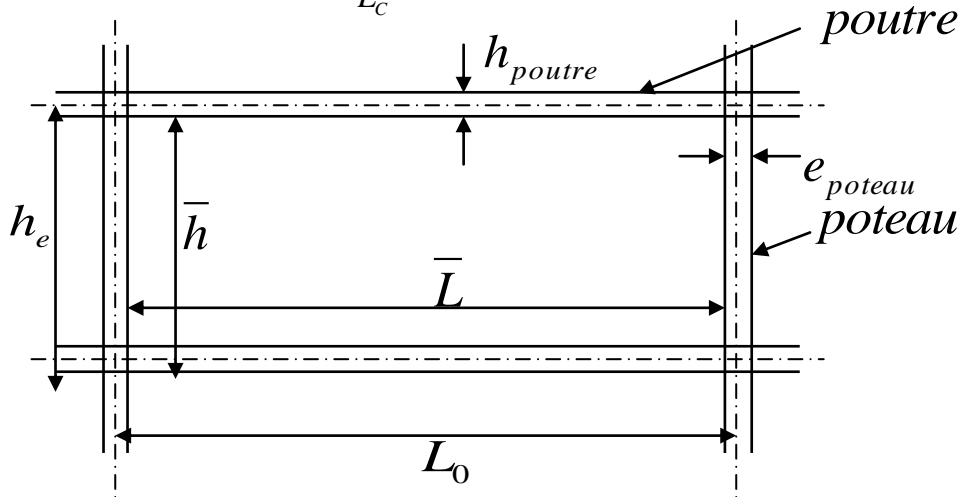
- ✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
- ✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

**2- Etapes de calcul**

**1- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres**

Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c}$



**Fig. IV.2 Identification des paramètres.**

Avec :

$I$  : Moment d'inertie de l'élément.

$h_c; L_c$  : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \rightarrow L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

$\bar{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

$h_e$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

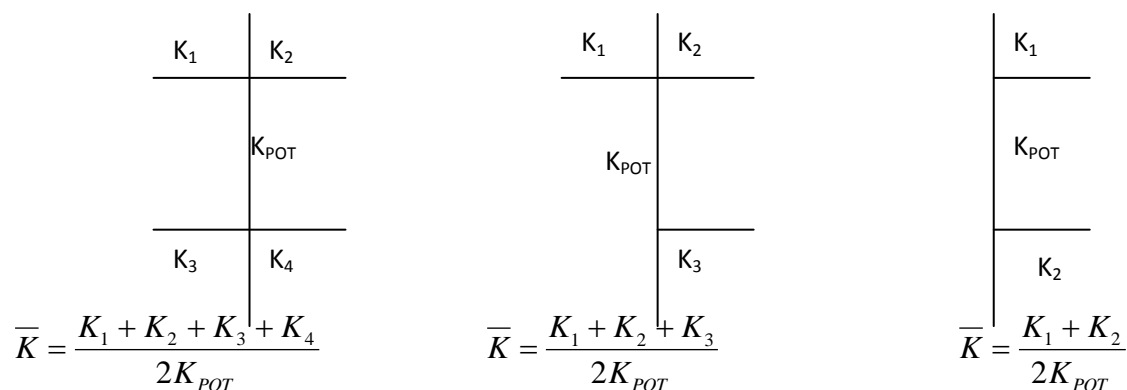
$e_p$  : Largeur des poteaux.

$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

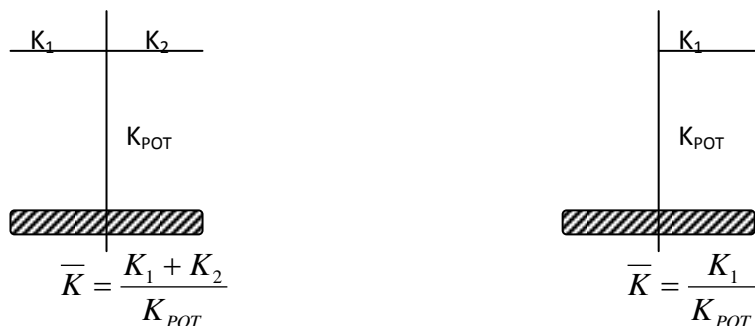
$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

**2- Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques cas d'étage courant :**

En général : 
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$$



**Cas de RDC :**



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Rigidités des poutres principales**

Niveaux	Travées	$I_{poutre}(cm^4)$	$L_C(cm)$	$K_{poutre}(cm^3)$
Étages 5 ; 6 ; 7	A-B	107187,5	377,5	284
	B-C	107187,5	377,5	
	C-D	107187,5	377,5	
	D-E	107187,5	377,5	
Étages 2 ; 3 ; 4	A-B	107187,5	372,5	287,75
	B-C	107187,5	372,5	
	C-D	107187,5	372,5	
	D-E	107187,5	372,5	
RDC + étage 1	A-B	107187,5	367,5	291,66
	B-C	107187,5	367,5	

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres principales

## ❖ Rigidités des poutres secondaires

Niveaux	Travées	$I_{poutre}(cm^4)$	$L_c(cm)$	$K_{poutre}(cm^3)$
Etages 5 ;6 ;7	1-2	56250	305	184.42
	2-3	56250	285	197,36
	3-4	56250	285	197,36
	4-5	56250	285	197,36
Etages 2 ;3 ;4	1-2	56250	300	187.5
	2-3	56250	280	200,9
	3-4	56250	285	200,9
	4-5	56250	280	200,9
RDC + étage 1	1-2	56250	295	190.67
	2-3	56250	275	204,54
	3-4	56250	275	204,54
	4-5	56250	275	204,54

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres secondaires.

## ❖ Rigidités des poteaux sens longitudinal (sens x-x)

Niveaux	Poteaux	$I_{poteau}(cm^4)$	$h_c(cm)$	$K_{poteau}(cm^3)$
Etages 5 ;6 ;7	1	90 000	291	309.27
	2	90 000	291	309.27
	3	90 000	291	309.27
	4	90 000	291	309.27
	5	90 000	291	309.27
Etages 2 ;3 ;4	1	160 781	293.5	547.80
	2	160 781	293.5	547.80
	3	160 781	293.5	547.80
	4	160 781	293.5	547.80
	5	160 781	293.5	547.80
étage 1	1	266 666	296	900.89
	2	266 666	296	900.89
	3	266 666	296	900.89
	4	266 666	296	900.89
	5	266 666	296	900.89
RDC	1	266 666	449	900.89
	2	266 666	449	900.89
	3	266 666	449	900.89
	4	266 666	449	900.89
	5	266 666	449	900.89

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux longitudinaux.

## ❖ Rigidités des poteaux sens transversal (sens Y-Y)

Niveaux	Poteaux	$I_{poteau}(cm^4)$	$h_c(cm)$	$K_{poteau}(cm^3)$
Etages 5 ;6 ;7	1	107 187.50	291	368.34
	2	107 187.50	291	368.34
	3	107 187.50	291	368.34
	4	107 187.50	291	368.34
	5	107 187.50	291	368.34
Etages 2 ;3 ;4	1	265 781.25	293.5	905.55
	2	265 781.25	293.5	905.55
	3	265 781.25	293.5	905.55
	4	265 781.25	293.5	905.55
	5	265 781.25	293.5	905.55
étage 1	1	416 666.67	296	1 407.65
	2	416 666.67	296	1 407.65
	3	416 666.67	296	1 407.65
RDC	1	416 666.67	449	927.99
	2	416 666.67	449	927.99
	3	416 666.67	449	927.99

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux transversaux

Coefficients des rigidités des poteaux «  $a_{ij}$  »

\* Cas d'étage courant et du niveau terrasse

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

\* Cas du RDC :

✓ Poteau encastré à la base

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

✓ Poteau articulé à la base

$$a = \frac{0,5 \cdot \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

3-Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j)

$$\Gamma_{ij} = \frac{12 \cdot E_i \cdot a_{ij} \cdot I_p}{h_c^3}$$

Avec :  $E_i$  : Module de déformation du béton ;  $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 * 10^5 daN / cm^2$ . $I_p$  : Inertie de poteau. $h_c$  : Hauteur du poteau.

**4-Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y**

$$R_{JX} = \sum \Gamma_{ij}$$
 Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$$R_{JY} = \sum \Gamma_{ij}$$
 Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **Calcul des rigidités des portiques longitudinaux**

Niveaux	Poteaux	$h_c$	$I_p$	$K_{pot}$	$K_{poutre}$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	$\Gamma_{ix}$	$R_{ix}$
5.6.7	1	291	90 000	309.27	184.42	0,601	0,231	32,498	230,582
	2			309.27	197,36	1,245	0,383	53,882	
	3			309.27	197,36	1,287	0,391	55,008	
	4			309.27	197,36	1,287	0,391	55,008	
	5			309.27	/	0,643	0,243	34,186	
2.3.4	1	293,5	160 781	547.80	187.5	0,345	0,147	36,009	100,433
	2			547.80	200,9	0,715	0,263	64,424	
	3			547.80	200,9	0,740	0,270	66,139	
	4			547.80	200,9	0,740	0,270	66,139	
	5			547.80	/	0,370	0,156	38,213	
1	1	296	266 666	900.89	190.67	0,211	0,095	37,620	295,456
	2			900.89	204,54	0,438	0,179	70,897	
	3			900.89	204,54	0,454	0,185	73,270	
	4			900.89	204,54	0,454	0,185	73,270	
	5			900.89	/	0,227	0,102	40,399	
RDC	1	449	266 666	900.89	190.67	0,211	0,321	36,426	203,235
	2			900.89	204,54	0,438	0,384	43,575	
	3			900.89	204,54	0,454	0,380	43,120	
	4			900.89	204,54	0,454	0,380	43,120	
	5			900.89	/	0,227	0,326	36,994	

Tableau IV.7 : Rigidités des portiques longitudinaux.

❖ Calcul des rigidités des portiques transversaux

Niveaux	Poteaux	$h_c$	$I_p$	$K_{pot}$	$K_{poutre}$	$\bar{K}$	$a_j$	$\Gamma_{ix}$	$R_{ix}$
5.6.7	1	291	107 187,50	368.34	284	0,776	0,279	46,74	312,63
	2			368.34		1,552	0,436	73,05	
	3			368.34		1,552	0,436	73,05	
	4			368.34		1,552	0,436	73,05	
	5			368.34		0,776	0,279	46,74	
2.3.4	1	293,5	265 781,25	905.55	287,75	0,319	0,137	55,47	306,92
	2			905.55		0,639	0,242	97,99	
	3			905.55		0,639	0,242	97,99	
	4			905.55		0,639	0,242	97,99	
	5			905.55		0,319	0,137	55,47	
1	1	296	416 666,67	1 407.65	291,66	0,207	0,093	57,55	220,92
	2			1 407.65		0,414	0,171	105,82	
	3			1 407.65		0,207	0,093	57,55	
RDC	1	449	416 666,67	927.99	291,66	0,313	0,351	62,23	200,52
	2			927.99		0,627	0,429	76,06	
	3			927.99		0,313	0,351	62,23	

Tableau IV.8 : Rigidités des portiques transversaux.

IV-4- calcul des rigidités des voiles par niveaux

❖ calcul des rigidités des voiles longitudinaux

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_j^3}$$

Etages	Voiles	h (cm)	$I_y (cm^4)$	$R_{vx} (KN / cm)$	$\sum R_{vx} (KN / cm)$
1 <sup>er</sup> jusqu'aux 7 <sup>eme</sup> étages.	$V_{L1}$	276	9 600 000	17 623,62	70 494,48
	$V_{L2}$	276	9 600 000	17 623,62	
	$V_{L3}$	276	9 600 000	17 623,62	
	$V_{L4}$	276	9 600 000	17 623,62	
RDC	$V_{L1}$	429	9 600 000	4 693,00	18 772,00
	$V_{L2}$	429	9 600 000	4 693,00	
	$V_{L3}$	429	9 600 000	4 693,00	
	$V_{L4}$	429	9 600 000	4 693,00	

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles longitudinaux.

**Calcul des rigidités des voiles transversaux**

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_j^3}$$

Etages	Voiles	h (cm)	$I_x (cm^4)$	$R_{vy} (KN / cm)$	$\sum R_{vy} (KN / cm)$
1 <sup>er</sup> jusqu'aux 7 <sup>eme</sup> étages.	$V_{L1}$	271	53 200 000	103 170,38	412 681,52
	$V_{L2}$	271	53 200 000	103 170,38	
	$V_{L3}$	271	53 200 000	103 170,38	
	$V_{L4}$	271	53 200 000	103 170,38	
RDC	$V_{L1}$	424	53 200 000	26 938,00	107 752,00
	$V_{L2}$	424	53 200 000	26 938,00	
	$V_{L3}$	424	53 200 000	26 938,00	
	$V_{L4}$	424	53 200 000	26 938,00	

**Tableau IV.10 : Rigidités des voiles transversaux.**

**IV-4-Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends**

**1- Calcul des flèches dans les refends**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

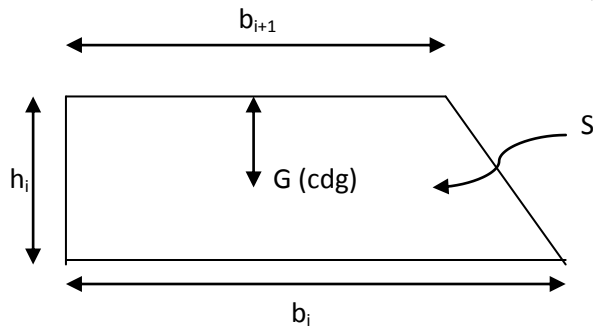
Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

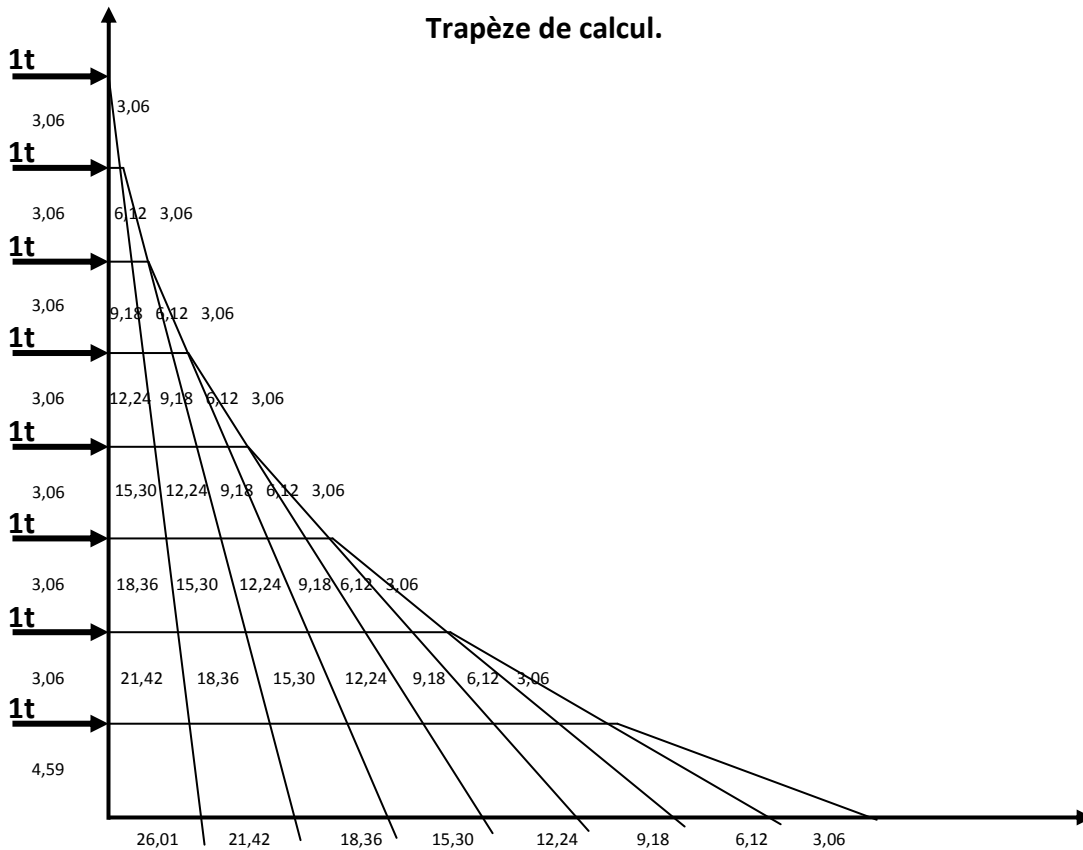
La flèche est donnée par la relation suivante :  $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i}$

Avec :  $S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = (b_{i+1} + b_i) \times \frac{h_i}{2} \quad ; \quad d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_{i+1} + b_i)} \times h_i$$





**Diagramme des moments des aires.**

Le tableau suivant donne les aires «  $S_i$  » et la position du centre de gravité «  $d_i$  » par diagramme des moments :

❖ **La flèche des refends par niveau**

Niveaux	$h_i$ (m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = Elf_i$
7	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	42 751,40
6	3,06	9,18	3,06	18,72	1,78	33,32	36 182,75
5	3,06	18,36	9,18	42,13	1,70	71,62	29 676,24
4	3,06	30,60	18,36	74,90	1,65	123,58	23 316,77
3	3,06	45,90	30,60	117,04	1,63	190,77	17 261,81
2	3,06	64,26	45,90	168,54	1,61	271,35	11 684,72
1	3,06	85,68	64,26	229,40	1,60	367,04	6 487,27
RDC	4,59	111,69	85,68	452,96	2,39	1082,57	1082,57

**Tableau IV.11 : tableau de la flèche des refends par niveau.**

$$f_{RDC} = \frac{1082,57}{EIf_i}$$

$$f_{01} = \frac{1082,57 \times 5,45 + 367,04 \times 1,6}{EIf_i}$$

$$f_{02} = \frac{1082,57 \times 8,81 + 367,04 \times 4,66 + 271,35 \times 1,61}{EIf_i}$$

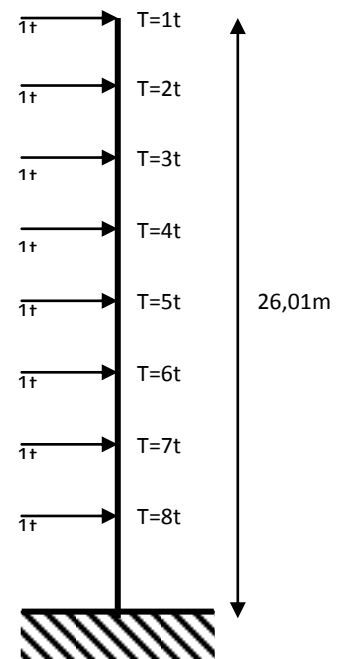
$$f_{03} = \frac{1082,57 \times 11,87 + 367,04 \times 7,72 + 271,35 \times 4,67 + 190,77 \times 1,63}{EIf_i}$$

$$f_{04} = \frac{1082,57 \times 14,93 + 367,04 \times 10,78 + 271,35 \times 7,73 + 190,77 \times 4,69 + 123,58 \times 1,65}{EIf_i}$$

$$f_{05} = \frac{1082,57 \times 18 + 367,04 \times 13,84 + 271,35 \times 10,79 + 190,77 \times 7,75 + 123,58 \times 4,71 + 71,62 \times 1,70}{EIf_i}$$

$$f_{06} = \frac{1082,57 \times 21,06 + 367,04 \times 16,9 + 271,35 \times 13,85 + 190,77 \times 10,81 + 123,58 \times 7,77 + 71,62 \times 4,76 + 33,32 \times 1,78}{EIf_i}$$

$$f_{07} = \frac{1082,57 \times 24,12 + 367,04 \times 19,96 + 271,35 \times 16,91 + 190,77 \times 13,87 + 123,58 \times 10,83 + 71,62 \times 7,82 + 33,32 \times 4,84 + 9,55 \times 2,04}{EIf_i}$$



## 2- Calcul du déplacement des portiques et des leurs inerties fictives

### 2-1-Calcul du déplacement des portiques

La translation est donnée par :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h$$

$h$  : Hauteur d'étage considéré.

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

$I_{pn}$  : Inertie des poteaux du niveau « n ».

$M_n$  : Moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

La rotation d'étage est donnée par :

- Pour les poteaux articulés au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$
- Pour les poteaux encastés à la base au 1<sup>er</sup> niveau  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$
- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$

Avec :

$$K_m : \text{Raideur des poutres} : K_m = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} : K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

## 2-2-Inerties fictives des portiques

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à  $1m^4$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :  $I_n = \frac{f_n}{\Delta_n}$

Avec :

$f_n$  : Flèche des refends au niveau « n ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « n ».

Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Inerties fictives des portiques longitudinaux (selon x-x)

Niv - eau	Port i-ques	(m)	(t.m)		$10^{-4}(m^3)$		$(t.m^{-2})$		$(KN / m)$		$(KN.m^3)$		$\sum I_n$
		$h$	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_P$	$\sum K_T$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n$	$Elf$	$I_n$	
7	A1-A5 6	3,0	3,06	0,00	15,46	7,76	164,3 0	247,1 0	756,13	43468,7 4	42 751, 40	0,9 8	5,88
	B1-B5 6	3,0	3,06	0,00	15,46	7,76	164,3 0	247,1 0	756,13	43468,7 4	42 751, 40	0,9 8	
	C1-C5 6	3,0	3,06	0,00	15,46	7,76	164,3 0	247,1 0	756,13	43468,7 4	42 751, 40	0,9 8	
	D2-D5 6	3,0	3,06	0,00	12,36	5,92	215,3 7	314,0 0	960,84	29064,9 2	42 751, 40	1,4 7	
	E2-E5 6	3,0	3,06	0,00	12,36	5,92	215,3 7	314,0 0	960,84	29064,9 2	42 751, 40	1,4 7	
6	A1-A5 6	3,0	6,12	3,06	15,46	7,76	492,9 0	658,4 8	2014,94	42712,6 1	36 182, 75	0,8 5	5,13
	B1-B5 6	3,0	6,12	3,06	15,46	7,76	492,9 0	658,4 8	2014,94	42712,6 1	36 182, 75	0,8 5	
	C1-C5 6	3,0	6,12	3,06	15,46	7,76	492,9 0	658,4 8	2014,94	42712,6 1	36 182, 75	0,8 5	
	D2-D5 6	3,0	6,12	3,06	12,36	5,92	646,1 1	843,3 6	2580,68	28104,0 8	36 182, 75	1,2 9	
	E2-E5 6	3,0	6,12	3,06	12,36	5,92	646,1 1	843,3 6	2580,68	28104,0 8	36 182, 75	1,2 9	
5	A1-A5 6	3,0	9,18	6,12	15,46	7,76	821,5 2	1356, 30	4150,27	40697,6 7	29 676, 24	0,7 3	4,51
	B1-B5 6	3,0	9,18	6,12	15,46	7,76	821,5 2	1356, 30	4150,27	40697,6 7	29 676, 24	0,7 3	
	C1-C5 6	3,0	9,18	6,12	15,46	7,76	821,5 2	1356, 30	4150,27	40697,6 7	29 676, 24	0,7 3	
	D2-D5 6	3,0	9,18	6,12	12,36	5,92	1076, 85	1480, 41	4530,05	25523,4 0	29 676, 24	1,1 6	
	E2-E5 6	3,0	9,18	6,12	12,36	5,92	1076, 85	1480, 41	4530,05	25523,4 0	29 676, 24	1,1 6	
4	A1-A5 6	3,0	12,2 4	9,18	27,39	7,86	1135, 50	1350, 90	4133,75	36547,4 8	23 316, 77	0,6 4	4,14
	B1-B5 6	3,0	12,2 4	9,18	27,39	7,86	1135, 50	1350, 90	4133,75	36547,4 8	23 316, 77	0,6 4	
	C1-C5 6	3,0	12,2 4	9,18	27,39	7,86	1135, 50	1350, 90	4133,75	36547,4 8	23 316, 77	0,6 4	
	D2-D5 6	3,0	12,2 4	9,18	21,91	5,99	1490, 00	1748, 96	5351,81	20993,3 5	23 316, 77	1,1 1	
	E2-E5 6	3,0	12,2 4	9,18	21,91	5,99	1490, 00	1748, 96	5351,81	20993,3 5	23 316, 77	1,1 1	

3	A1-A5	3,0 6	15,3 0	12,2 4	27,39	7,86	1460, 00	1763, 24	5395,51	32413,7 3	17 261, 81	0,5 3	3,79
	B1-B5	3,0 6	15,3 0	12,2 4	27,39	7,86	1460, 00	1763, 24	5395,51	32413,7 3	17 261, 81	0,5 3	
	C1-C5	3,0 6	15,3 0	12,2 4	27,39	7,86	1460, 00	1763, 24	5395,51	32413,7 3	17 261, 81	0,5 3	
	D2-D5	3,0 6	15,3 0	12,2 4	21,91	5,99	1915, 69	2284, 77	6991,39	15641,5 4	17 261, 81	1,1 0	
	E2-E5	3,0 6	15,3 0	12,2 4	21,91	5,99	1915, 69	2284, 77	6991,39	15641,5 4	17 261, 81	1,1 0	
2	A1-A5	3,0 6	18,3 6	15,3 0	27,39	7,86	1784, 35	2180, 77	6673,15	27018,2 2	11 684, 72	0,4 3	3,99
	B1-B5	3,0 6	18,3 6	15,3 0	27,39	7,86	1784, 35	2180, 77	6673,15	27018,2 2	11 684, 72	0,4 3	
	C1-C5	3,0 6	18,3 6	15,3 0	27,39	7,86	1784, 35	2180, 77	6673,15	27018,2 2	11 684, 72	0,4 3	
	D2-D5	3,0 6	18,3 6	15,3 0	21,91	5,99	2341, 40	2826, 85	8650,15	8650,15	11 684, 72	1,3 5	
	E2-E5	3,0 6	18,3 6	15,3 0	21,91	5,99	2341, 40	2826, 85	8650,15	8650,15	11 684, 72	1,3 5	
1	A1-A5	3,0 6	21,4 2	18,3 6	45,04	8,04	2061, 56	2597, 79	7949,23	20345,0 7	6 487,27	0,3 2	0,96
	B1-B5	3,0 6	21,4 2	18,3 6	45,04	8,04	2061, 56	2597, 79	7949,23	20345,0 7	6 487,27	0,3 2	
	C1-C5	3,0 6	21,4 2	18,3 6	45,04	8,04	2061, 56	2597, 79	7949,23	20345,0 7	6 487,27	0,3 2	
RD C	A1-A5	4,5 9	26,0 1	21,4 2	29,69	8,04	1879, 60	2700, 62	12395,8 4	12395,8 4	1082,57	0,0 9	0,27
	B1-B5	4,5 9	26,0 1	21,4 2	29,69	8,04	1879, 60	2700, 62	12395,8 4	12395,8 4	1082,57	0,0 9	
	C1-C5	4,5 9	26,0 1	21,4 2	29,69	8,04	1879, 60	2700, 62	12395,8 4	12395,8 4	1082,57	0,0 9	

Tableau IV.12 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

❖ Inerties fictives des portiques transversaux (selon y-y)

Niv- eau	Porti- ques	(m)	(t.m)		$10^{-4}(m^3)$		$(t.m^{-2})$		$(KN / m)$		$(KN .m^3)$		$\sum I_n$
		$h$	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_P$	$\sum K_T$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n$	$El_f$	$I_n$	
7	1A-1C	3,0 6	3,06	0,00	11,05	5,68	224,4 7	343,0 0	1049, 58	54703, 85	42 751, 40	0,7 8	4,94
	2A-2E	3,0 6	3,06	0,00	18,41	11,36	112,2 3	194,6 2	595,5 3	40899, 92	42 751, 40	1,0 4	
	3A-3E	3,0 6	3,06	0,00	18,41	11,36	112,2 3	194,6 2	595,5 3	40899, 92	42 751, 40	1,0 4	
	4A-4E	3,0 6	3,06	0,00	18,41	11,36	112,2 3	194,6 2	595,5 3	40899, 92	42 751, 40	1,0 4	
	5A-5E	3,0 6	3,06	0,00	18,41	11,36	112,2 3	194,6 2	595,5 3	40899, 92	42 751, 40	1,0 4	
6	1A-1C	3,0 6	6,12	3,06	11,05	5,68	673,4 1	910,4 7	2786, 03	53654, 27	36 182, 75	0,6 7	4,27
	2A-2E	3,0 6	6,12	3,06	18,41	11,36	336,7 0	501,4 8	1534, 52	40304, 39	36 182, 75	0,9 0	
	3A-3E	3,0 6	6,12	3,06	18,41	11,36	336,7 0	501,4 8	1534, 52	40304, 39	36 182, 75	0,9 0	
	4A-4E	3,0 6	6,12	3,06	18,41	11,36	336,7 0	501,4 8	1534, 52	40304, 39	36 182, 75	0,9 0	
	5A-5E	3,0 6	6,12	3,06	18,41	11,36	336,7 0	501,4 8	1534, 52	40304, 39	36 182, 75	0,9 0	
5	1A-1C	3,0 6	9,18	6,12	11,05	5,68	1122, 36	1590, 29	4866, 28	50868, 24	29 676, 24	0,5 8	3,62
	2A-2E	3,0 6	9,18	6,12	18,41	11,36	561,1 8	864,4 7	2645, 28	38769, 87	29 676, 24	0,7 6	
	3A-3E	3,0 6	9,18	6,12	18,41	11,36	561,1 8	864,4 7	2645, 28	38769, 87	29 676, 24	0,7 6	
	4A-4E	3,0 6	9,18	6,12	18,41	11,36	561,1 8	864,4 7	2645, 28	38769, 87	29 676, 24	0,7 6	
	5A-5E	3,0 6	9,18	6,12	18,41	11,36	561,1 8	864,4 7	2645, 28	38769, 87	29 676, 24	0,7 6	
4	1A-1C	3,0 6	12,2 4	9,18	27,16	5,75	1552, 17	1712, 81	5241, 20	46001, 96	23 316, 77	0,5 1	3,07
	2A-2E	3,0 6	12,2 4	9,18	45,27	11,51	775,4 1	893,6 0	2734, 42	36124, 59	23 316, 77	0,6 4	
	3A-3E	3,0 6	12,2 4	9,18	45,27	11,51	775,4 1	893,6 0	2734, 42	36124, 59	23 316, 77	0,6 4	
	4A-4E	3,0 6	12,2 4	9,18	45,27	11,51	775,4 1	893,6 0	2734, 42	36124, 59	23 316, 77	0,6 4	
	5A-	3,0	12,2	9,18	45,27	11,51	775,4	893,6	2734,	36124,	23 316,	0,6	

	5E	6	4				1	0	42	59	77	4	
3	1A-1C	3,0 6	15,3 0	12,2 4	27,16	5,75	1995, 65	2243, 50	6865, 11	40760, 76	17 261, 81	0,4 2	2,50
	2A-2E	3,0 6	15,3 0	12,2 4	45,27	11,51	996,9 6	1167, 82	3573, 53	33390, 17	17 261, 81	0,5 2	
	3A-3E	3,0 6	15,3 0	12,2 4	45,27	11,51	996,9 6	1167, 82	3573, 53	33390, 17	17 261, 81	0,5 2	
	4A-4E	3,0 6	15,3 0	12,2 4	45,27	11,51	996,9 6	1167, 82	3573, 53	33390, 17	17 261, 81	0,5 2	
	5A-5E	3,0 6	15,3 0	12,2 4	45,27	11,51	996,9 6	1167, 82	3573, 53	33390, 17	17 261, 81	0,5 2	
2	1A-1C	3,0 6	18,3 6	15,3 0	27,16	5,75	2439, 13	2170, 40	6641, 42	33895, 65	11 684, 72	0,3 5	1,91
	2A-2E	3,0 6	18,3 6	15,3 0	45,27	11,51	1218, 50	1447, 70	4429, 96	29816, 64	11 684, 72	0,3 9	
	3A-3E	3,0 6	18,3 6	15,3 0	45,27	11,51	1218, 50	1447, 70	4429, 96	29816, 64	11 684, 72	0,3 9	
	4A-4E	3,0 6	18,3 6	15,3 0	45,27	11,51	1218, 50	1447, 70	4429, 96	29816, 64	11 684, 72	0,3 9	
	5A-5E	3,0 6	18,3 6	15,3 0	45,27	11,51	1218, 50	1447, 70	4429, 96	29816, 64	11 684, 72	0,3 9	
1	1A-1C	3,0 6	21,4 2	18,3 6	42,23	5,83	2843, 05	3063, 77	9375, 13	27254, 23	6 487,27	0,2 4	1,28
	2A-2C	3,0 6	21,4 2	18,3 6	42,23	5,83	2843, 05	2453, 46	7507, 58	25386, 68	6 487,27	0,2 6	
	3A-3C	3,0 6	21,4 2	18,3 6	42,23	5,83	2843, 05	2453, 46	7507, 58	25386, 68	6 487,27	0,2 6	
	4A-4C	3,0 6	21,4 2	18,3 6	42,23	5,83	2843, 05	2453, 46	7507, 58	25386, 68	6 487,27	0,2 6	
	5A-5C	3,0 6	21,4 2	18,3 6	42,23	5,83	2843, 05	2453, 46	7507, 58	25386, 68	6 487,27	0,2 6	
RD C	1A-1C	4,5 9	26,0 1	21,4 2	27,83	5,83	3389, 79	3895, 25	17879 ,1	17879, 1	1082,5 7	0,0 6	0,30
	2A-2C	4,5 9	26,0 1	21,4 2	27,83	5,83	3389, 79	3895, 25	17879 ,1	17879, 1	1082,5 7	0,0 6	
	3A-3C	4,5 9	26,0 1	21,4 2	27,83	5,83	3389, 79	3895, 25	17879 ,1	17879, 1	1082,5 7	0,0 6	
	4A-4C	4,5 9	26,0 1	21,4 2	27,83	5,83	3389, 79	3895, 25	17879 ,1	17879, 1	1082,5 7	0,0 6	
	5A-5C	4,5 9	26,0 1	21,4 2	27,83	5,83	3389, 79	3895, 25	17879 ,1	17879, 1	1082,5 7	0,0 6	

Tableau IV.13 : Inerties fictives des portiques transversaux.

❖ Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	MOY
<b>Sens longitudinal</b>	0,27	0,96	3,99	3,79	4,14	4,51	5,13	5,88	<b>3,58</b>
<b>sens transversal</b>	0,30	1,28	1,91	2,50	3,07	3,62	4,27	4,94	<b>2,74</b>

Tableau IV.14 : Résumé des inerties fictives des portiques.

#### IV-5-Comparaison des inerties des voiles et des portiques

❖ SENS LONGITUDINAL

	<i>Inertie(m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage(%)</i>
<b>PORTIQUES</b>	<b>3,58</b>	<b>97,38</b>
<b>VOILES</b>	<b>0,096</b>	<b>2,62</b>
<b>PORTIQUES + VOILES</b>	<b>3,676</b>	<b>100</b>

Tableau IV.15 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

❖ SENS TRANSVERSAL

	<i>Inertie(m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage(%)</i>
<b>PORTIQUES</b>	<b>2,74</b>	<b>83,74</b>
<b>VOILES</b>	<b>0,532</b>	<b>16,26</b>
<b>PORTIQUES + VOILES</b>	<b>3,272</b>	<b>100</b>

Tableau IV.16 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

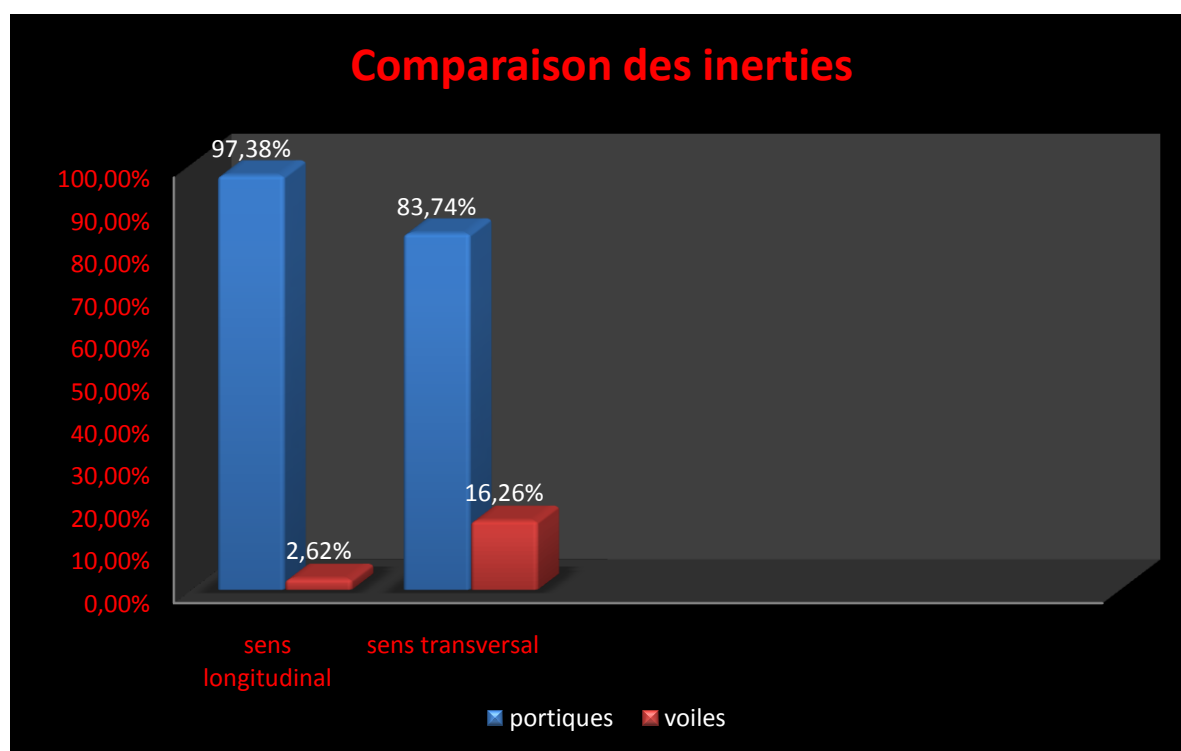


Figure IV.17 : Diagramme de Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

**Remarque**

En comparant les résultats, on voit les inerties des portiques sont très élevé par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens que se soit transversal ou longitudinal. Aussi dans notre cas les portiques reprend plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales. Par contre les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations aux charges verticales.

**Conclusion**

Notre structure est contreventé par portiques ; dans ce cas les portiques vont reprendre tout les efforts (charges permanentes et charges d'exploitation et séisme...).

### V-1 Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre le en exergue comportement dynamique de l'ouvrage.

### V -2 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

#### V -2-1 Méthode statique équivalente

##### - Définition

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

##### - Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb 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 I :**

- tous groupes.

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone IIb et III :**

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

### V-2-2 Les Méthodes Dynamiques

- **La méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

### V-3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya TIZI-OUZOU donc en zone II.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

#### V-3-1 Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe**

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

#### V-4 Présentation du logiciel ROBOT structurale Analysis Professional 2010

##### - ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONALE 2010

Est un logiciel destiné à modéliser, analysé et dimensionné les différents types de structures .Robot permet de créer les structures, les calcules, vérifie les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifique de la structure ; la dernière étape gérer par Robot est la création de la documentation pour la structure calculé et dimensionnée.

Robot est logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments fini pour étudie les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, .....etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants .

Pour facilité le travaille de l'ingénieur Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils s'simplifiant l'étude des structures.

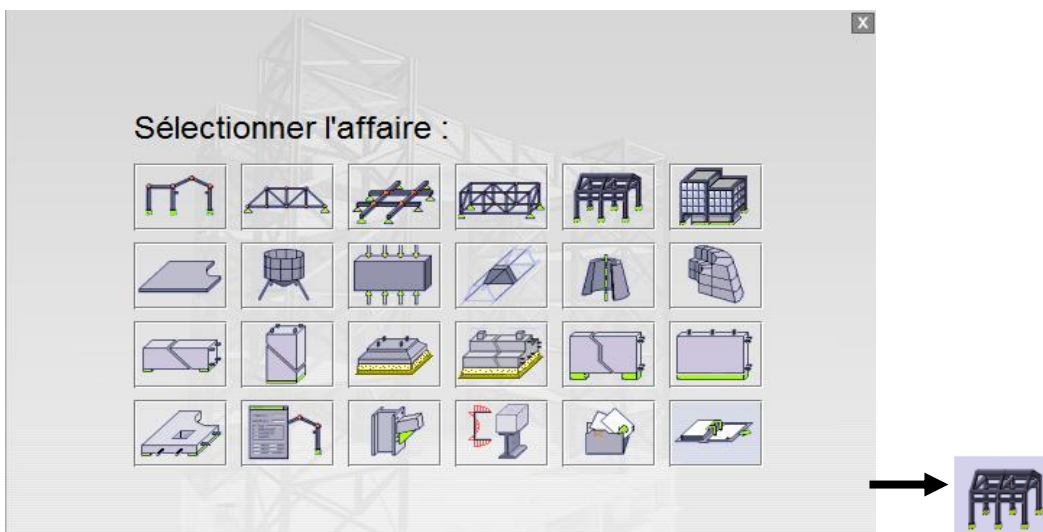
##### - Caractéristiques principales du logiciel robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

#### V-4-1 Etapes a calcul à suivre dans Robot

##### ✓ **Choix du type de structure**

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.



**Figure 1 : Choix de la structure à étudier.**

### ✓ Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférences de l'affaire* » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. On clique sur

l'icône  et .



Figure 2 : Préférences de l'affaire.



#### ❖ Unités et formats

- **Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m<sup>2</sup>).
- **Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (Kg).
- **Edition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (Kg)

#### ❖ Matériaux :

Mette la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR\_RESIN C18).

#### ❖ Catalogue :

- **Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône .
- **Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône .
- 

#### ❖ Normes de conceptions :

Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (**CB71**), Béton armé (**BAEL91 mod 99**), et Géotechnique (**DTU 13.12**).

- **Charges** : Pondérations (**BAEL91**) , Charges de neige et vent (**NV65/N84mod.96**) , Charges sismique (**RPA99 (2003)**).
- 

#### ❖ Analyse de la structure :

- Cocher (liaisons rigides).
- Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

#### ❖ Paramètres du travail :

Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

### ✓ Lignes de construction

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « *structure-lignes de constructions* » ou dans la barre d'outils

« *Modèle de structure* » à droite, on clique sur l'icône

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

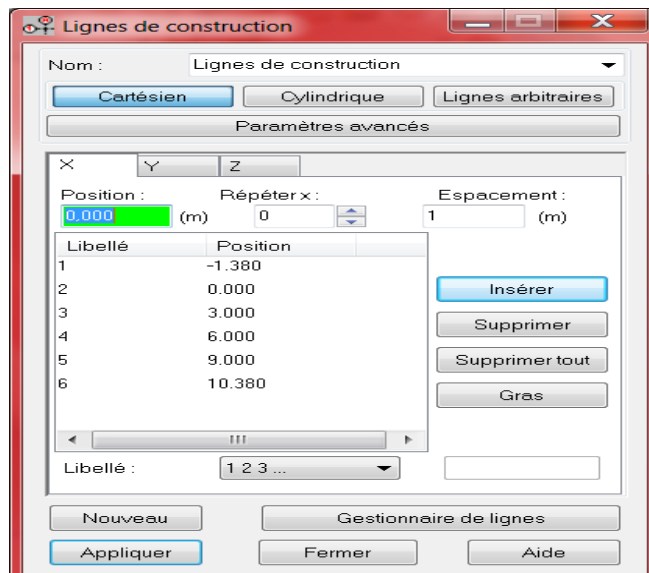


Figure 3 : Lignes de construction

### ✓ Profilés des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de

structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

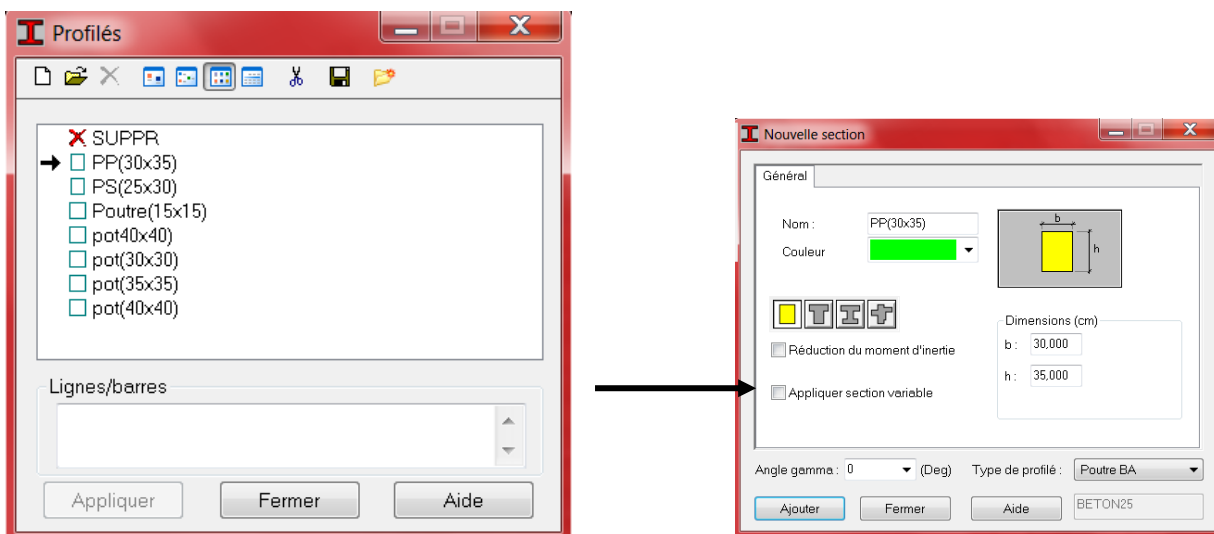

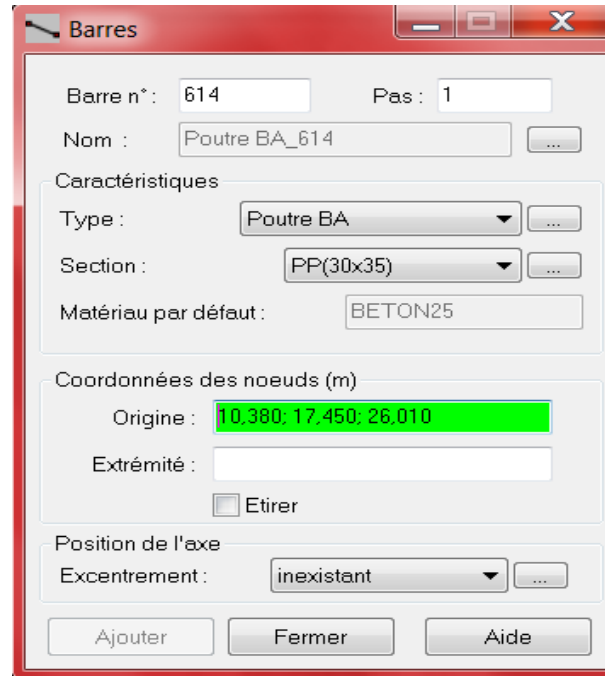


Figure 4 : Choix des profilés des barres.

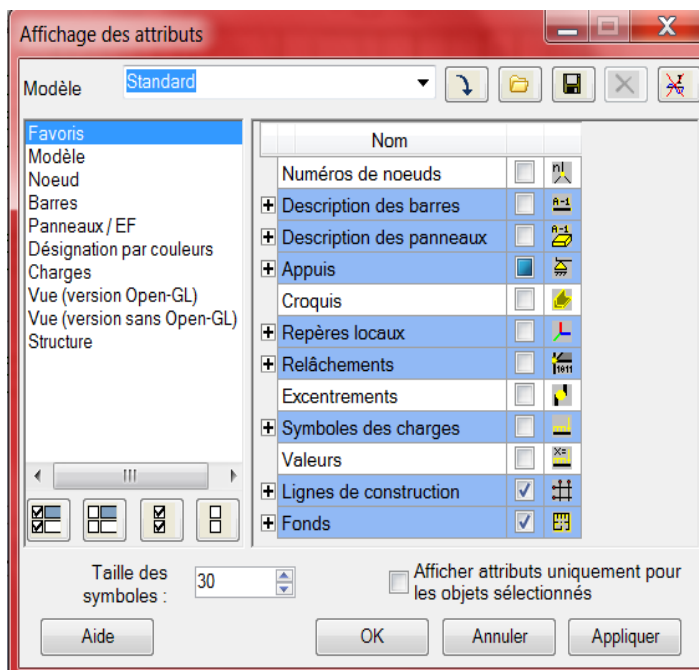
✓ **Création du modèle de la structure**

Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.



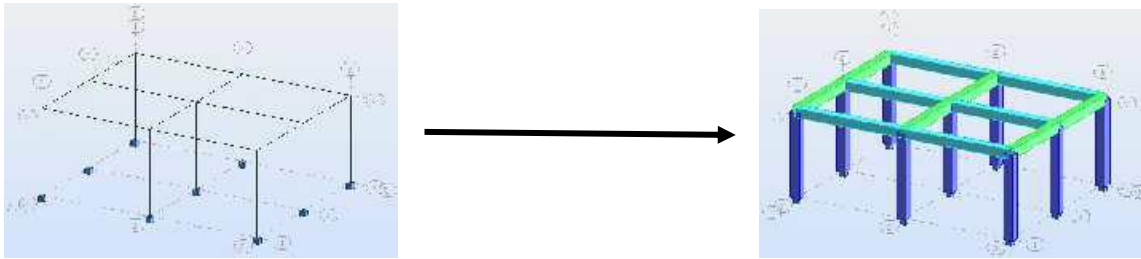
**Figure 5 : Modélisation des poteaux et des poutres.**

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur le **DOUOTON DROIT** et on choisit « attributs ».



**Figure 6 : Affichage des attributs.**

Exemple :



✓ **Définition des voiles de contreventement**

Dans le menu « *structure* », « *type de structure* », on choisit la case « *étude d'une coque* ».

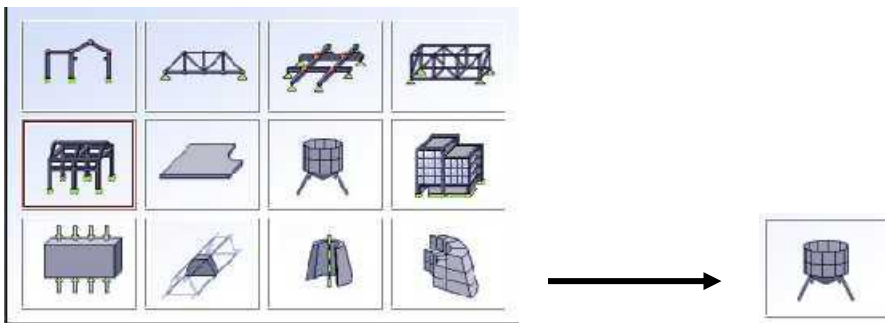


Figure 7: Définition des voiles.

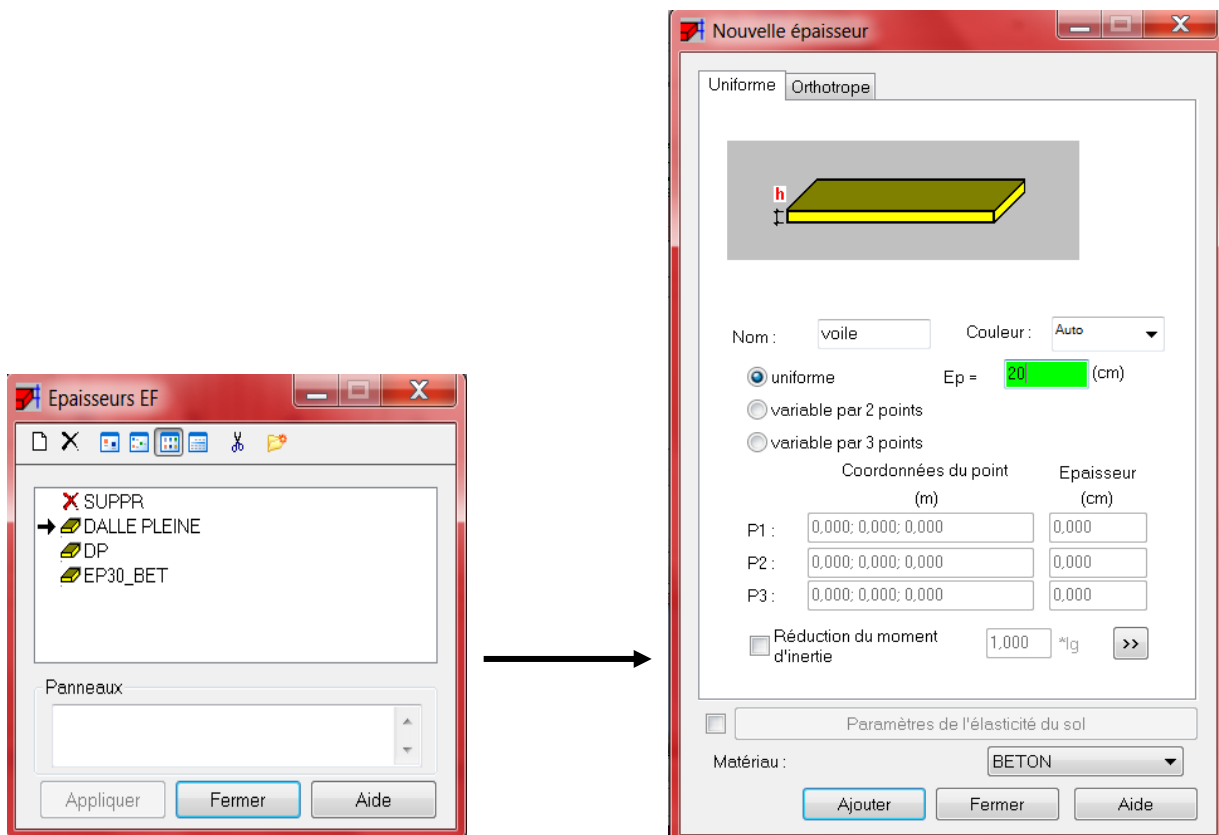


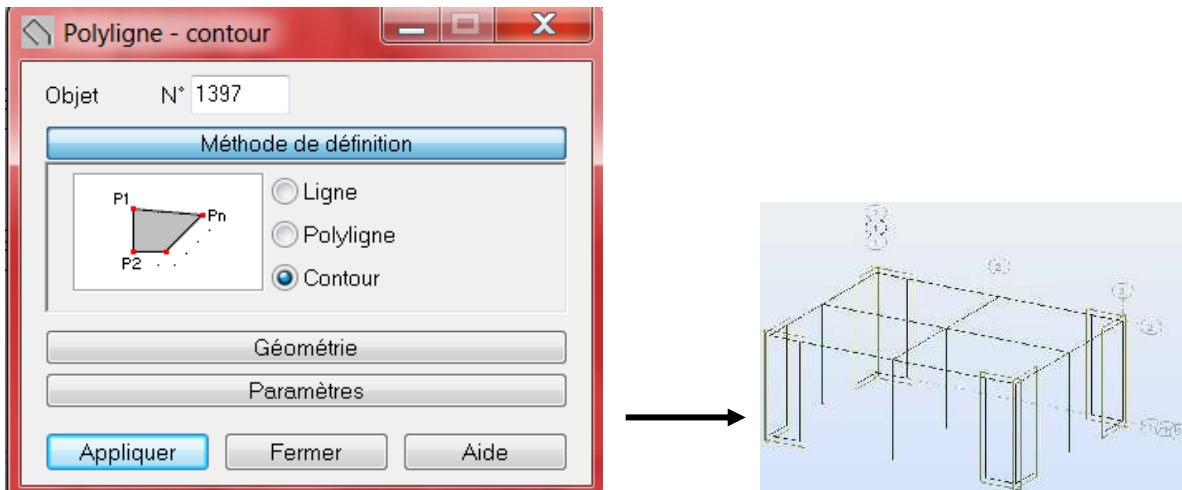



Figure 8: Définition et Epaisseur des voiles.

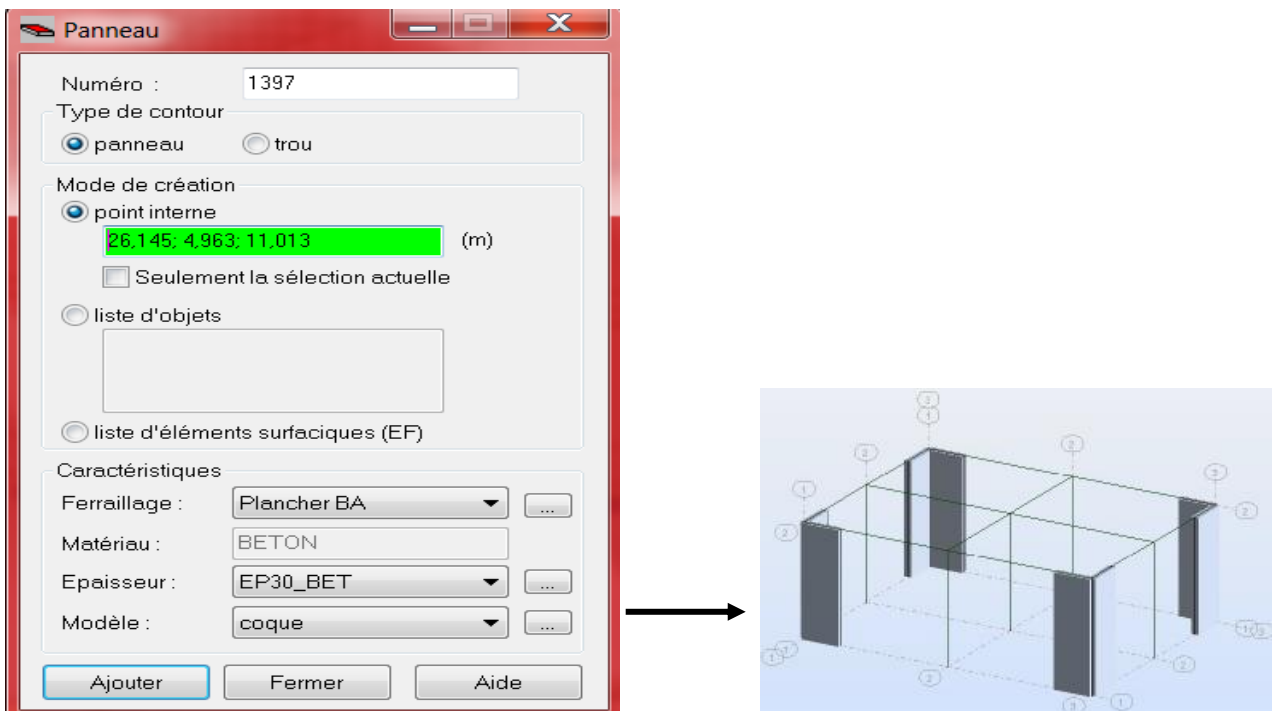
Dans la barre d'outils « *Modèle de structure* » de l'interface **ROBOT** on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « *Définir nouvelle épaisseur* ». On choisit l'onglet « *Uniforme* » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « *Poly ligne-contour* »  et on coche la case « *Contour* » ainsi que la case « *Panneau* » du bouton « *Paramètres* ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.




**Figure 9 : Définition des contours des voiles.**

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « *Panneau* »  de la barre d'outils, coché la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.



**Figure 10 : Définition des panneaux.**

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « *Vue* » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.

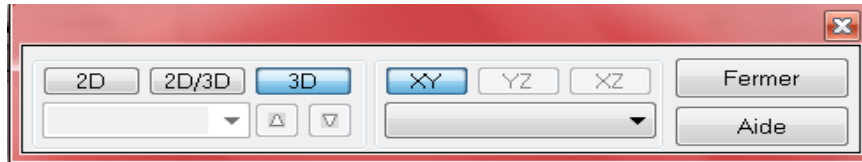


Figure 11 : *Choix de la présentation.*

#### ✓ Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « *Structure* », on choisit « *Appui* ». Dans la boîte de dialogue « *Appuis* », on clique sur l'onglet « *Nodaux* » puis sur Encastrement.

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « *Linéaires* » puis sur Encastrement.

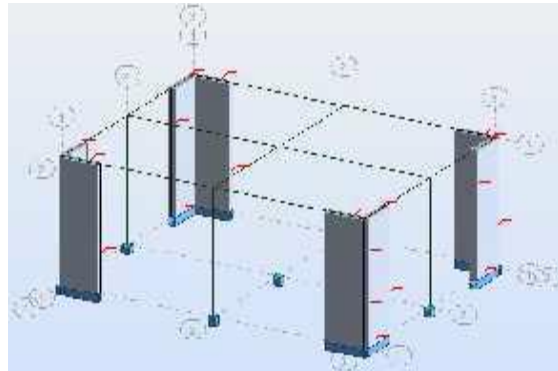
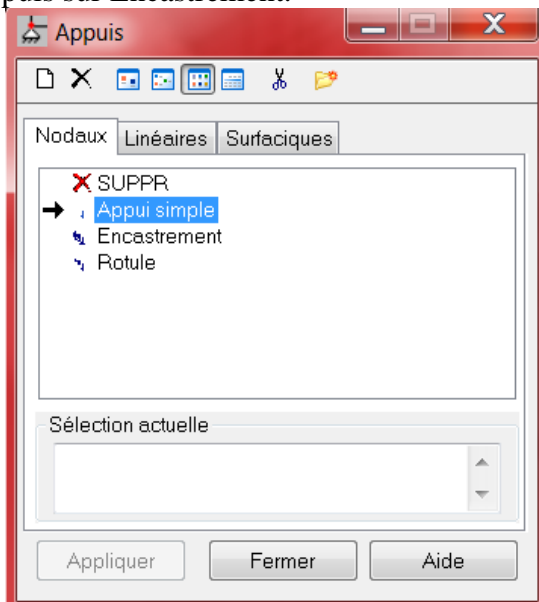


Figure 12 : *Définition des appuis.*

#### ✓ le choix de nœud maître et nœuds esclaves

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « *Structure* » puis « *caractéristiques additionnels* » puis « *liaisons rigides* » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « *nœuds maîtres* » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « *sélectionner les nœuds esclaves* » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

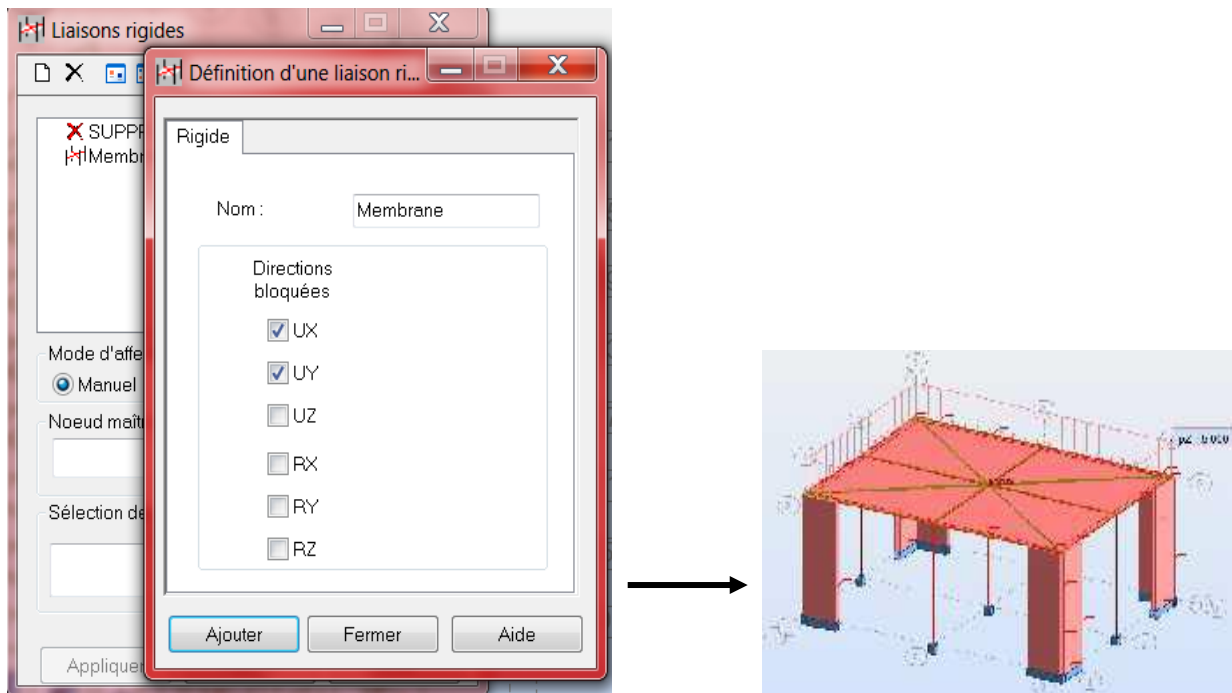


Figure 14 : *liaison rigide.*

#### ✓ Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ».

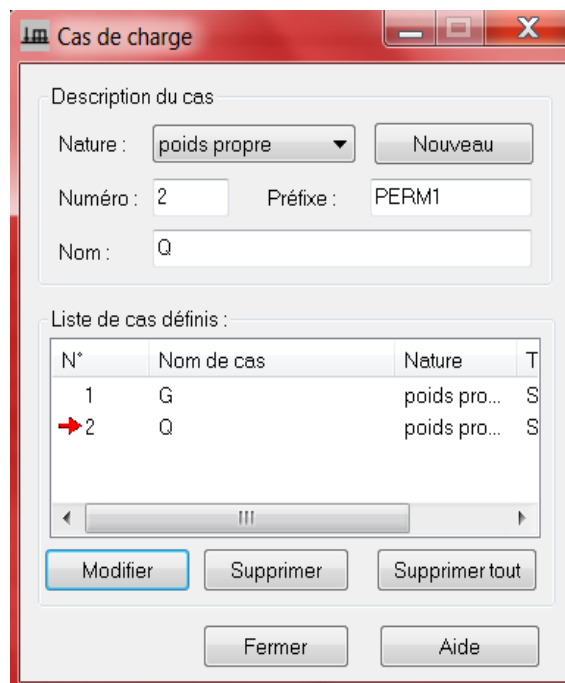


Figure 15 : *Définition des charges.*

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « **nouveau** ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

### ✓ Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente), Q (exploitation). Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

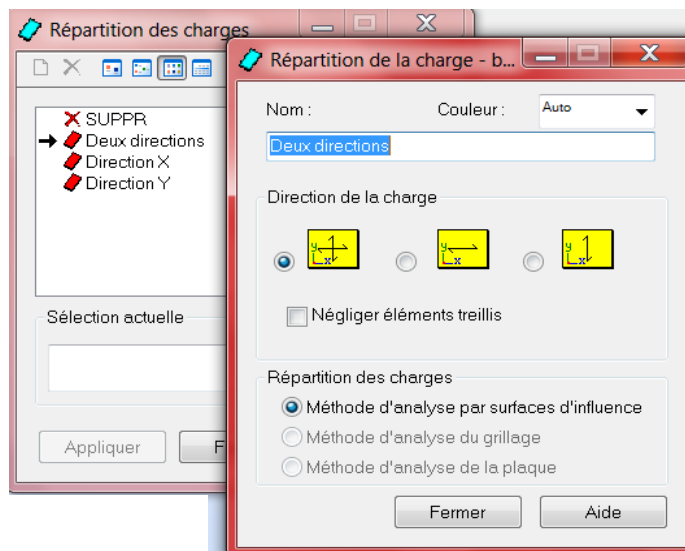


Figure 16 : Choix des bardages.

Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « **charge** » :

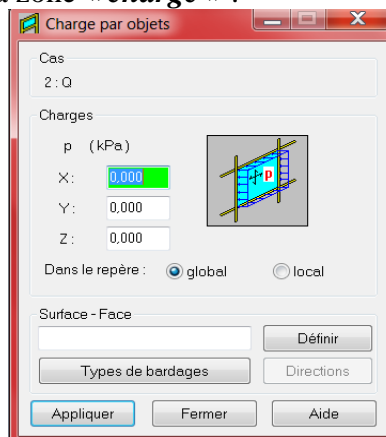
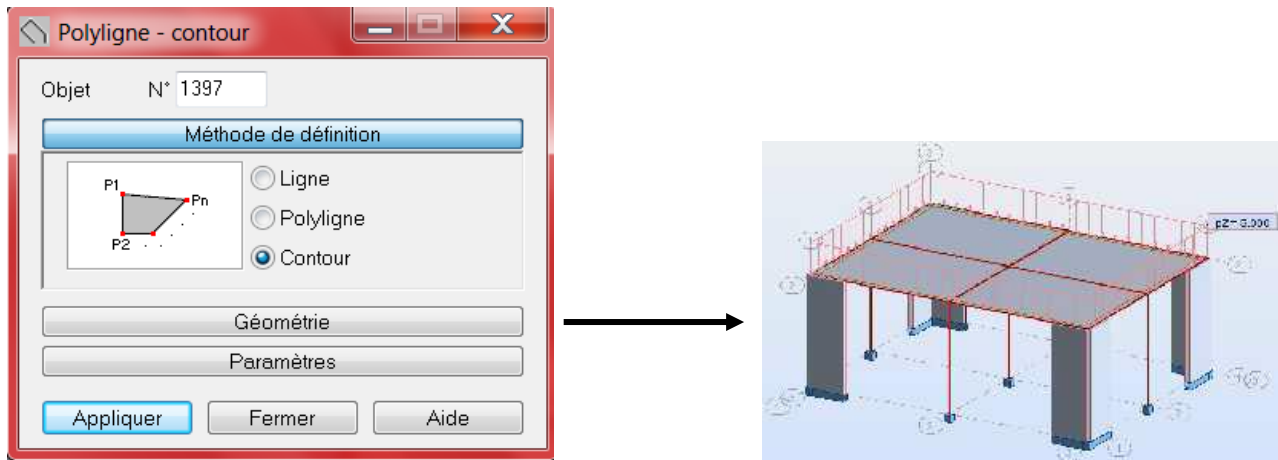


Figure 17 : Application des charges surfaciques.

Puis on clique sur « **Définir** » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.



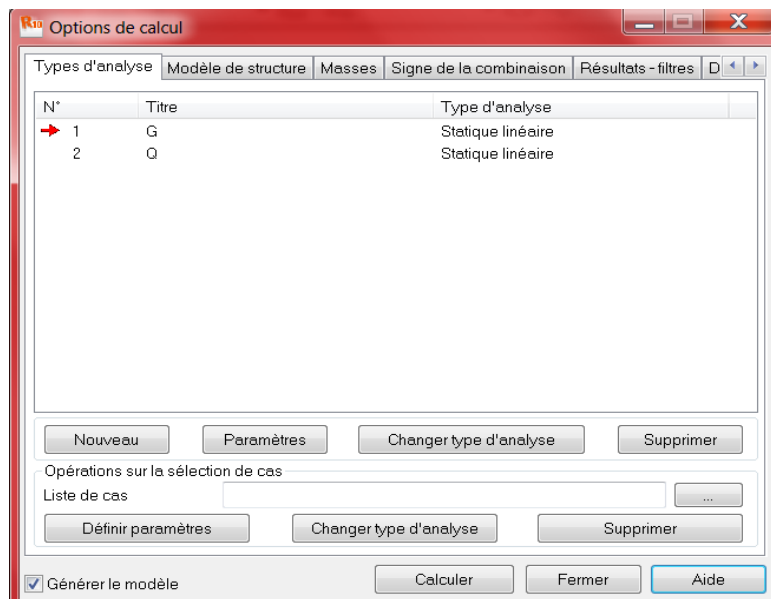
**Figure 18 : Application des charges surfaciques.**

#### ✓ Définition des options de calculs

(analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « *Analyse* », « *Type d'analyse* » ; on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (*modale et sismique*), modèle de la structure et la masse.

Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



**Figure 19 : Définition des charges dynamiques.**

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

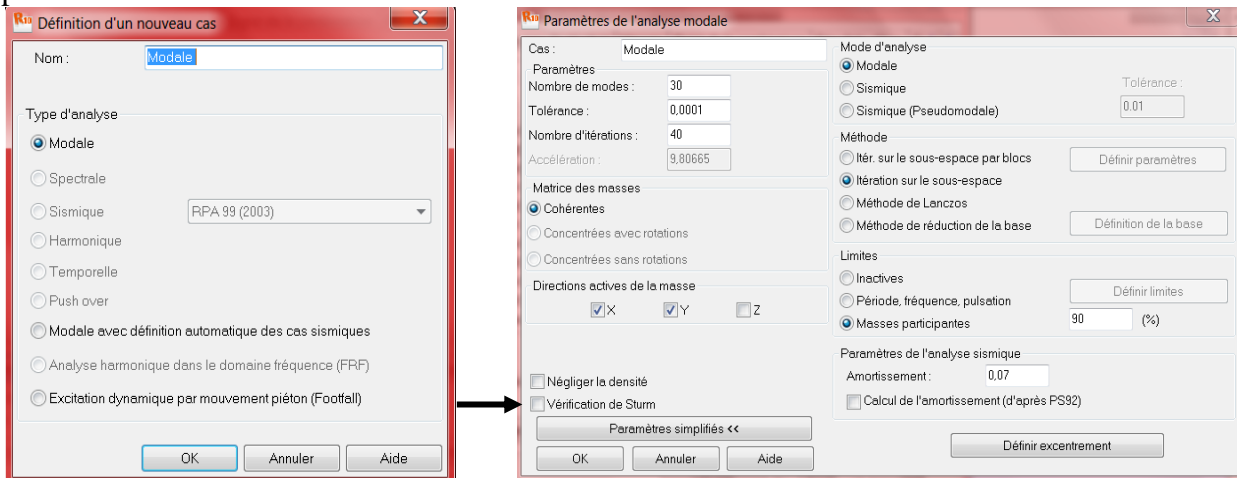


Figure 20 : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

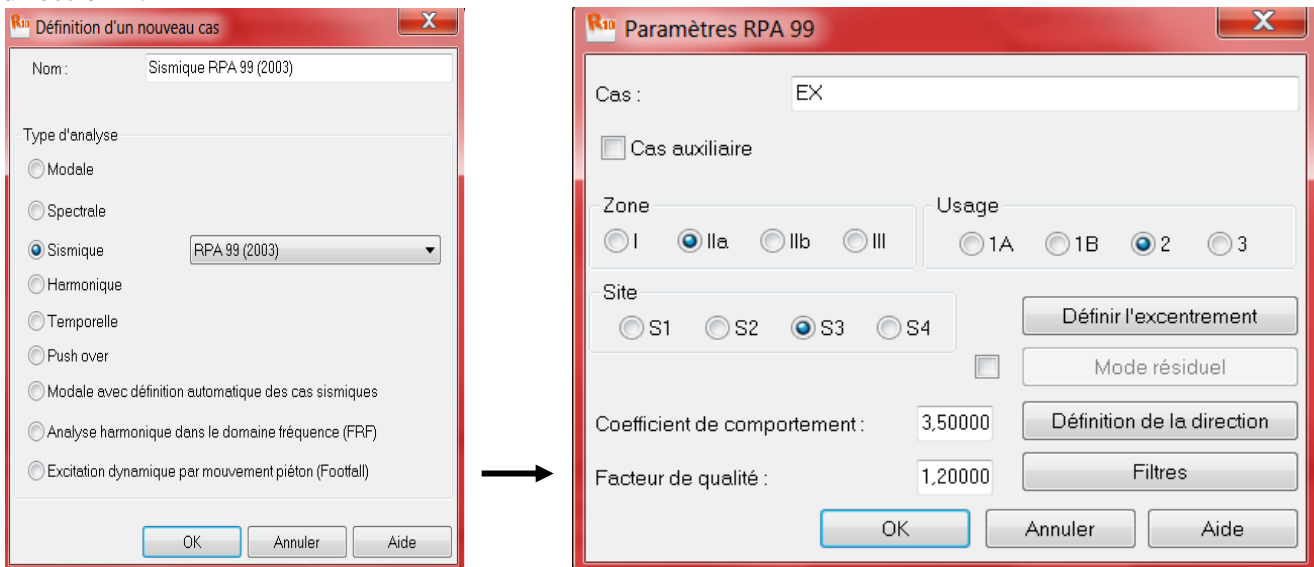

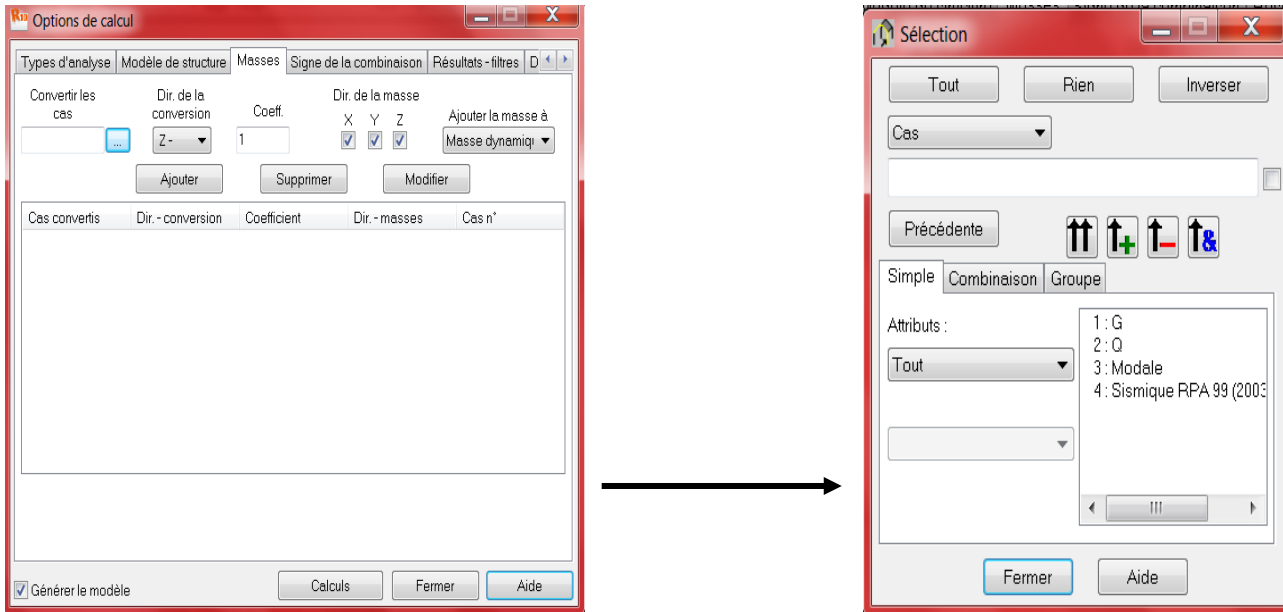


Figure 21 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « *masse* » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.



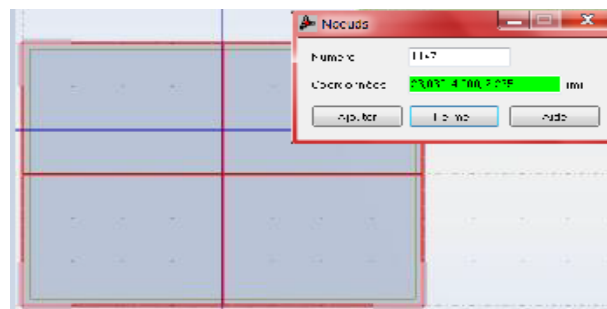
**Figure 22 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.**

#### ✓ Le nœud maître

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maître et pour se faire :

On définit d'abord ses coordonnées ( $X_m$  ;  $Y_m$ ) traduites par des lignes de constructions. Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on crée deux lignes perpendiculaires.

Dans le menu « **structure** » on click sur « **nœud** »  et on click à l'intersection de ces lignes de constructions.



**Figure 23 : Création du nœud maître.**

Dans le menu « **structure** », « **Caractéristiques additionnels** », « **Liaisons rigides** », on Click sur nouveau. On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case (nœud maître) et on click sur le nœud créé précédemment, on click dans la case (sélection des nœuds esclaves), on les sélectionne manuellement.

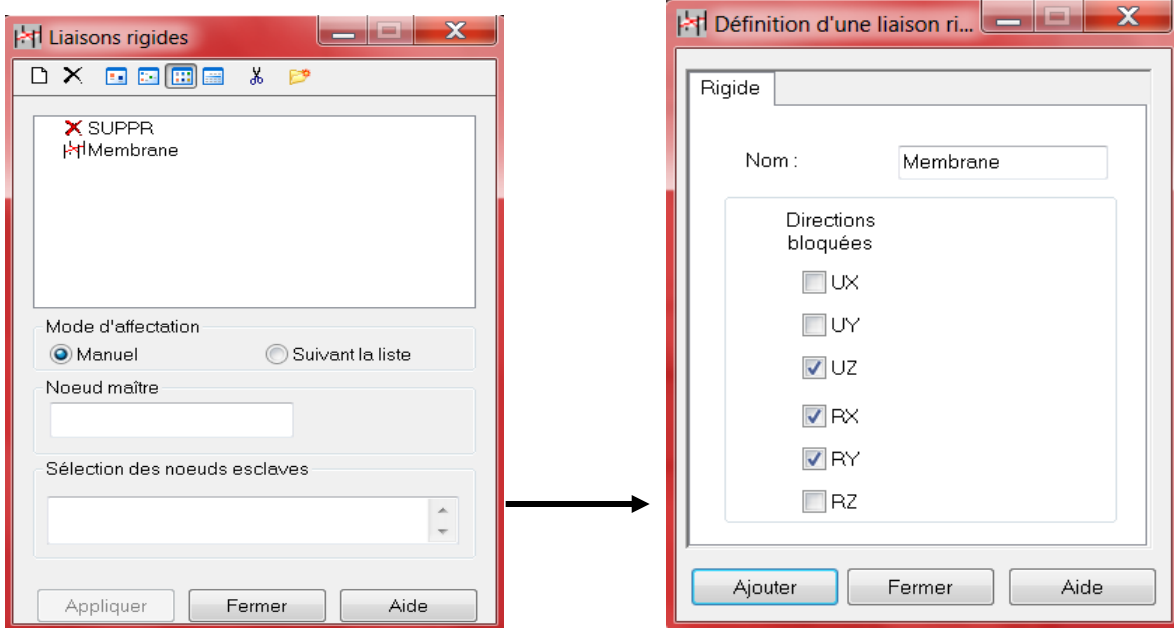


Figure 24 : Définir le nœud maître et les nœuds esclaves.

#### ✓ Les combinaisons d'actions

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

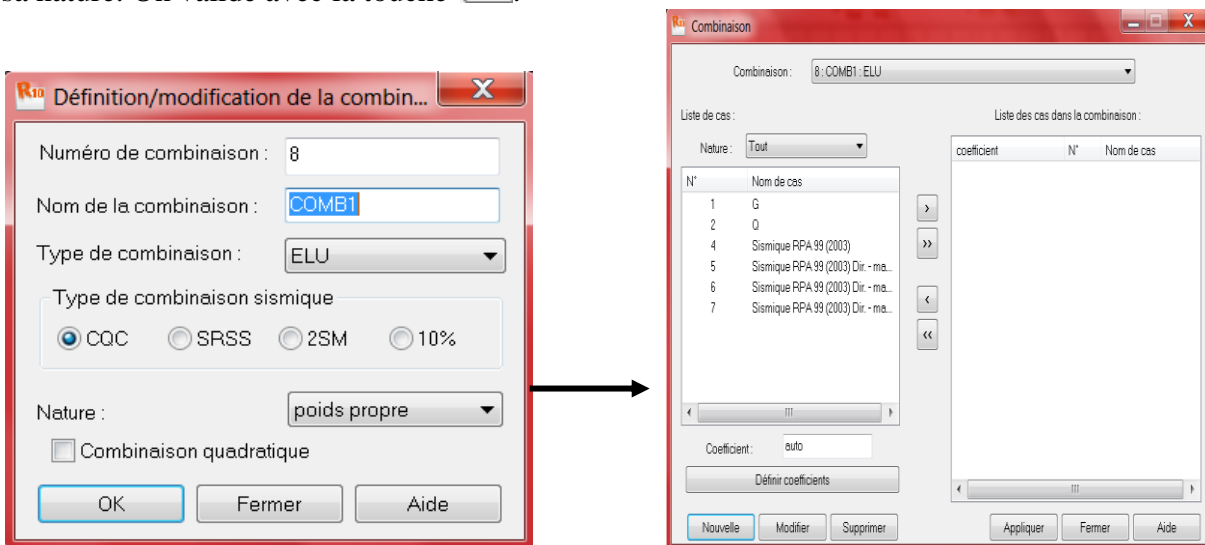


Figure 25: définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

### ✓ Vérification de la structure

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Figure 26 : vérification de la structure.

### ✓ Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

### ✓ Exploitation des résultats

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

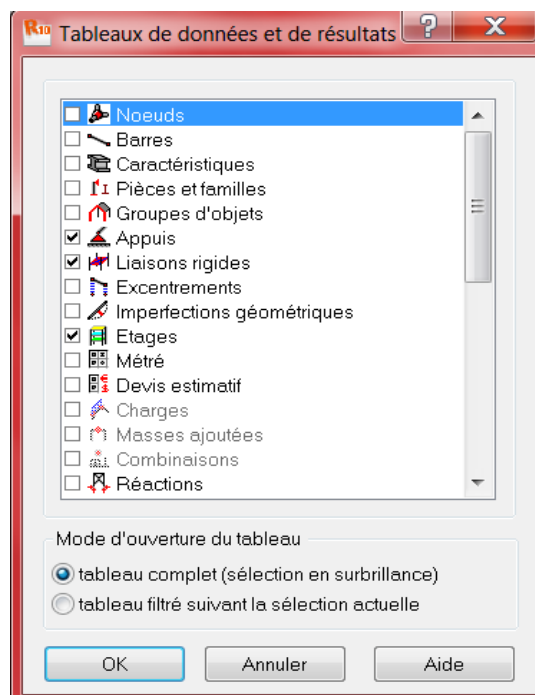


Figure 27 : Tableau de donnée et de résultats.

### V-5 Vérification des périodes

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (*mode propre*) ou bien dans le menu « *résultats* » « *avancé* » « *mode propre* », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Pour le BLOC A :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
18/ 1	1,958	0,511	65,284	0,001	#ind#	65,284	0,001	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 2	2,427	0,412	65,290	64,524	#ind#	0,006	64,523	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 3	2,691	0,372	65,350	66,597	#ind#	0,059	2,073	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 4	5,663	0,177	75,919	66,598	#ind#	10,569	0,000	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 5	6,870	0,146	75,921	76,377	#ind#	0,002	9,779	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 6	7,913	0,126	75,948	76,518	#ind#	0,027	0,141	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 7	10,244	0,098	78,482	76,518	#ind#	2,534	0,000	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 8	11,991	0,083	78,485	78,870	#ind#	0,004	2,352	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 9	12,046	0,083	86,175	78,890	#ind#	7,690	0,020	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0
18/ 10	14,384	0,070	86,205	78,922	#ind#	0,030	0,032	#ind#	1752719,606	1752719,60	0,0

Figure 28 : Tableau des résultats dynamique (BLOC A).

Pour le BLOC B :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	1,976	0,506	60,640	0,300	-1,#IO	60,640	0,300	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 2	2,618	0,382	61,351	40,839	-1,#IO	0,711	40,539	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 3	3,380	0,296	61,405	60,138	-1,#IO	0,053	19,299	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 4	5,818	0,172	71,167	60,142	-1,#IO	9,762	0,004	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 5	8,321	0,120	71,176	68,506	-1,#IO	0,009	8,364	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 6	9,917	0,101	71,255	70,762	-1,#IO	0,079	2,256	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 7	10,766	0,093	73,678	70,843	-1,#IO	2,423	0,081	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 8	13,271	0,075	85,707	70,913	-1,#IO	12,028	0,070	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 9	16,252	0,062	88,376	70,949	-1,#IO	2,669	0,036	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
5/ 10	16,468	0,061	88,485	73,246	-1,#IO	0,110	2,297	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0

Figure 29 : Tableau des résultats dynamique (BLOC B).

Pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur “extrêmes globaux”

Pour le BLOC A :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	26,214	0,511	91,816	91,796	#ind#	65,284	64,523	#ind#	1752719,60	1752719,60	0,0
Cas	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,958	0,038	65,284	0,001	#ind#	0,000	0,000	#ind#	1752719,60	1752719,60	0,0
Cas	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Mode	1	30	1	1	1	21	22	1	1	1	1

Pour le BLOC B :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	28,498	0,506	90,600	89,584	-1,#IO	60,640	40,539	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
Cas	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,976	0,035	60,640	0,300	-1,#IO	0,000	0,000	-1,#IO	2562922,242	2562908,805	0,0
Cas	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Mode	1	30	1	1	1	14	14	1	1	1	1

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (t) :**

**La période : (art4.2.4 /rpa99 version 2003 page 45) :**

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_t h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

- $h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\longrightarrow h_n = 26,01m$$

- $C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\longrightarrow$

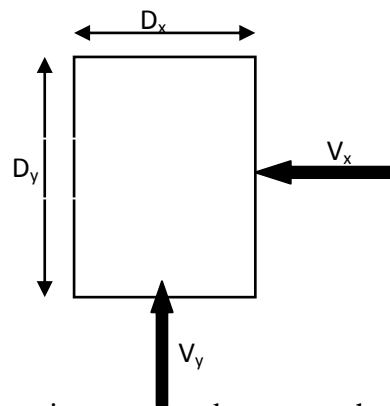
$$C_t = 0,05 \text{ D'où : } T = 0,05 \times 26,01^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0,575 \text{ sec}$$

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \longrightarrow \text{D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.}$$

$$\text{Pour le Bloc A : } \begin{cases} D_x = 12m \\ D_y = 16m \end{cases} \Rightarrow T = \min\{T_x; T_y\} = 0,58 \text{ sec}$$

$$\text{Pour le Bloc B : } \begin{cases} D_x = 15,2m \\ D_y = 16m \end{cases} \Rightarrow T = \min\{T_x; T_y\} = 0,58 \text{ sec}$$



Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\Rightarrow \text{Sens longitudinal : } \begin{cases} T_x^A = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{12}} = 0,67 \text{ sec} \\ T_x^B = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{15,2}} = 0,60 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3,0$$

$$\Rightarrow \text{Sens transversal : } \begin{cases} T_y^A = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{16}} = 0,58 \text{ sec} \\ T_y^B = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{16}} = 0,58 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_2 \leq T_y \leq 3,0$$

Les valeurs de T, calculées à partir de la méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (Art 4.2.4.b RPA 99/version 2003).

➤ **Sens longitudinal**

- **Bloc A** :  $T_x = \min\{0,575;0,67\} = 0,575 \text{ sec}$

Ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  $0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$ .

- **Bloc B** :  $T_y = \min\{0,575;0,6\} = 0,575 \text{ sec}$

Ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  $0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$ .

➤ **Sens transversal**

- **Bloc A** :  $T_y = \min\{0,575;0,58\} = 0,575 \text{ sec}$

Ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  $0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$ .

- **Bloc B** :  $T_x = \min\{0,575;0,58\} = 0,575 \text{ sec}$

Ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  $0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$ .

On doit vérifier :

**BLOC A :**

$$T = 0,511 \text{ sec} \leq T_f = 0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$$

**BLOC B :**

⇒ Condition vérifié.

$$T = 0,506 \text{ sec} \leq T_f = 0,575 \times 1,3 = 0,747 \text{ sec}$$

Avec :  $T_f$  : Période fondamentale imposée par le RPA.

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

### V-6 Vérification des déplacements des nœuds

On coche la case (*déplacement des nœuds*) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « *résultats* » « *déplacements* » et on aura les déplacements des nœuds de la structure.

Pour le BLOC A :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0,005	0,008	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>Noeud</b>	1725	570	334	1615	1674	591
<b>Cas</b>	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-0,037	-0,006	-0,123	-0,000	-0,000	-0,000
<b>Noeud</b>	1938	1682	9956	521	1983	1163
<b>Cas</b>	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
<b>Mode</b>						

Figure 30 : Affichage des déplacements extrêmes des nœuds (BLOC A).

Pour le BLOC B :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	5,499	3,254	0,304	0,002	0,004	0,002
<b>Noeud</b>	243	292	730	665	1636	162
<b>Cas</b>	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-5,511	-3,255	-0,379	-0,002	-0,004	-0,002
<b>Noeud</b>	243	292	745	755	1636	162
<b>Cas</b>	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

Figure 31 : Affichage des déplacements extrêmes des nœuds (BLOC B).

Les déplacements maximaux selon les directions X et Y sont donnés par les combinaisons G+Q+1.2Ex et G+Q-1.2Ex respectivement.

- **Vérification des déplacements (art 5.10 rpa99 modifié 2003)**

- Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA99 modifié 2003) :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Dans notre cas, la hauteur de l'étage est de 3.06m, donc le déplacement à ne pas dépasser est de 3.06cm.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est donné par la formule :

$$(\delta_k - \delta_{k-1}).$$

➤ Les déplacements de chaque niveau sont donnés par le tableau suivant :

➤ **Bloc A :**

niveaux	Déplacement des niveaux		Déplacement relatifs (NIV)		Hauteur de L'étage (cm)	Vérification $\Delta U.(R) < 1\%.h_{étage}$
	$U_x^{\max}$ (cm)	$U_y^{\max}$ (cm)	$\Delta U_x(R)cm$	$\Delta U_y(R)cm$		
7	0,055	0,081	0,003	0,015	306	Vérifiée
6	0,052	0,066	0,010	0,013	306	Vérifiée
5	0,042	0,053	0,003	0,006	306	Vérifiée
4	0,039	0,047	0,017	0,004	306	Vérifiée
3	0,022	0,043	0,008	0,003	306	Vérifiée
2	0,014	0,040	0,012	0,015	306	Vérifiée
1	0,002	0,025	0,001	0,023	306	Vérifiée
RDC	0,001	0,002	0,001	0,001	459	Vérifiée

➤ **Tableau 1: Vérification des déplacements**

➤ **Bloc B :**

niveaux	Déplacement des niveaux		Déplacement relatifs (NIV)		Hauteur de L'étage (cm)	Vérification $\Delta U.(R) < 1\%.h_{étage}$
	$U_x^{\max}$ (cm)	$U_y^{\max}$ (cm)	$\Delta U_x(R)cm$	$\Delta U_y(R)cm$		
7	4,58	2,71	0,73	0,38	306	Vérifiée
6	3,85	2,33	0,80	0,45	306	Vérifiée
5	3,05	1,88	0,72	0,85	306	Vérifiée
4	2,33	1,03	0,91	0,27	306	Vérifiée
3	1,42	0,76	0,805	0,29	306	Vérifiée
2	0,615	0,34	0,515	0,285	306	Vérifiée
1	0,10	0,055	0,001	0,005	306	Vérifiée
RDC	0,099	0,050	0,099	0,05	459	Vérifiée

➤ **Tableau 2: Vérification des déplacements**

Remarque :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_{K=R} \delta_{ek}$  (Art 4.43 du RPA99 version 2003)

Avec :

$\delta_{ek}$  : C'est le déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

**R**: Coefficient de comportement.

➤ **EXCENTRICITÉS : (ART 4.2.7 DU RPA99 VERSION 2003)**

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

➤ **LES EXCENTRICITÉS THÉORIQUES :**

Les excentricités théoriques (ex0; ey0) données par ROBOT sont affichées dans les tableaux suivant :

**Pour le BLOC A :**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	53411,122	4,243 3,409 3,05	4,500 2,794 3,05	659309,186	762674,029	1251501,984	0,257	0,615	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	41470,612	4,169 3,490 6,76	4,500 2,794 6,76	446819,894	553178,913	938444,699	0,331	0,696	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	68364,526	4,118 8,000 9,92	4,500 8,000 9,92	2355164,445	936027,914	3185604,912	0,382	0,000	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	68364,526	4,118 8,000 12,9	4,500 8,000 12,9	2355164,445	936027,914	3185604,912	0,382	0,000	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	68364,526	4,118 8,000 16,0	4,500 8,000 16,0	2355164,445	936027,914	3185604,912	0,382	0,000	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	62623,896	4,083 8,000 19,1	4,500 8,000 19,1	2163356,516	865956,575	2932706,108	0,417	0,000	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	62623,896	4,083 8,000 22,2	4,500 8,000 22,2	2163356,516	865956,575	2932706,108	0,417	0,000	0,0	0,0
1/ 8	Etage 8	62623,896	4,083 8,000 25,2	4,500 8,000 25,2	2163356,522	865956,575	2932706,115	0,417	0,000	0,0	0,0

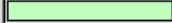







**Pour le BLOC B :**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	78697,721	5,560 3,235 2,8	6,095 1,515 2,8	881791,521	1779008,698	2388511,323	0,534	1,720	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	57459,696	5,718 3,149 6,6	6,099 1,693 6,6	567834,047	1228381,190	1708933,509	0,380	1,457	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	85204,574	6,447 7,246 9,7	6,884 7,647 9,7	3098689,920	1667195,825	4626703,842	0,437	0,400	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	85204,574	6,447 7,246 12	6,884 7,647 12	3098733,178	1667239,084	4626703,842	0,437	0,400	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	85204,574	6,447 7,246 15	6,884 7,647 15	3098776,437	1667282,342	4626703,842	0,437	0,400	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	78602,849	6,427 7,227 18	6,888 7,675 18	2885837,233	1554251,758	4307767,584	0,462	0,448	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	78602,849	6,427 7,227 22	6,888 7,675 22	2885880,491	1554295,017	4307767,585	0,462	0,448	0,0	0,0
1/ 8	Etage 8	72476,018	6,835 7,683 25	6,894 9,311 25	2677186,787	1387378,295	3944735,389	0,059	1,628	0,0	0,0

Tableau des excentricités théoriques.

➤ LES EXCENTRICITÉS ACCIDENTELLES (ex1, ey1) :

**Pour le BLOC A :**

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	17A28 180A183		10,380	9,450	0,519	0,472
2	Etage 2	30A41 199A209		10,380	9,450	0,519	0,472
3	Etage 3	42A90P3 96 99		10,380	18,900	0,519	0,945
4	Etage 4	43A91P3 97 100		10,380	18,900	0,519	0,945
5	Etage 5	44A92P3 98 101		10,380	18,900	0,519	0,945
6	Etage 6	105A162P3 296		10,380	18,900	0,519	0,945
7	Etage 7	106A163P3 322		10,380	18,900	0,519	0,945
8	Etage 8	107A164P3 348		10,380	18,900	0,519	0,945

**Pour le BLOC B :**

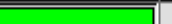







Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1 3A5 8A10 13		13,580	9,450	0,679	0,472
2	Etage 2	2 22 27A29 38		13,580	9,450	0,679	0,472
3	Etage 3	6 26 35 50A53		13,580	18,900	0,679	0,945
4	Etage 4	7 30 36 54A57		13,580	18,900	0,679	0,945
5	Etage 5	11 31 37 58A6		13,580	18,900	0,679	0,945
6	Etage 6	12 32 119A188		13,580	18,900	0,679	0,945
7	Etage 7	16 33 120A189		13,580	18,900	0,679	0,945
8	Etage 8	17 34 121A187		13,580	18,900	0,679	0,945

Tableau des excentricités accidentelles.

On doit vérifier que :

**Pour le BLOC A :**

$$e = \max \{0,05 \times l^{\max}; e_0\} \geq e_0$$

$$e_x = \max \{0,05 \times 10,38; 0,417\} = 0,519 > 0,417 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$e_y = \max \{0,05 \times 18,9; 0,615\} = 0,945 > 0,615 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour le BLOC B :

$$e = \max \{0,05 \times l^{\max}; e_0\} \geq e_0$$

$$e_x = \max \{0,05 \times 13,58; 0,534\} = 0,679 > 0,534 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$e_y = \max \{0,05 \times 18,9; 0,448\} = 0,945 > 0,448 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### V-7 Vérification de la flèche

Même opération que précédemment, en cochant (*flèche des barres*).

Pour le BLOC A :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0,001	0,004	0,004
Barre	235	32	365
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode			
<b>MIN</b>	-0,002	-0,004	-0,072
Barre	66	66	368
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode			

Figure 32 : Affichage des flèches (BLOC A).

Pour le BLOC B :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0,024	0,131	0,246
Barre	53	311	451
Cas	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode			
<b>MIN</b>	-0,025	-0,131	-0,246
Barre	53	311	451
Cas	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode			

Figure 33 : Affichage des flèches (BLOC B).

**V-8 Réactions d'appuis**

Même opération que précédemment en cochant (*réactions*).

Pour le BLOC A :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	37,212	21,615	8628,012	4,184	4,523	0,058
Noeud	91	870	87	870	2541	71
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						
<b>MIN</b>	-30,035	-45,380	-8951,884	-726,321	-4,043	-0,026
Noeud	71	91	71	91	2278	2278
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						

Figure 34 : Affichage des réactions d'appuis (BLOC A).

Pour le BLOC B :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1541,418	1256,083	13914,561	18603,891	20220,882	16372,863
Noeud	60	60	60	60	60	60
Cas	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	3 (C)	7	6	12 (C) (CQC)
Mode				CQC	CQC	
<b>MIN</b>	-1585,692	-1281,461	-682,327	-120271,282	-53687,024	-16423,521
Noeud	60	60	708	60	60	60
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	3 (C)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						

Figure 35 : Affichage des réactions d'appuis (BLOC B).

**V-9 Affichage des efforts internes dans les barres**

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche "*effort*".

Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un cliquer sur le bouton droit, on choisit "*filtre*" et on sélectionne les poteaux.

Pour le BLOC A :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	690,586	64,788	142,105	1,377	36,723	20,938
Barre	66	32	209	378	32	41
Noeud	61	61	61	70	61	70
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						
<b>MIN</b>	-225,828	-61,355	-210,816	-1,407	-50,462	-22,245
Barre	32	41	385	385	385	32
Noeud	61	70	61	61	61	61
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						

Figure 36 : Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux (BLOC A).

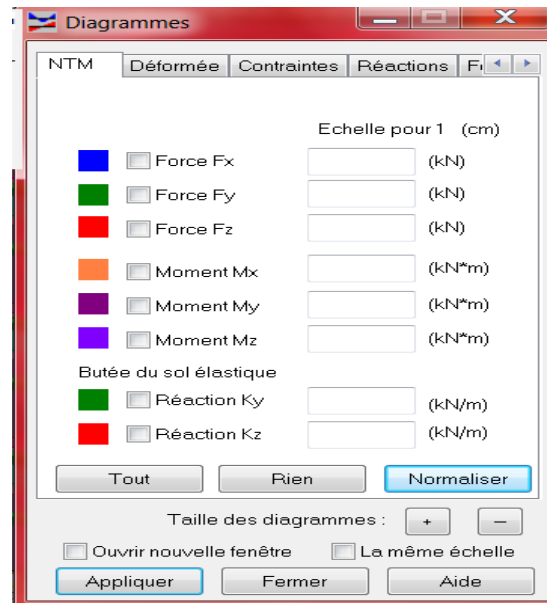
Pour le BLOC B :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1162,677	331,867	281,925	23,237	169,272	201,043
Barre	98	54	456	351	54	54
Noeud	75	80	143	84	80	80
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode						
<b>MIN</b>	-307,517	-337,800	-279,223	-23,471	-168,879	-197,778
Barre	53	54	456	344	54	57
Noeud	56	80	143	87	80	83
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						

Figure 37 : Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux (BLOC B).

### V-10 Diagramme des efforts dans barres

Dans le menu « *résultat* » on click sur « *diagramme* », on click sur la case « *Paramètre* » pour régler l'affichage des diagrammes.



Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (*effort normaux* FX; *efforts tranchant* FZ, FY; *moments* MY et MZ appliquer et fermer.

**Pour le BLOC A :**

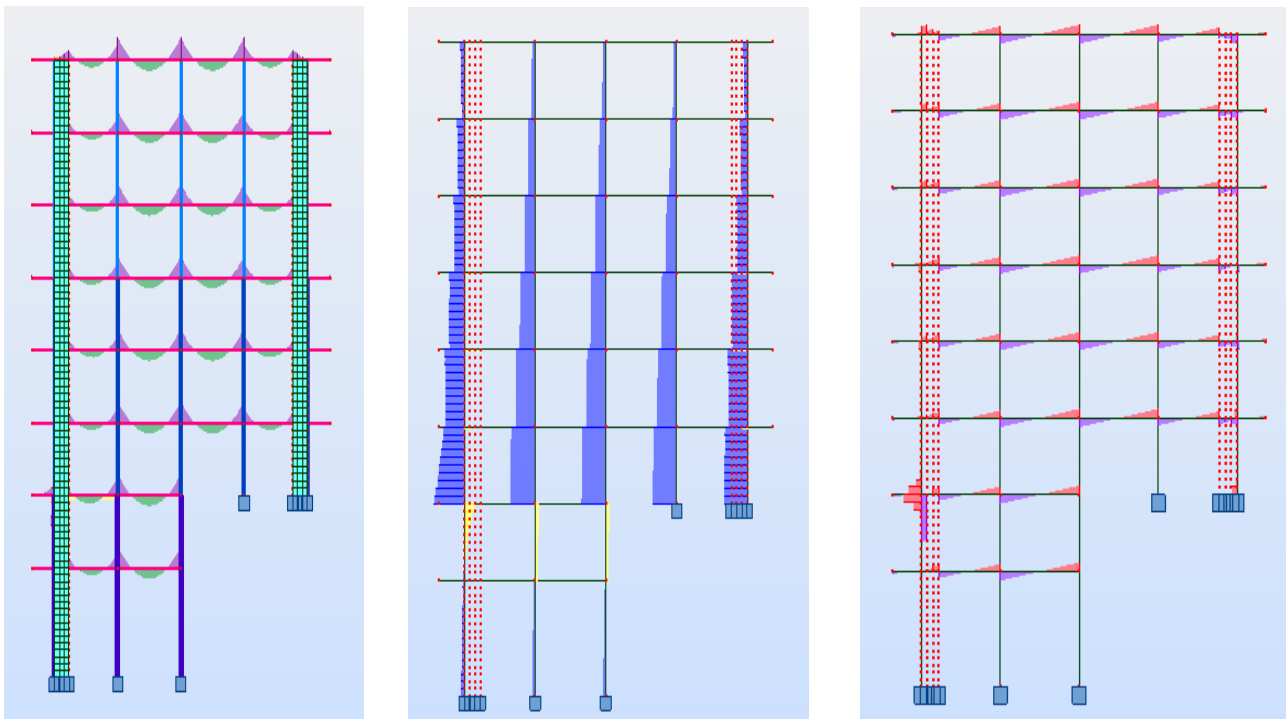


Figure 38 : les différents diagrammes des portiques (M, Net T) (BLOC A).

Pour le BLOC B :

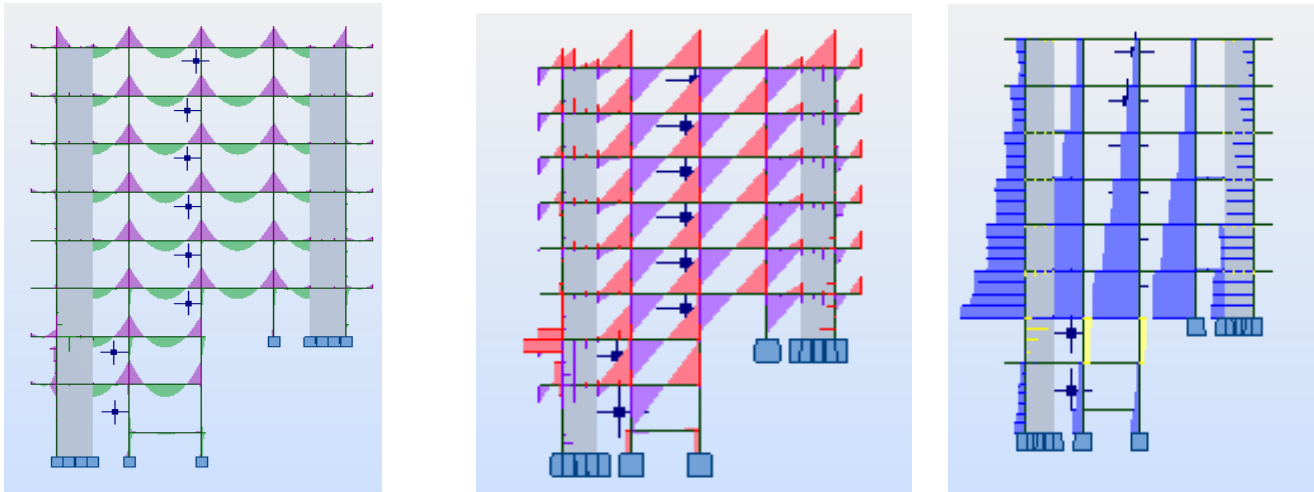


Figure 39 : les différents diagrammes des portiques (N, T et M) (BLOC B).

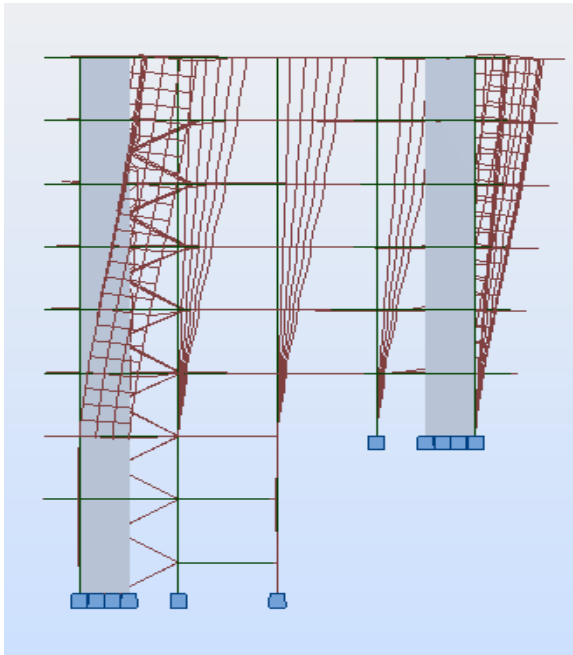
On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « déformée », puis sur « démarrer ».

Pour le BLOC A :

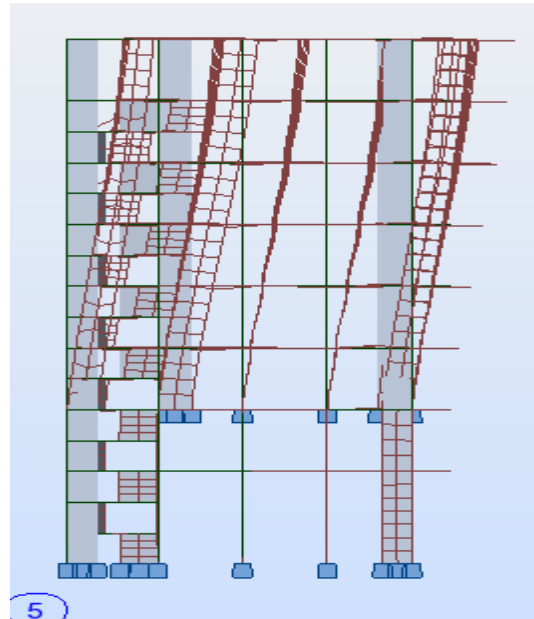


Figure 40 : déformée d'un portique (BLOC A).

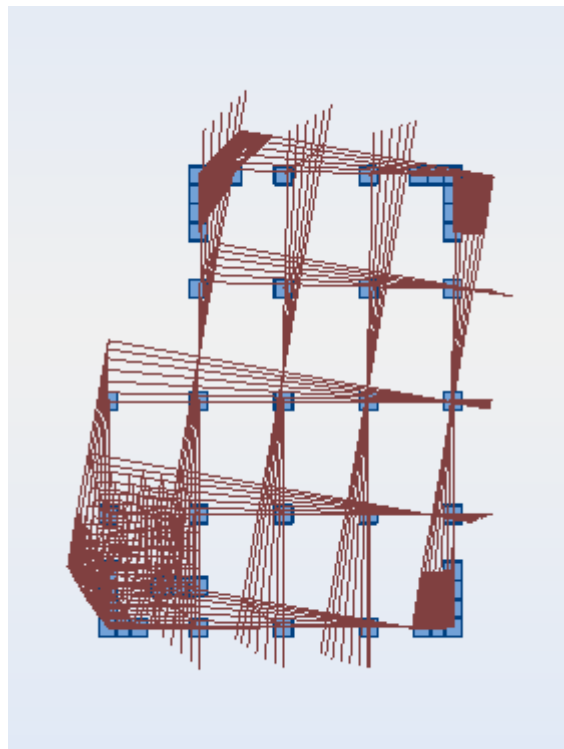
Pour le BLOC B :



TRANSLATION SELON Y



TRANSLATION SELON X



TORSION SELON Z

Figure 41 : déformée d'un portique (BLOC B).

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « *propriétés de l'objet* ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à EL.

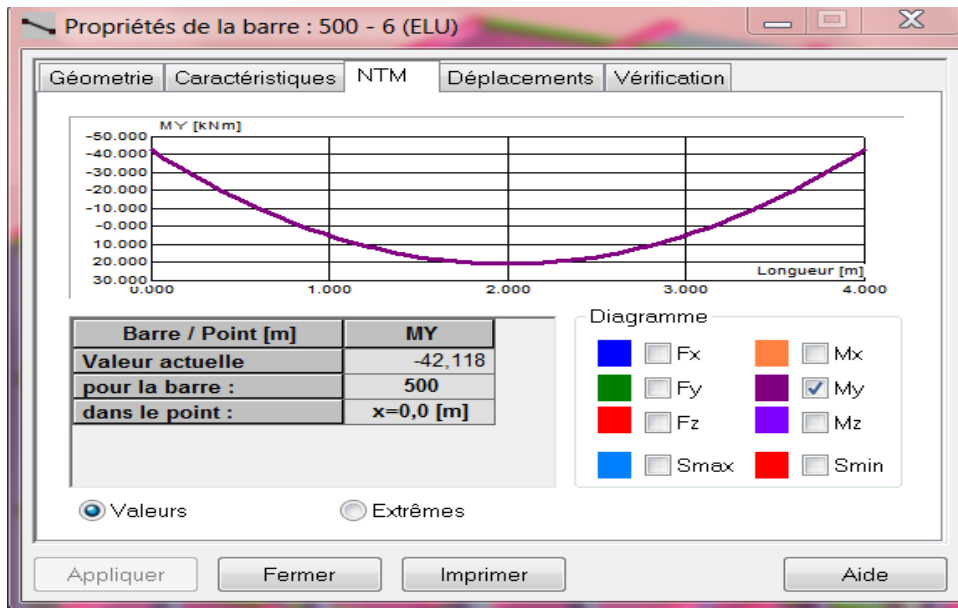


Figure 42 : Propriété d'une poutre (BLOC A OU B)

### V-11 Les efforts dans les voiles

Dans le menu « *résultats* » on click sur « *cartographie-panneaux* », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

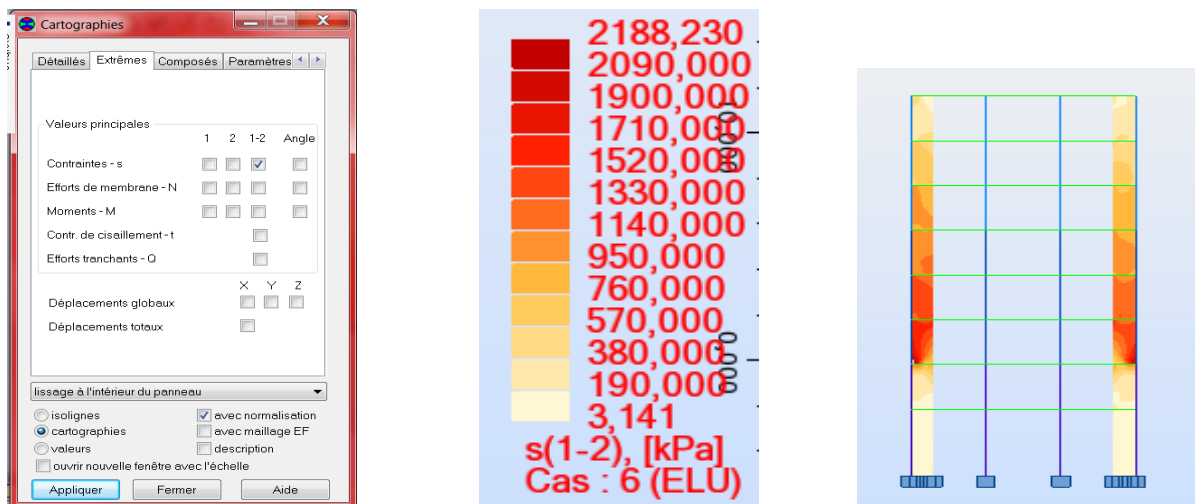


Figure 36 : Cartographie sur panneaux (BLOC A).

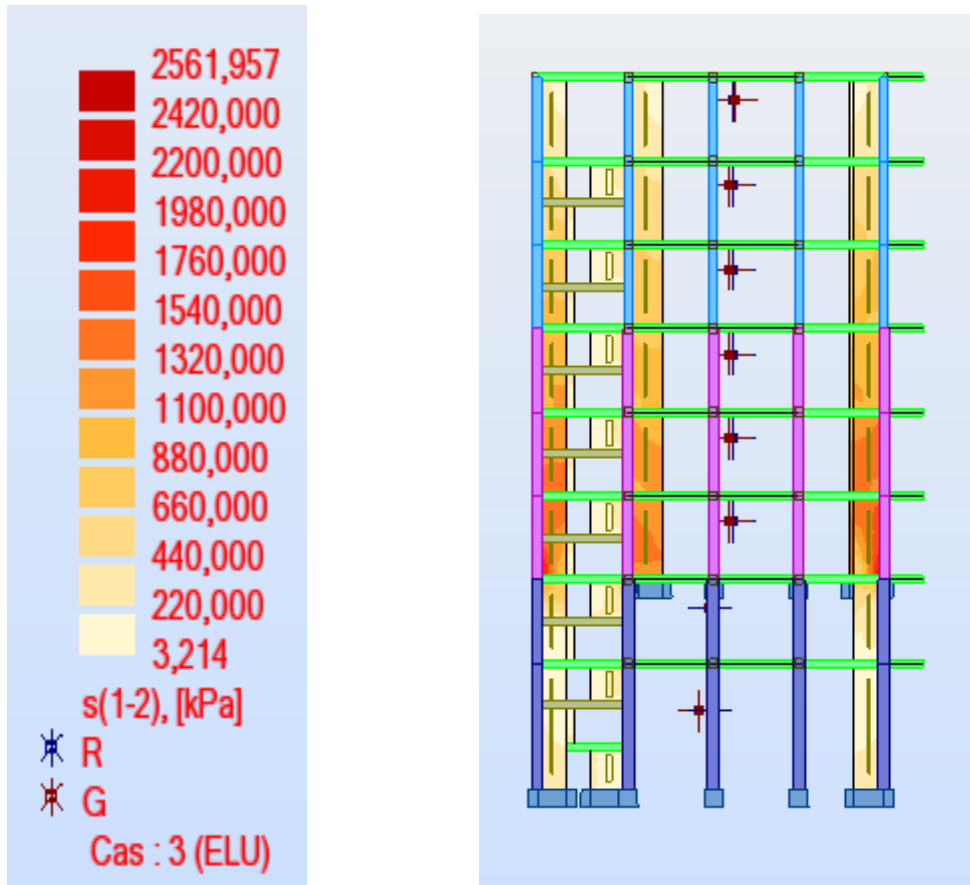


Figure 37 : Cartographie sur panneaux (BLOC B).

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « résultats », « coupes sur panneaux ».

#### V-12 Note de calcul

Dans le menu « analyse », « note de calcul » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Propriétés du projet: **bloc A**

Type de structure : Coque

**Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

X = 4.122 (m)

Y = 7.114 (m)

Z = 14.929 (m)

**Moments d'inertie centraux de la structure:**

I<sub>x</sub> = 39794224.281 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> = 30269009.255 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>z</sub> = 22132536.281 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 487846.999 (kg)

**Description de la structure :**

Nombre de noeuds:	4338
Nombre de barres:	428
Éléments finis linéiques:	1250
Éléments finis surfaciques:	3516
Éléments finis volumiques:	0

Nbre de degrés de liberté stat.: 25764  
 Cas: 17  
 Combinaisons: 12

**Liste de cas de charges/types de calculs :**

**Cas 1** : G

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 2** : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 4** : EX

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

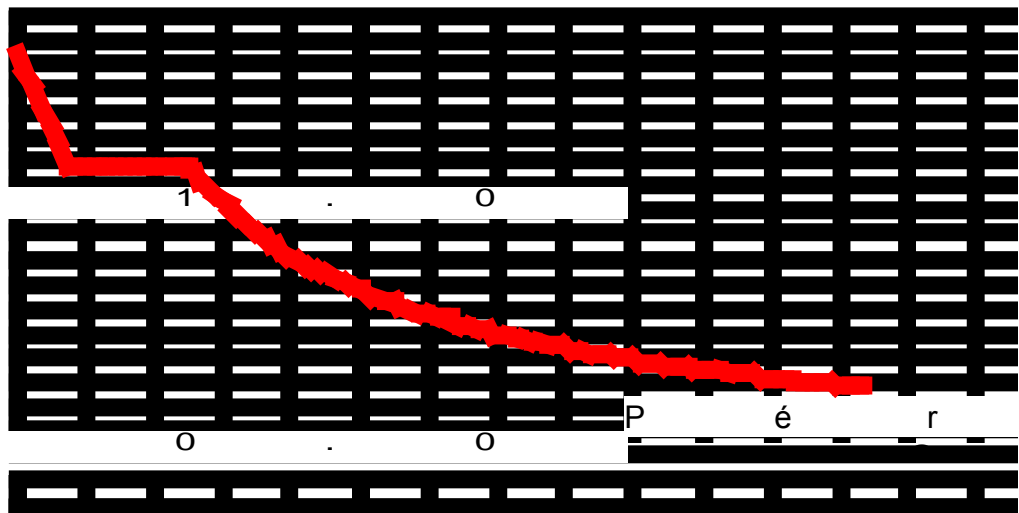
**Direction de l'excitation:**

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

A c c é o é r a  
 z . o

**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement : x = 0.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\alpha = [7/(2+\alpha)]^{0.5} = 0.700$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 5** : EY

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

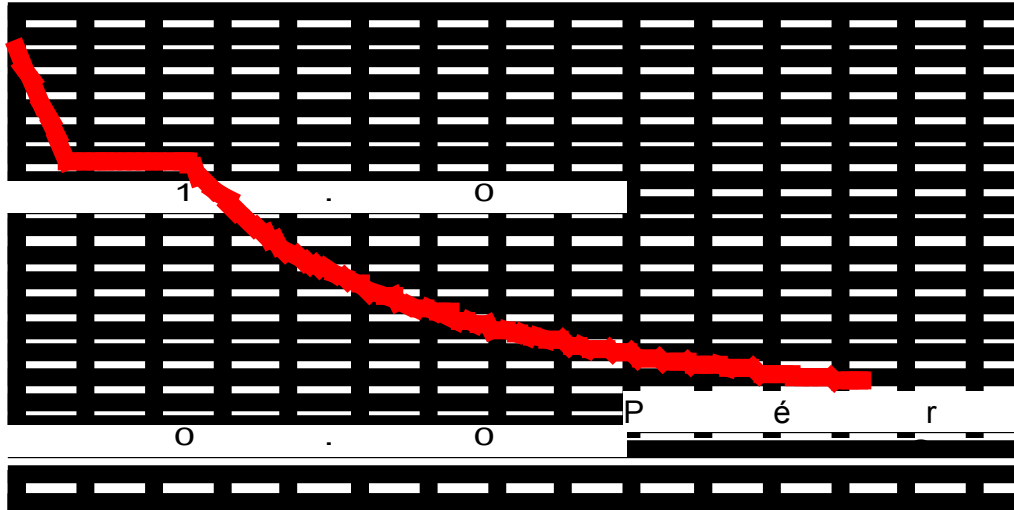
**Direction de l'excitation:**

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

A c 2 c é o è r a

**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement :  $\alpha = 0.00$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\beta = [7/(2+\alpha)]^{0.5} = 0.700$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150T<sub>2</sub> = 0.500**Cas 6** : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 7** : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 8** : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 9** : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 10** : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 11** : G+Q+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 12** : G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 13** : G+Q-1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 14** : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 15** : 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 16** : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 17** : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 18** : Modale

Type d'analyse: Modale

**Excentricité de masse**  $ex = 5.000 (\%)$   $ey = 5.000 (\%)$

**Données:**

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 30

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 90.000

Propriétés du projet: **Bloc B**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 6.308 (m)

Y = 6.406 (m)

Z = 14.370 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 51859714.269 (kg*m^2)$

$I_y = 43455826.135 (kg*m^2)$

$I_z = 32434520.938 (kg*m^2)$

Masse = 621452.853 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 6.615 (m)

Y = 6.627 (m)

Z = 14.370 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 108312992.770 (kg*m^2)$

$I_y = 73097509.686 (kg*m^2)$

$I_z = 118529482.990 (kg*m^2)$

Masse = 2562875.898 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 1222

Nombre de barres: 503

Eléments finis linéiques: 815

Eléments finis surfaciques: 793

Eléments finis volumiques: 0

Nbre de degrés de liberté stat.: 7020

Cas: 19

Combinaisons:

14

**Liste de cas de charges/types de calculs**

**Cas 1** : G

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 2** : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 3** : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 4** : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 5** : Modale

Type d'analyse: Modale

**Excentricité de masse**  $e_x = 5.000 (\%)$   $e_y = 5.000 (\%)$

**Données:**

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 30

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 90.000

**Cas 6** : EX

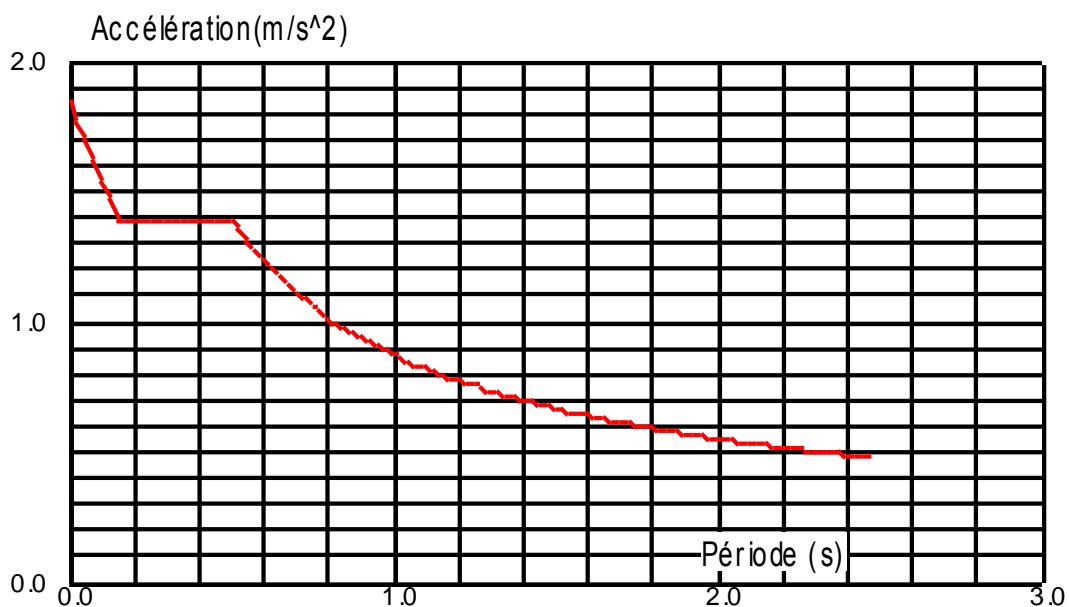
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement :  $x = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+x)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 7** : EY

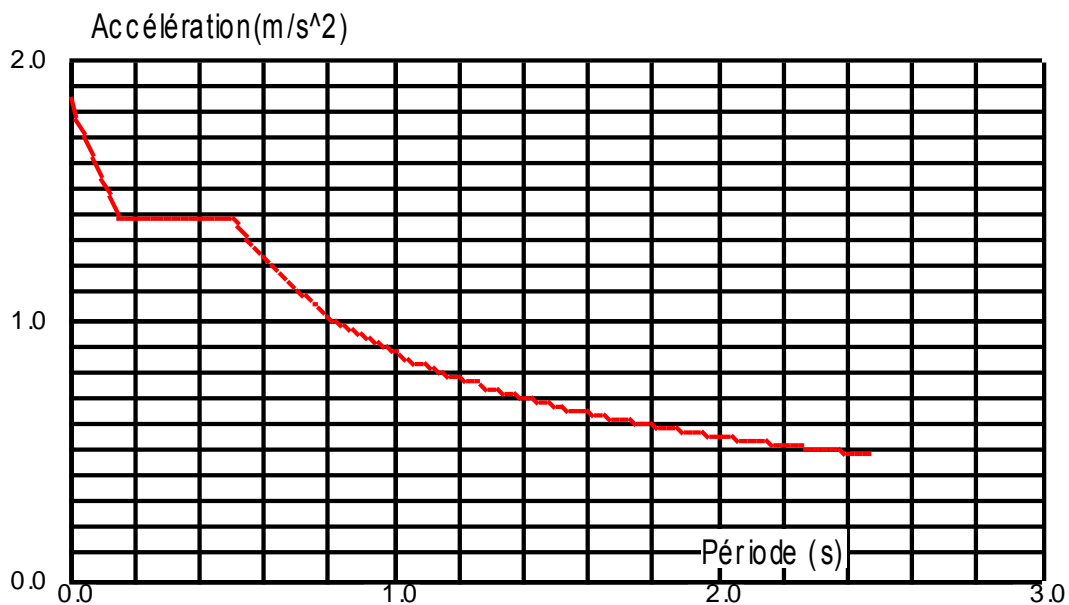
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement :  $x = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\eta)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 8** : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 9** : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 10** : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 11** : G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 12** : G+Q+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 13** : G+Q-1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 14** : G+Q+1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 15** : G+Q-1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 16** : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 17** : 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 18** : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 19** : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire.

### V-13- Caractéristiques de la structure

- Evaluation du poids de la structure :

Pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations, (Tableau 4.5 RPA 99 version 2003).

Eléments	Charge permanent G (KN/m <sup>2</sup> )	La charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	5,83	1.0
Plancher étage courant	5,50	1.5
Acrotère	1,712	1
Balcon	5,39	3.5
Escalier	/	2.5
Maçonnerie intérieure	1.3	/
Maçonnerie extérieure	2.44	/

Tableau 3: Charges permanentes et les charges d'exploitation

- **Remarque :**

Le poids propre des poutres, poteaux, dalles pleines et des voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel Robot dans la modélisation de la structure.

- **Evaluation des charges dynamiques :**

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, pour le calcul il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel Robot qui contient dans sa base de données le RPA 99 version 2003.

- **Les paramètres du spectre :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

**$\eta$**  : coefficient de correction d'amortissement.

**Q** : facteur de qualité.

**$T_1, T_2$**  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**R** : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

**$\zeta$**  : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas  $\zeta = 7\%$  (notre construction est contreventé par portiques).

$$\Rightarrow \eta = 1,83$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \Rightarrow \mathbf{A = 0.15} \\ \text{Groupe d'usage 2} \\ R = 5 \text{ mixte Portiques/voiles (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)} \\ T_2 \text{ et } T_1: \text{ période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau} \\ 4.7 \text{ (RPA99) Site : S3 (meuble)} \Rightarrow \mathbf{T_1 = 0,15 \text{ sec}} \quad \mathbf{T_2 = 0,50 \text{ sec}} \end{array} \right.$$

- DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

- CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

- Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage 2** : (bâtiments d'habitation collective, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient comportement** : mixte portiques /voiles avec interaction.
- **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
- **Site** : **S3** site meuble.
- **Facteur de qualité (Q)**: Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- **P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". La régularité en plan et en élévation.

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

- Régularité en plan et en élévation : Art 4.3.3 RPA 2003 :

Il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle  $\Rightarrow q_2 = q_3 = 0$

- Redondance en plan et conditions minimales sur les fils de contreventement :

Ces deux critères sont observés  $\Rightarrow q_1 = q_4 = 0$

- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères ne sont pas observés  $\Rightarrow q_5 = 0 \Rightarrow q_6 = 0,1$ .

Conclusion : Le facteur de qualité est égal à **1.15**  $\Rightarrow Q = 1 + (0,1 + 0,05) = 1,15$

Le calcul du centre de gravité se fera avec le logiciel Robot dont on trouve les Coordonnées suivantes dans le menu « Analyse »  $\rightarrow$  « note de calcul ».

**Pour le bloc A :**

$$X = 4,122(m)$$

$$Y = 7,114(m)$$

$$Z = 14,929(m)$$

**Pour le bloc B:**

$$X = 6,308(m)$$

$$Y = 6,406(m)$$

$$Z = 14,370(m)$$

- ✓ **Evaluation de la masse de la structure :**

- Facteur d'amplification dynamique moyen :

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale (T) :

$$\begin{cases} D_X = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ D_Y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 1,83 \left( \frac{0,5}{0,575} \right)^{\frac{2}{3}} = 4,17 \\ D_y = 2,5 \times 1,83 \left( \frac{0,5}{0,575} \right)^{\frac{2}{3}} = 4,17 \end{cases}$$

**Remarque :**

$$T_x = T_y = 0,575 \text{ sec (Pour les deux blocs )}.$$

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{12} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes

**W<sub>Qi</sub>** : la charge d'exploitation

**β** : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge, la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

$$\text{Bloc.A} \begin{cases} W_{Gi} = 10451,2 \text{ KN} \\ W_{Qi} = 2259,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Bloc.B} \begin{cases} W_{Gi} = 13651 \text{ KN} \\ W_{Qi} = 2693,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids total du bâtiment :  $W_A = 10451,2 + 0.2 (2259,5) = 10903,10 \text{ KN}$ .

$$W_B = 13651 + 0.2 (2693,68) = 14189,74 \text{ KN}.$$

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1].}$$

$$\text{Bloc.A} \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \cdot 4,17 \cdot 1.15}{5} 10903,10 = 1568,57 \text{ KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \cdot 4,17 \cdot 1.15}{5} 10903,10 = 1568,57 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Bloc..B} \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \cdot 4,17 \cdot 1.15}{5} 14189,74 = 2041,40 \text{ KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \cdot 4,17 \cdot 1.15}{5} 14189,74 = 2041,40 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que :

$$\mathbf{V \text{ dyn} > 80\% \cdot V_{st}}$$

**V dyn** : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel Robot.

**Pour le Bloc A :**  $V_x \text{ (dyn)} = 1341,39 \text{ KN}$                        $V_y \text{ (dyn)} = 1298,01 \text{ KN}$

**Pour le Bloc B :**  $V_x \text{ (dyn)} = 2160,39 \text{ KN}$                        $V_y \text{ (dyn)} = 1760,42 \text{ KN}$

D'où :

**Pour le Bloc A :**

$V_x \text{ (dyn)} = 1341,39 \text{ KN} > 80\% \cdot V_{st} = 1254,85 \text{ KN}$ .                       $\Rightarrow$                       Vérifiée.

$V_y \text{ (dyn)} = 1298,01 \text{ KN} > 80\% \cdot V_{st} = 1254,85 \text{ KN}$  .                       $\Rightarrow$                       Vérifiée.

**Pour le Bloc B :**

$V_x \text{ (dyn)} = 2160,39 \text{ KN} > 80\% \cdot V_{st} = 1633,12 \text{ KN}$ .                       $\Rightarrow$                       Vérifiée.

$V_y \text{ (dyn)} = 1760,42 \text{ KN} > 80\% \cdot V_{st} = 1633,12 \text{ KN}$ .                       $\Rightarrow$                       Vérifiée.

#### ✓ **Combinaisons de charge :**

Les sollicitations à prendre en considération sont imposées par le BAEL 91 et le RPA 99 ; qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

		COMBINAISONS
BAEL	ELU	1,35G+1,5Q
	ELS	G+Q
RPA99	ACC	0.8G+E
		G+Q+E

**Tableau .4 : Combinaisons d'actions.**

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Remarque :**

L'action du vent est négligeable devant celle du séisme, c'est pour qu'elle n'est pas prise en considération.

- **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

✓ **Les efforts internes dans les différents éléments**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

**a) Dans les poutres**

- Les efforts dans les poutres principales :

- **Pour Bloc A**

Poutres. P	Efforts		Eléments	Combinaison	
Travée	Moments	$M_U$	50,462	385	ELU
		$M_S$	36,601	385	ELS
Appuis	Moments	$M_{SUP}$	-129,91	473	0.8G+ $\bar{E}$
		$M_{INF}$	30,25	473	G+Q+ $\bar{E}$

**Pour Bloc B :**

Poutres. P	Efforts		Eléments	Combinaison	
Travée	Moments	$M_U$	72,611	880	ELU
		$M_S$	18,25	880	ELS
Appuis	Moments	$M_{SUP}$	25,413	1574	ELU
		$M_{INF}$	-50,826	1574	ELU

**Tableau5 : Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres principales (Bloc A et Bloc B).**

• Les efforts dans les poutres secondaires

• **Pour le bloc A :**

Poutres. S	Efforts		Eléments	Combinaison	
Travée	Moments	$M_U$	9,067	365	ELU
		$M_S$	-21,986	209	ELS
Appuis	Moments	$M_{SUP}$	-30,306	209	G+Q+EY
		$M_{INF}$	26,581	365	G+Q-EY

• **Pour le bloc B :**

Poutres. S	Efforts		Eléments	Combinaison	
Travée	Moments	$M_U$	32,943	529	ELU
		$M_S$	14,87	529	ELS
Appuis	Moments	$M_{SUP}$	-24,988	913	G+Q+EY
		$M_{INF}$	13,382	1114	G+Q-EY

**Tableau .6: Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres secondaires (Bloc A et Bloc B).**

b) Dans les poteaux :  
Bloc A

Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN.m)		Elément /nœud	Les combinaisons
	N <sub>MAX</sub>	N <sub>MIN</sub>	M <sub>COR</sub>	M <sub>MAX</sub>		
30X40	N <sub>MAX</sub>	107,24	M <sub>COR</sub>	3,667	164	G+Q+EX
	N <sub>MIN</sub>	-10,572	M <sub>COR</sub>	-2,947	153	0.8 G -EX
	N <sub>COR</sub>	49,336	M <sub>MAX</sub>	4,363	187	G+Q+EY
35X45	N <sub>MAX</sub>	253,04	M <sub>COR</sub>	2,171	162	G+Q+EY
	N <sub>MIN</sub>	22,925	M <sub>COR</sub>	-3,954	105	0.8 G -EY
	N <sub>COR</sub>	213,62	M <sub>MAX</sub>	3,960	153	0.8 G+EY
40X50	N <sub>MAX</sub>	690,58	M <sub>COR</sub>	15,204	66	G+Q+EY
	N <sub>MIN</sub>	49,011	M <sub>COR</sub>	-25,991	66	G+Q-EY
	N <sub>COR</sub>	591,18	M <sub>MAX</sub>	-25,991	66	G+Q+EY

Bloc B :

Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN.m)		Elément /nœud	Les combinaisons
	N <sub>MAX</sub>	N <sub>MIN</sub>	M <sub>COR</sub>	M <sub>MAX</sub>		
30X40	N <sub>MAX</sub>	743,12	M <sub>COR</sub>	104,08	1664	G+Q-Ex
	N <sub>MIN</sub>	-121,93	M <sub>COR</sub>	7,17	1664	G+Q+Ey
	N <sub>COR</sub>	332,02	M <sub>MAX</sub>	127,28	1544	G+Q-Ey
35X45	N <sub>MAX</sub>	1055,20	M <sub>COR</sub>	74,570	2171	G+Q-Ex
	N <sub>MIN</sub>	-302,00	M <sub>COR</sub>	-48,50	2171	G+Q+Ey
	N <sub>COR</sub>	353,93	M <sub>MAX</sub>	167,82	1921	0.8G -Ey
40X50	N <sub>MAX</sub>	1180,03	M <sub>COR</sub>	50,11	1506	G+Q-Ex
	N <sub>MIN</sub>	-498,71	M <sub>COR</sub>	38,66	1509	G+Q+Ey
	N <sub>COR</sub>	523,42	M <sub>MAX</sub>	69,07	1506	0.8G -Ey

Tableau7 : Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poteaux.

c) Dans les voiles :

Bloc A :

- VL3

Niveau	Efforts		Combinaison
5, 6,7 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	171,47	G+Q-Ex
	T (KN)	224,16	G+Q+Ey
	M (KN.M)	276,00	G+Q-Ey
2, 3,4 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	281,53	G+Q-Ex
	T (KN)	313,70	G+Q+Ey
	M (KN.M)	396,27	0.8G -Ey
RDC, et 1 <sup>er</sup> étage.	N (KN)	321,40	G+Q-Ex
	T (KN)	456,88	G+Q+Ey
	M (KN.M)	441,14	0.8G -Ey

Bloc B :

- VL1

Niveau	Efforts		Combinaison
5, 6,7 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	210,35	G+Q-Ex
	T (KN)	410	G+Q+Ey
	M (KN.M)	358,56	G+Q-Ey
2, 3,4 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	293,61	G+Q-Ex
	T (KN)	537	G+Q+Ey
	M (KN.M)	421,13	0.8G -Ey
RDC, et 1 <sup>er</sup> étage.	N (KN)	355,30	G+Q-Ex
	T (KN)	545	G+Q+Ey
	M (KN.M)	522,78	0.8G -Ey

- Transversaux : VL2

Niveau	Efforts		Combinaison
5, 6, 7 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	160,02	G+Q-Ey
	T (KN)	290,15	G+Q+Ex
	M (KN.M)	120,42	G+Q+Ex
2, 3, 4 <sup>ème</sup> étages.	N (KN)	290,63	G+Q-Ey
	T (KN)	360,20	G+Q+Ex
	M (KN.M)	283,50	G+Q+Ex
RDC, et 1 <sup>er</sup> étage.	N (KN)	347,2	G+Q-Ey
	T (KN)	406,39	G+Q+Ex
	M (KN.M)	319,2	0.8G -Ex

**VI-1-Ferrailage des poutres****VI-1-1- Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en fonction des efforts calculés par **ROBOT**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

$$1,35G + 1,5Q : \text{à l'ELU}$$

$$G + Q : \text{à l'ELS}$$

$$G + Q \pm Ex : \text{RPA 99 révisé en 2003.}$$

$$0,8G \pm Ey : \text{RPA 99 révisé en 2003.}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple avec un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

**VI-1-2- Ferrailage des poutres :**

Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{MPa} \Rightarrow \text{avec : } \gamma_b = 1,5.$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera

$$\text{donnée par la formule : } Ast = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit : calcul de  $M_L = \mu_c b d^2 f_{bu} \Rightarrow \Delta M = M_u - M_L$

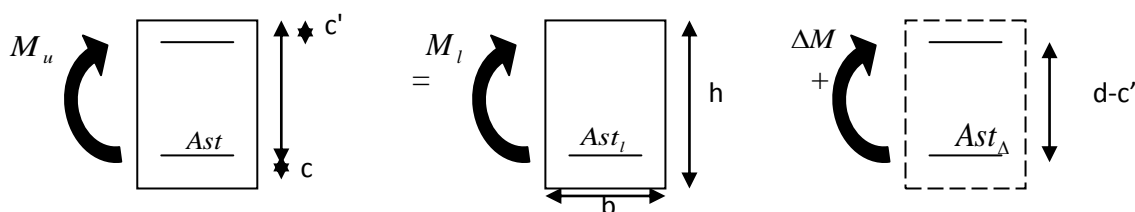
Avec :  $M_u$  : Moment sollicitant.

$M_L$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$Ast = \frac{M_L}{\beta_L d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad (\text{En traction})$$

$$Asc = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad (\text{En compression}) \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



**Fig. 1 : schéma de calcul en flexion simple.**

## ➤ Poutres principale

## Poutres sans voiles :

Etages	$M_u$ KN.m	Combi- naisons	$\mu$	$\beta$	obs.	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Section D'armature	$A_s$ adopté	
7	$M^{travée}$	21,684	ELU	0,050	0,974	SSA	2,00	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-43,368	ELU	0,100	0,947	SSA	4,11	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
6	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
5	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
4	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
3	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
2	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
1	$M^{travée}$	22,313	ELU	0,051	0,974	SSA	2,06	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-44,626	ELU	0,103	0,946	SSA	4,24	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
RDC	$M^{travée}$	25,413	ELU	0,058	0,970	SSA	2,35	5,25	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-50,826	ELU	0,117	0,938	SSA	4,87	5,25	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01

Tableau 1 : Ferrailage des poutres principales sans voiles à l'ELU.

## Poutres sous voiles

Etages	$M_u$ KN.m	Combi- naisons	$\mu$	$\beta$	obs.	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Section D'armature	$A_s$ adopté	
7	$M^{travée}$	54,487	G+Q-E <sub>X</sub>	0,125	0,933	SSA	5,25	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 45,027	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,103	0,945	SSA	4,28	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
6	$M^{travée}$	65,085	G+Q-E <sub>X</sub>	0,150	0,919	SSA	6,37	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 58,268	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,134	0,928	SSA	5,64	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
5	$M^{travée}$	72,499	G+Q-E <sub>X</sub>	0,167	0,908	SSA	7,17	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01

	$M^{appuis}$	- 66,515	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,153	0,917	SSA	6,52	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
4	$M^{travée}$	72,611	G+Q-E <sub>X</sub>	0,167	0,908	SSA	7,18	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 71,668	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,165	0,909	SSA	7,08	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
3	$M^{travée}$	69,967	G+Q-E <sub>X</sub>	0,161	0,912	SSA	6,89	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 67,452	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,155	0,915	SSA	6,62	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
2	$M^{travée}$	50,989	G+Q-E <sub>X</sub>	0,117	0,938	SSA	4,89	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 56,580	0,8G+E <sub>Y</sub>	0,130	0,930	SSA	5,47	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
1	$M^{travée}$	37,204	G+Q-E <sub>X</sub>	0,085	0,955	SSA	3,50	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 53,866	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,124	0,934	SSA	5,18	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
RDC	$M^{travée}$	5,417	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,012	0,994	SSA	0,49	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01
	$M^{appuis}$	- 10,378	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,024	0,988	SSA	0,94	2,625	3HA14+3HA12 Filante + chap	8,01

Tableau 2 : Ferrailage des poutres principales sous voiles à l'ELU.

## ➤ Poutres secondaires

## Poutres sans voiles

Etages		$M_u$ KN.m	Combi- naisons	$\mu$	$\beta$	obs.	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Section D'armature	$A_s$ adopté
7	$M^{travée}$	1,083	ELU	0,004	0,998	SSA	0,12	3,75	3HA12	3,39
	$M^{appuis}$	-2,436	ELU	0,009	0,995	SSA	0,26	3,75	3HA12	3,39
6	$M^{travée}$	9,372	G+Q-E <sub>X</sub>	0,036	0,982	SSA	1,02	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-15,001	G+Q+E <sub>X</sub>	0,058	0,970	SSA	1,65	3,75	3HA12	3,39
5	$M^{travée}$	11,285	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,044	0,978	SSA	1,23	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-20,852	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,081	0,958	SSA	2,32	3,75	3HA14	4,62
4	$M^{travée}$	13,055	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,051	0,974	SSA	1,43	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-23,980	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,093	0,951	SSA	2,68	3,75	3HA14	4,62
3	$M^{travée}$	13,364	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,052	0,973	SSA	1,46	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-24,607	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,095	0,950	SSA	2,76	3,75	3HA14	4,62
2	$M^{travée}$	13,382	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,052	0,973	SSA	1,46	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-24,988	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,097	0,949	SSA	2,80	3,75	3HA14	4,62
1	$M^{travée}$	11,983	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,046	0,976	SSA	1,31	3,75	3HA12	3,39
	$M^{appuis}$	-22,539	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,087	0,954	SSA	2,52	3,75	3HA12	3,39
RDC	$M^{travée}$	11,313	ELU	0,034	0,978	SSA	1,23	3,75	3HA12	3,39
	$M^{appuis}$	-20,707	ELU	0,080	0,958	SSA	2,30	3,75	3HA12	3,39

Tableau 3 : Ferrailage des poutres secondaires sans voiles à l'ELU.

## Poutres sous voiles :

Etages	$M_u$ KN.m	Combi- naisons	$\mu$	$\beta$	obs.	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Section D'armature	$A_s$ adopté	
7	$M^{travée}$	26,072	G+Q-E <sub>X</sub>	0,101	0,947	SSA	2,93	3,75	3HA12	3,39
	$M^{appuis}$	-49,289	0,8G+E <sub>X</sub>	0,191	0,893	SSA	5,88	3,75	3HA12+3HA12	6,78
6	$M^{travée}$	32,943	G+Q-E <sub>X</sub>	0,128	0,932	SSA	3,77	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-63,758	0,8G+E <sub>X</sub>	0,246	0,856	SSA	7,91	3,75	3HA12+3HA14	8,01
5	$M^{travée}$	27,329	G+Q-E <sub>X</sub>	0,106	0,944	SSA	3,08	3,75	3HA14	4,62
	$M^{appuis}$	-79,877	0,8G+E <sub>X</sub>	0,309	0,809	SSA	10,52	3,75	3HA14+3HA16	10,65
4	$M^{travée}$	80,001	G+Q-E <sub>X</sub>	0,310	0,808	SSA	10,54	3,75	3HA14+3HA16	10,65
	$M^{appuis}$	-79,647	0,8G+E <sub>X</sub>	0,308	0,809	SSA	10,48	3,75	3HA14+3HA16	10,65
3	$M^{travée}$	74,775	G+Q-E <sub>X</sub>	0,290	0,824	SSA	9,66	3,75	3HA14+3HA16	10,65
	$M^{appuis}$	-80,148	0,8G+E <sub>X</sub>	0,310	0,808	SSA	10,56	3,75	3HA14+3HA16	10,65
2	$M^{travée}$	74,950	G+Q-E <sub>X</sub>	0,290	0,824	SSA	9,69	3,75	3HA14+3HA16	10,65
	$M^{appuis}$	-75,076	G+Q+E <sub>X</sub>	0,291	0,823	SSA	9,71	3,75	3HA14+3HA16	10,65
1	$M^{travée}$	45,621	G+Q-E <sub>X</sub>	0,177	0,902	SSA	5,39	3,75	3HA12+3HA12	6,78
	$M^{appuis}$	-26,549	G+Q+E <sub>X</sub>	0,103	0,946	SSA	2,99	3,75	3HA12	3,39
RDC	$M^{travée}$	2,116	G+Q-E <sub>Y</sub>	0,008	0,996	SSA	0,23	3,75	3HA12	3,39
	$M^{appuis}$	-3,651	G+Q+E <sub>Y</sub>	0,014	0,993	SSA	0,39	3,75	3HA12	3,39

Tableau 4 : Ferrailage des poutres secondaires sous voiles.

## VI-1-3-Les recommandations du RPA 2003

## 1-Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) \text{ En toute section.}$$

- ✓ Poutres principales  $(30 \times 35)cm^2 \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25cm^2$

- ✓ Poutres secondaires  $(25 \times 30)cm^2 \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75cm^2$

- ✓ **Pourcentage total maximum :**

$$A_{max} = 4\%(b \times h) \text{ En zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \text{ En zone de recouvrement.}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{max} = 0,04 \times (30 \times 35) = 42cm^2 \text{ (En zone courante.)}$$

$$A_{max} = 0,06 \times (30 \times 35) = 63cm^2 \text{ (En zone de recouvrement.)}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 0,04 \times (25 \times 30) = 30cm^2 \text{ (En zone courante.)}$$

$$A_{max} = 0,06 \times (25 \times 30) = 45cm^2 \text{ (En zone de recouvrement.)}$$

- **longueur minimal de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est  $40\phi \Rightarrow$  en zone II.

## 2- Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \text{ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

**Avec :**

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

## VI-1-4) Vérifications à l'ELU

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (35x30) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

### 1- Sans voiles :

$$\text{Appuis : } A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{travée : } A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

### 2-Sous voiles :

$$\text{Appuis : } A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{travée : } A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

### 1) Sans voiles :

$$\text{Appuis : } A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{travée : } A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

**2) Sous voiles :**

Appuis :  $A_s = 10,65\text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$

travée :  $A_s = 10,65\text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{vérifiée.}$

✓ **justification de l'effort tranchant : (BAEL 91.art a.5.1) :**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max a l'ELU.

- **Poutres secondaires :**  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{83,36 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 1,23\text{MPa}$
- **Poutres principales :**  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{118,03 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 1,23\text{MPa}$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321) :**

Lorsqu'au droit d'un appui:  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ ; On doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui,

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :  $\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$

**D'où :**  $A_s \geq \left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$

**Poutres principales :**  $\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \left( 118,03 - \frac{72,611}{0,9 \times 0,32} \right) = -134,09 < 0$

**Poutres secondaires :**  $\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \left( 83,36 - \frac{32,943}{0,9 \times 0,27} \right) = -52,20 < 0$

$\Rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales :**  $T_u = 118,03\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576\text{KN}$
- **Poutres secondaires :**  $T_u = 83,36\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,27 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 405\text{KN}$

✓ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\overline{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{avec } \psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} < \overline{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \sum U : \text{Périmètre utiles des aciers.}$$

**Poutres secondaires :**  $\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{83,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,2198} = 1,56 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Vérifiée.....donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$$

**Poutres principales :**  $\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{118,03 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,1319} = 3,10 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Vérifiée.....donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$$

**Conclusion :** la contrainte d'adhérence est vérifiée

**Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

**Pour les  $T_{12}$  :**  $l_s = 42,33 \text{cm}$

**Pour les  $T_{14}$  :**  $l_s = 49,38 \text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $l_a = 0,4l_s \Rightarrow$  **Pour les aciers HA.**

$$l_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{cm} \Rightarrow \text{pour } \phi 12$$

$$l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{cm} \Rightarrow \text{pour } \phi 14$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1,2; 3) \Rightarrow \text{Où } \phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

On choisira un cadre et un étrier soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$

✓ **Calcul des espacements :**

**Poutres principales : (30x35)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) \Rightarrow \text{soit : } S_t = 8\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } S'_t = 12\text{cm}$$

**Poutres secondaires : (25x30)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) \Rightarrow \text{soit : } S_t = 5\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } S'_t = 10\text{cm}$$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.

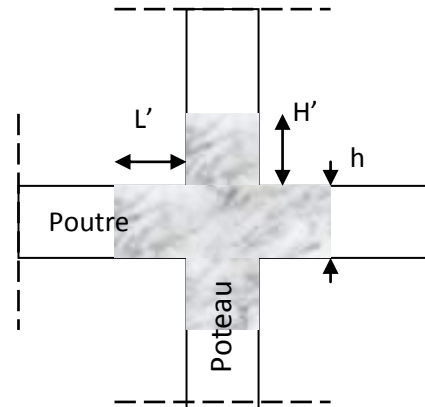


Fig.2 : délimitation de la zone nodale.

**On aura :**  $H' = \max \{45,16;40;50;60\} = 60cm$   
 $L' = 2h = 2 \times 35 = 70cm$  : **Poutres principales.**  
 $L' = 2h = 2 \times 30 = 60cm$  : **Poutres secondaires.**  
 $\Rightarrow$  Soit **10 cadres espacés de 7 cm. (PP)**  
**10 cadres espacés de 6 cm (PS)**

✓ **Armatures transversale minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_T^{\min} = 0,003 \times S_l \times b = 0,003 \times 12 \times 30 = 1,08cm^2$$

$A_t > A_T^{\min}$  ..... **Vérifiée.**

**VI-1-5) Vérification a L'ELS :**

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

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

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$  (A : armatures adoptées à L'ELU)

**On calcul :**  $\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**1-Poutres principales:**

Niveaux	Moment	M <sub>s</sub> KN.m	A <sub>s</sub> adoptee	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs.
7	M <sup>travée</sup>	15,83	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	121,81	4,63	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-31,66	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	142,14	6,11	15	
6	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
5	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
4	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
3	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
2	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
1	M <sup>travée</sup>	16,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	124,51	4,73	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-32,36	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	145,28	6,24	15	
RDC	M <sup>travée</sup>	18,25	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	140,43	5,33	15	vérifiée
	M <sup>appuis</sup>	-36,50	8,01	0,834	0,869	23,17	0,043	163,86	7,04	15	

**Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée et aux appuis à l'ELS.**

## 2- Poutres secondaires :

Niveaux	Moment	M <sub>s</sub> KN.m	A <sub>s</sub> adoptee	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs.
7	M <sub>travée</sub>	0,79	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	7,20	0,27	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-1,70	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	15,50	0,59	15	
6	M <sub>travée</sub>	3,44	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	31,37	1,19	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-8,35	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	76,15	2,89	15	
5	M <sub>travée</sub>	3,25	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	29,64	1,12	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-8,05	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	73,42	2,79	15	
4	M <sub>travée</sub>	3,18	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	29,00	1,10	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-8,36	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	76,24	2,89	15	
3	M <sub>travée</sub>	5,58	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	50,89	1,93	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-11,16	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	101,78	3,86	15	
2	M <sub>travée</sub>	5,59	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	50,98	1,93	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-11,67	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	106,43	4,04	15	
1	M <sub>travée</sub>	4,88	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	44,50	1,69	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-12,29	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	112,08	4,26	15	
RDC	M <sub>travée</sub>	8,12	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	74,05	2,81	15	vérifiée
	M <sub>appuis</sub>	-14,87	4,62	0,684	0,879	26,32	0,038	135,61	5,15	15	

Tableau 6 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée et aux appuis à l'ELS.

## ✓ Etat limite de déformation du béton :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

**Sens principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 > 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > \frac{72,499}{10 \times 86} = 0,084$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 32} = 0,0083 (\text{appuis}) < 0,0105 \dots \text{vérifié}$$

$$\Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 (\text{travée}) < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

**Sens secondaire :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{320} = 0,0937 > 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$3) \text{sans, voile} \Rightarrow \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62 (\text{appuis, et, travée})}{25 \times 27} = 0,0068 < 0,0105 \dots \text{vérifié}$$

$$\Rightarrow \text{sous, voile} \frac{10,65 (\text{appuis, et, travée})}{25 \times 27} = 0,0157 > 0,0105 \dots \text{non, vérifiée}$$

**Conclusion**

Vu que la condition (2) dans les poutres secondaires n'est pas vérifiée, alors on doit passer par la vérification de la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

- On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99(A.6.5.2)**

*Sens secondaire :*

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,2}{500} = 0,0064m$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87MPa$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au **CDG** de la section (n=15).

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} \Rightarrow \text{Pourcentage d'armatures}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{dA\beta_1} = 135,61MPa$$

✓ **Poutres secondaire :**

$M_s$ KN.m	$E_v$ MPa	$L$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ cm <sup>4</sup>	$I_{fv}$ cm <sup>4</sup>	$f$ (mm)
14,87	10818,87	320	Sans Voile	4,62	0,684	0,0122	88369,2	48549,6	2,89
			Sous voile	10,65	1,577	0,0053		0,995	48595,7

**Tableau de vérification de la flèche dans les poutres secondaire.**

**Conclusion :** Nous avons trouvés que :

$$f = 2,89m < \bar{f} = 6,4m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI-2 -Ferrailage des poteaux****VI-2-1- Introduction**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- ✓  $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  à l'ELU.
- ✓  $G + Q \Rightarrow$  à l'ELS.
- ✓  $G + Q \pm E \Rightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- ✓  $0,8G \pm E \Rightarrow$  RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).

**VI-2-2-recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003****1- armatures longitudinales**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
  - Le pourcentage minimal d'armatures est de:  $0,8\% \times b \times h(\text{zoneII})$

**Poteaux** (40 × 50):  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 50 = 16\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (35 × 45):  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 45 = 12,6\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (30 × 40):  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 40 = 9,6\text{cm}^2$ .

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de :  $6\% \times b \times h(\text{zoneII})$

**Poteaux** (40 × 50):  $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 50 = 120\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (35 × 45):  $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (30 × 40):  $A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ .

- Le pourcentage maximal en zone de courante est de :  $4\% \times b \times h(\text{zoneII})$

**Poteaux** (40 × 50):  $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 50 = 80\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (35 × 45):  $A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2$ .

**Poteaux** (30 × 40):  $A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$ .

- ✓ Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- ✓ La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 40\phi_L^{\min}$  en **zone II**
- ✓ La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones

nodales.

### 2- Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max}$$

- $\phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.
- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :  
 $S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$  (BAEL 91 Art 8.1.3)

**Avec :**

**a :** est la petite dimension transversale des poteaux.

**D'après le RPA99 révisée 2003 :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} \text{ En zone courante.}$$

**Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

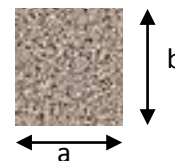
$h_t$  : Hauteur total de la section.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$A_t$  : Armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant. il est pris égale à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$



Avec :

$\lambda_g$  : Élancement géométrique.

➤ Calcul de l'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right\}$$

**Avec :**

**a** et **b** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**L<sub>f</sub>** : Longueur du flambement.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  Interpoler entre les valeurs précédentes.

### VI-2-3- Exposé de la méthode de calcul

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

#### 1-Calcul des armatures a L'ELU

La section est partiellement comprimé si N et M vérifier la relation :

$$Y = (d - c')N_u - M_f \leq X = \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

#### 1-1-section partiellement comprimée (SPC)

**1-1-1- calcul de centre de pression :**  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

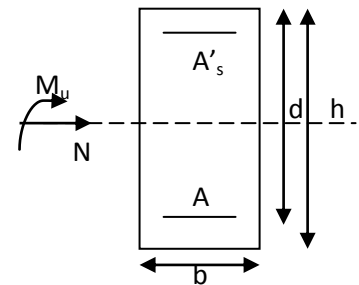
Dans ce cas il faut vérifier en plus l'intégralité suivante :

$$Y = (d - c')N_u - M_f \leq X = \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

**Avec :**

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

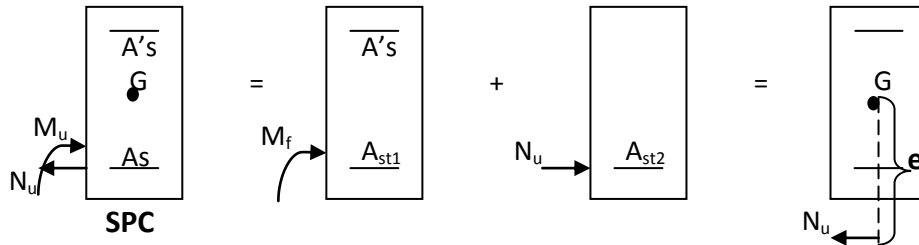


$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle.

$N_u$  : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

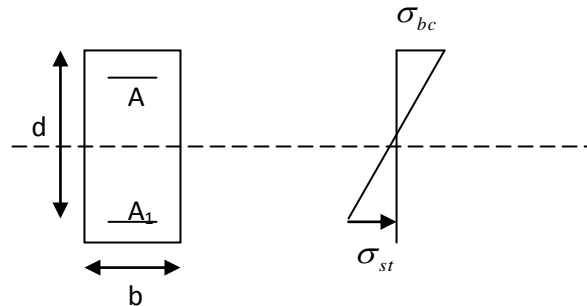
**2<sup>eme</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

**On calcul :**

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$



**Avec :**

$M_1$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

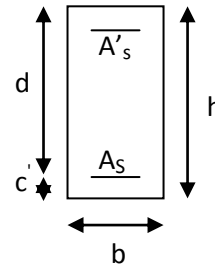
La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$ ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**1-2- Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left[ \frac{h}{2} - c \right]$$

$$Y = N_u(d - c') - M_f > X = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$



Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$Y = N(d - c') - M_f \geq X = \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{M_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

$$Y = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 < N_u(d - c') < X = \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**VI-2-4-Vérifications à l'ELS**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton)**

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

Deux cas peuvent se présenter :

$$\Rightarrow \text{si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

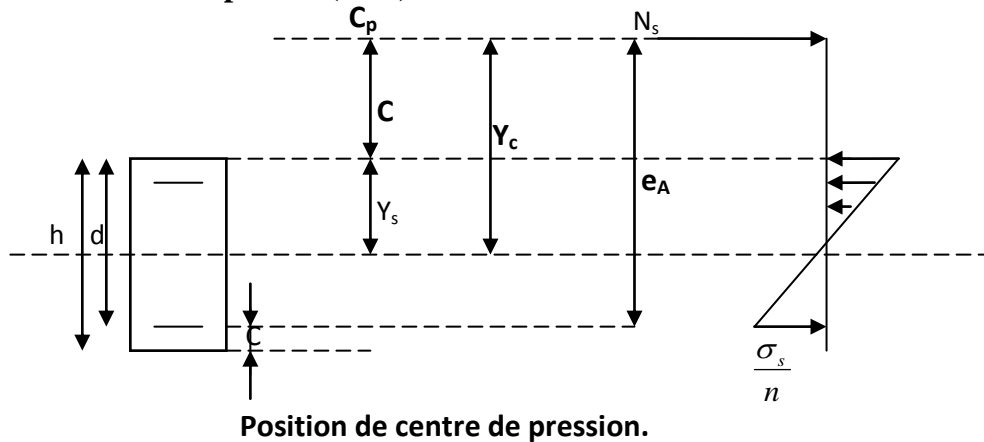
$$\Rightarrow \text{si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

**Avec :**  $M_s$  : Est le moment de flexion à l'ELS.

$N_s$  : Est l'effort normal à l'ELS.

On doit vérifier que :

### 1-Section partiellement comprimée (SPC)



#### 1-1-calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{V'}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{V}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

#### 1-2- calcul des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$B_0 = bh + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

$V'$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V' = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_s c' + A'_s d) \right] \\ V = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = Moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15[A(V - c)^2 + A'(V' - c')^2]$$

#### 2-section entièrement comprimée (SEC)

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - Y_s) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa.}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_s}{S_{xx'}} \Rightarrow S_{xx'} = \frac{b}{3} Y_s^2 + 15[A'(Y_s - c') + A(d - Y_s)]$$

$$Y_s = Y_c + c_1 \rightarrow c_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

$Y_c$  : Sera obtenu par résolution de l'équation :

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

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'}{b}(c_1 - c') + \frac{90A}{b}(d - c_1)$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'}{b}(c_1 - c')^2 - \frac{90A}{b}(d - c_1)^2$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

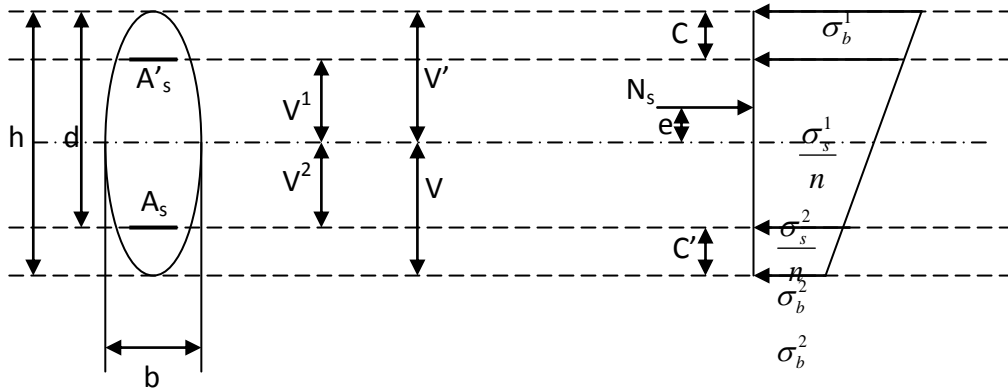
$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $\mu = \sqrt[3]{t}$ ;  $Y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$

Si  $\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$

➤ Choisir une solution parmi les trois solutions

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; \quad Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) ; \quad Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$



**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :



## VI-2-5- ferrailage des poteaux

Niv.	Section	sollicitation	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$e$ (m)	$\frac{h}{2} - c$	$M_f$	$Y$	$X$	Nature
5 ; 6 ; 7	30×40	$N^{\max}$	743,12	104,08	0,14	0,170	230,41	22,25	289	SPC
		$N^{\min}$	-121,93	7,17	-0,06		27,89	13,57		
		$M^{\max}$	332,02	127,28	0,38		183,72	-70,83		
2 ; 3 ; 4	35×45	$N^{\max}$	1055,20	74,570	0,07	0,195	280,33	131,20	431,54	SPC
		$N^{\min}$	-302,00	-48,50	0,16		107,39	10,39		
		$M^{\max}$	353,93	167,82	0,47		236,83	-98,80		
1 et RDC	40×50	$N^{\max}$	1180,03	50,11	0,04	0,220	309,72	209,50	623,04	SPC
		$N^{\min}$	-498,71	38,66	-0,08		148,37	71,06		
		$M^{\max}$	523,42	69,07	0,13		184,22	46,08		

Suite :

Section	Sollicitation	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	Nature	$\mu$	$\beta$	$A_f$ $cm^2$	$A_{st,calculé}$ $cm^2$	ferrailage	$A_{adopté}$ $cm^2$
30×40	$N^{\max} - M^{cor}$	743,12	104,08	SPC	0,396	0,728	24,6	12,4	4HA14+6HA12	12,94
	$N^{\min} - M^{cor}$	-121,93	7,17		0,048	0,975	2,21			
	$M^{\max} - N^{cor}$	332,02	127,28		0,316	0,803	17,8			
35×45	$N^{\max} - M^{cor}$	1055,20	74,570	SPC	0,321	0,798	24,0	15,8	4HA16+6HA14	17,28
	$N^{\min} - M^{cor}$	-302,00	-48,50		0,123	0,934	7,9			
	$M^{\max} - N^{cor}$	353,93	167,82		0,271	0,838	19,3			
40×50	$N^{\max} - M^{cor}$	1180,03	50,11	SPC	0,247	0,855	22,1	19,43	10HA16	20,10
	$N^{\min} - M^{cor}$	-498,71	38,66		0,119	0,936	9,7			
	$M^{\max} - N^{cor}$	523,42	69,07		0,147	0,919	12,2			

## VI-2-6- Vérification à l'ELS

## CALCUL DES CONTRAINTES A L'ELS: SEC

Niv.	Section	Sollicitation	$N_s$ KN	$M_s$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	$B_0$ cm <sup>2</sup>	$A_s = A'_s$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b^1 = \sigma_b^2$ MPa	$\sigma_{st}$ MPa	obs
5 ; 6 ; 7	30×40	$N^{\max}$	332,01	-8,83	0,027	0,066	SEC	1798.2	12.94	1.16	15	Ok
		$N^{\min}$	94.26	4,53	0,048			1798.2		0.87		
		$M^{\max}$	297,23	7,94	0,026			1798.2		2.26		
2 ; 3 ; 4	35×45	$N^{\max}$	517,71	-14,866	0,029	0,075	SEC	2093.4	17.28	2.4	15	Ok
		$N^{\min}$	184,48	-2,61	0,014			2093.4		0.81		
		$M^{\max}$	476,497	10,584	0,022			2093.4		2.32		
1 et RDC	40×50	$N^{\max}$	686,18	-20,65	0,030	0,083	SEC	2603	20.10	1.98	15	Ok
		$N^{\min}$	222,11	-7,03	0,031			2603		0.63		
		$M^{\max}$	582,23	13,82	0,023			2603		2.67		

## CONCLUSION

On a opté pour le ferrailage suivant :

**Poteaux** (40×50) ⇒ 10HA16 = 20,10cm<sup>2</sup>

$A_{adopté} = 20,10\text{cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigée par le RPA  $A_{s,\min} = 16\text{cm}^2$

**Poteaux** (35×45) ⇒ 4HA16 + 6HA14 = 17,28cm<sup>2</sup>

$A_{adopté} = 17,28\text{cm}^2$  Est supérieur à la section minimale exigée par le RPA  $A_{s,\min} = 12,60\text{cm}^2$

**Poteaux** (30×40) ⇒ 4HA14 + 6HA12 = 12,94cm<sup>2</sup>

$A_{adopté} = 12,94\text{cm}^2$  Est supérieur à la section minimale exigée par le RPA  $A_{s,\min} = 9,60\text{cm}^2$

## VI-2-7- Recommandations et exigences du RPA99

## Le pourcentage maximal

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Niveaux	Section (b.h)	Section adopté.	$A_{\max}$ (ZC)	$A_{\max}$ (ZR)	Observation
RDC ; 1	40×50	20,10	80	120	vérifiée
2 ; 3 ; 4	35×45	17,28	63	94,5	vérifiée
5 ; 6 ; 7	30×40	12,94	48	72	vérifiée

**VI-2-7-1- ARMATURES TRANSVERSALES**

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33mm.$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\phi_t = 8mm$ .
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par trois cadres en  $\phi 8$

$$A_t = 2,01cm^2 = 4HA8$$

- **Espacement des barres : (bael91/art8.13)**

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\max}; 45cm; a + 10cm) = \min(15 \times 1,2; 45cm; 30 + 10cm) = 18cm$$

$$S_t \leq 18cm$$

Avec **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.

- **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /art7.4.22 :**

**1- En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = \min(10 \times 1,2; 15cm) = 12cm$$

$$S_t = 10cm.$$

**2-En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}) = \min(15 \times 1,2) = 18cm$$

$$S_t = 12cm$$

**COMMENTAIRE :**

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en **U** superposées (Avec : alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

**➤ Poteaux de RDC :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{459 - 35}{6}; 50; 40; 60\right) = 70,66cm$$

$$\Rightarrow h' = 70cm$$

**Soit 7 cadres espacés de 10 cm**

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres

$h_1$  et  $b_1$  : Dimension des poteaux

➤ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h; b; 60\right) = \max\left(\frac{306-35}{6}; 50; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

$$\Rightarrow h' = 60\text{cm}$$

Soit 6 cadres espacés de 10 cm

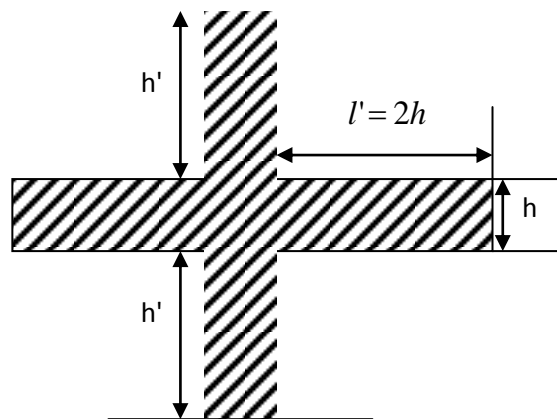


Schéma des longueurs de recouvrement.

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/Art7.4.22 :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \geq 3$ ..... $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g < 5$ ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  Dans le cas contraire.

L'élançement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} 0,7.l_0$$

Telle que :  $l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_0$	Poteau	$\lambda_g$	Observation
$l_0 = 4,59m$	$40 \times 50$	22,26	On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2,5$
$l_0 = 3,06m$	$40 \times 50$	14,84	
	$35 \times 45$	16,48	
	$30 \times 40$	18,55	

Nous avons trouvé :  $\lambda_g > 5$ . donc :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Poteaux	Zone nodale		Zone courante	
	$S_t$	$A_t^{\min} (cm^2)$	$S_t$	$A_t^{\min} (cm^2)$
$40 \times 50$	10	1,50	12	1,80
$35 \times 45$		1,35		1,62
$30 \times 40$		1,20		1,44

### Conclusion

Les armatures transversales des poteaux seront composées deux cadres de T8 et d'un losange T8 pour tout les poteaux ; soit :  $A_t = 2,01cm^2$ .

**Armatures transversales et vérification au cisaillement :**  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_e \cdot f_e}$   
(RPA99/Art7.4.22)

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_e$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23,65 \times 10^3}{400 \times 470} = 0,125MPa \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\tau_{bu} = 1,875MPa > \tau_b = 0,125MPa$$

### Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :

**VI-3- Ferrailage des voiles****1-Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes(E).

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

*Zone I* : RDC ; 1

*Zone II* : 2 ; 3 ; 4

*Zone III* : 5 ; 6 ; 7

**1-1- 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  $\Rightarrow \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003  $\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

**1-2- Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court  $\frac{h}{l} < 1,5$

**2-Ferrailage des voiles**

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

- **Détermination des diagrammes des contraintes**

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

$I$  : Inertie du voile.

$B$  : Section du béton.

$V; V'$  : Bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Avec :  $L$  : La longueur du voile.

Nota : Le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats de la Modélisation.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur ( $d$ ) est donné par la Condition suivante :

D'après le **RPA 99 (Art. 7.7.4)** :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$

Avec :

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

La longueur de la zone tendue est :  $L_t = L - L_c$

$L_t$  : Longueur tendue.

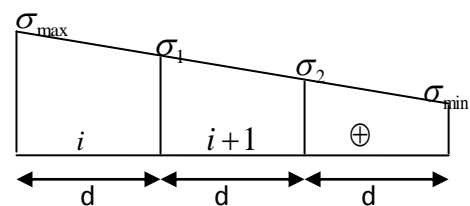
➤ Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée ( SEC )**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

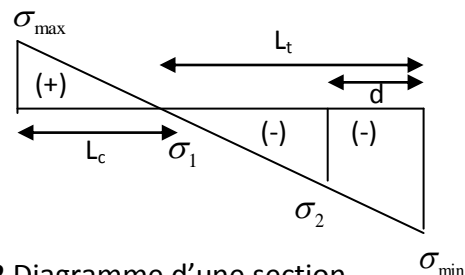


**Fig. VI.1** Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

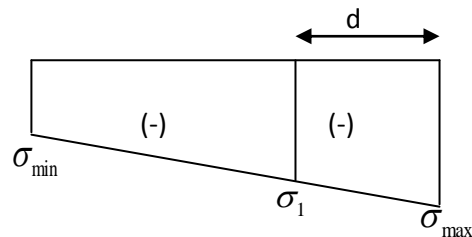
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Fig. VI.2** Diagramme d'une section partiellement comprimée.

- **Section entièrement tendue (SET):**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Fig. VI.3** Diagramme d'une section entièrement tendue.

## 2-1-Détermination des armatures

### 2-1-1-Pour une section entièrement comprimée

#### 2-1-1-1- Armatures verticales

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$B$  : Section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à **0.2 % = 348 MPa**.

#### 2-1-1-2- Armatures minimales

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

Avec :  $B$  : Section du béton comprimé.

### 2-1-2-Pour une Section entièrement tendue

#### 2-1-2-1- Armatures verticales

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 384 \text{ MPa} \Rightarrow$  Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa.

#### 2-1-2-2-Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{M}{2\sigma_s}, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

### 2-1-3-Section partiellement comprimée

#### 2-1-3-1- Armatures verticales $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

$\sigma_{st} = 384 \text{ MPa} \Rightarrow$  Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa.

#### 2-1-3-2- Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left( 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

Avec :  $B$  : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

### 2-1-3-3-Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

#### D'après le RPA 99

$A_H \geq 0.15 \% \cdot B \Rightarrow$  Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10 \% \cdot B \Rightarrow$  En zone courante.

D'après le BAEL :  $A_H \geq \frac{A_v}{4}$

Avec :

$A_v$  : Section d'armatures verticales.

$B$  : section du béton.

- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

### 2-1-3-4- Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### 3-Les potelets

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

#### 3-1-Ferrailage minimal

D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = \frac{Bf_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 :  $A_{\min} = 0,2\% B (cm^2)$

Avec :  $B$  : section du béton.

**3-2- Disposition constructives**

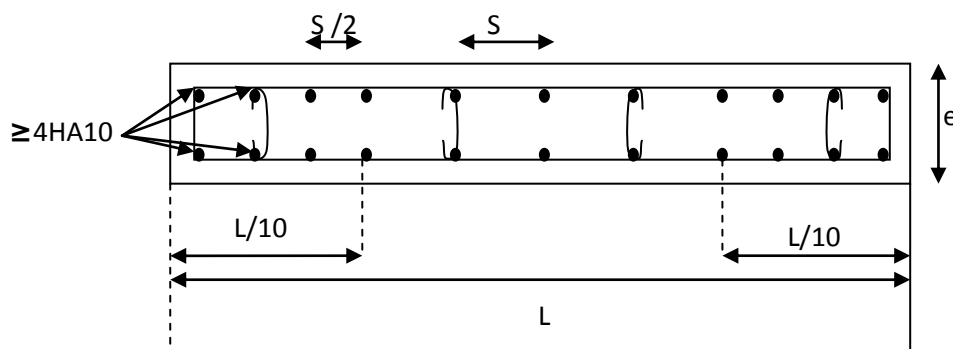
✓ **Espacement :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30cm\} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

**Avec :** e = épaisseur du voile

- Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Fig. VI.4** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** égales à :

- $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**3-3- Diamètre minimal**

• **Pourcentage minimal des armatures :**

$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B \Rightarrow \text{Dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0.10 \% \cdot B \Rightarrow \text{Dans la zone courante.}$$

• **Diamètre minimal des barres :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

• **Espacement :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{matrix} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \text{(Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

**Avec :** e : épaisseur du voile.

**4-Vérification****4-1-Vérification à L'ELS****4-1-1- La contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

Ns = G+ Q (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : Section de l'acier.

**4-1-2- Vérification de la contrainte de cisaillement****D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

**Avec :**b<sub>0</sub> : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

Vu : effort tranchant dans le niveau considéré.

**D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ<sub>u</sub> : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**5- Exemple de calcul :**On prend comme exemple de calcul le voile longitudinal **VL1 (axe1)** :

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2 \text{ m}; e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 2 = 0.4 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2^3}{12} = 0.133 \text{ m}^4$$

- **Sollicitations de calcul :**

$$M = 522,18 \text{ KN.m}$$

$$N^{\max} = 335,31 \text{ KN}$$

$$N_s = 210 \text{ KN}$$

$$V_u = 545 \text{ KN}$$

- **Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$N = N^{\max}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-N_{\max}}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-335,3}{0,4} + \frac{522,18 \times 1}{0,133} = 4769,2 \text{ KN/m}^2 = 4,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-N_{\max}}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-335,3}{0,4} - \frac{522,18 \times 1}{0,133} = -6445,79 \text{ KN/m}^2 \text{ MPa}$$

$$N = N^{\min}$$

- **Calcul de "d" :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{4769,2}{4769,2 + 6445,79} \times 2000 = 0,85 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Ce qui donne :

$$L_t = L - L_c = 2 - 1,06 = 1,15 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left\{ \frac{3,06 - 0,35}{2}; \frac{2 \times 1,15}{3} \right\}$$

$$d = 0,57 \text{ m}$$

- **Calcul de la contrainte  $\sigma_1$  :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{(1,15 - 0,57)}{1,15} \cdot 6445,79 = 3222,89 \text{ KN/m}^2 = 3,22 \text{ MPa}$$

- **Détermination des efforts normaux  $N_1; N_2$  :**

$$N_1 = \frac{-\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6445,79 + 3222,89}{2} \cdot 0,57 \cdot 0,2 = 555,70 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{(L_t - d)}{2} \sigma_1 \cdot e = \frac{(1,15 - 0,57)}{2} \cdot 3222,89 \times 0,2 = 185,23 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{555,70 \times 10^3}{348} = 1597 \text{ mm}^2 = 15,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{185,23 \times 10^3}{348} = 532 \text{ mm}^2 = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{(1,4V_u)}{f_e} = 1,1 \frac{(1,4 \times 545)10^3}{400} = 20,98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15,97 + \frac{20,98}{4} = 21,21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5,32 + \frac{20,98}{4} = 10,57 \text{ cm}^2$$

### ➤ Vérifications

#### 1- Zone tendue :

Section du béton dans la zone tendue :  $b.L_t = 20 \times 115 = 2300 \text{ cm}^2$

$$0,2\%b.L_t = 0,002 \times 20 \times 115 = 4,6 \text{ cm}^2$$

#### Dans la zone tendue :

$2 \times 6HA16 + 2 \times 9HA10 \Rightarrow 53,025 > 3,76 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

Globalement dans le voile :

Section totale du béton :

$$S_b = b.L = 20 \times 200 = 4000 \text{ cm}^2$$

Section totale des armatures :

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{53,02}{4000} = 1,32\% > 0,15\% \text{ ..... vérifiée.}$$

#### 2- Zone courante :

Longueur de la zone courante :  $L - 2\left(\frac{L}{10}\right) = 200 - 2\left(\frac{200}{10}\right) = 160 \text{ cm}$

Section brute de la zone courante :  $160. (20) = 3200 \text{ cm}^2$

Section des armatures dans la zone courante :  $2 \times 8HA10 = 12,56 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{12,56}{3200} = 0,392\% > 0,10\% \text{ ..... vérifiée.}$$

#### ✓ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,002L_t \cdot e; \frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{0,23 - 6,03\}$$

$$A_{\min} = 6,03 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Calcul des armatures horizontales :

Selon le BAEL :  $A_H = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = 5,3 \text{ cm}^2$

Selon le RPA :  $A_H \geq 0,15\% B = 6 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes a L'ELS**

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{212 \times 10^3}{200.20 + 15 \times 3178 \times 2} = 0,47MPa < 15MPa \dots \dots \dots Ok$$

$N_s = G + Q$  ( $N_s$  : Effort normal de service)

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptées.

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Selon le BAEL 99 : Il faut vérifier que**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33 MPa. \text{ Avec : } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0,9L} = \frac{545 \times 10^3}{200 \times 1800} = 1,51MPa$$

$$\tau_u = 1,51MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \rightarrow \text{Condition verifiée}$$

**RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot 0,9L} = \frac{1.4 \times 545 \times 10^3}{200 \times 1800} = 2,12MPa$$

$$T = 1,4 \times V_u$$

$$\tau_b = 2,12MPa < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque**

L'ensemble des calculs sont donné sous forme des tableaux.

## 5- Ferrailage des voiles

## Voiles longitudinaux VL1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4769,24	4272,42	4168,84	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6445,79	-4651,5	-4951,45	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	545	537	450	
	L <sub>t</sub> (m)	1,15	1,04	1,09	
	L <sub>c</sub> (m)	0,85	0,96	0,91	
	d (m)	0,575	0,521	0,543	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3222,895	2325,750	2475,725	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	555,70	363,68	403,22
		N <sub>2</sub>	185,234	121,227	134,408
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>15,97</b>	<b>10,45</b>	<b>11,59</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5,32</b>	<b>3,48</b>	<b>3,86</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		20,98	20,67	17,33
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>21,21</b>	<b>15,62</b>	<b>12,68</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>10,57</b>	<b>8,65</b>	<b>8,19</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,03	5,47	5,70
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>21,21</b>	<b>15,62</b>	<b>12,68</b>	
	Bonde 2	<b>10,57</b>	<b>8,65</b>	<b>11,44</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*6HA16</b>	<b>2*6HA14</b>	<b>2*6HA14</b>
		Bonde 2	<b>2*3HA16</b>	<b>2*3HA14</b>	<b>2*3HA14</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3,45	3,13	3,26
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,30	3,91	3,17
	Choix des barres/nappe *L		<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>
Aadopté		(A=7,02cm <sup>2</sup> )	(A=7,02cm <sup>2</sup> )	(A=7,02cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)=3,33	1,514	1,492	1,250
		$\tau_b$ (MPa)=5	2,119	2,088	1,750
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	210	182	151,22
$\sigma_b$ (MPa)=15		<b>4,7E-01</b>	<b>4,2E-01</b>	<b>3,5E-01</b>	

## Voiles transversaux VL2

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,05	1,05	1,05		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,21	0,21	0,21		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7166,67	6449,6	2565,15		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10473,33	-9217,5	-4089,63		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	406,39	360,2	290,15		
	L <sub>t</sub> (m)	0,62	0,62	0,65		
	L <sub>c</sub> (m)	0,43	0,43	0,40		
	d (m)	0,312	0,309	0,323		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5236,665	4608,750	2044,815		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	489,69	427,06	197,92	
		N <sub>2</sub>	163,230	142,353	65,973	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>14,07</b>	<b>12,27</b>	<b>5,69</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>4,69</b>	<b>4,09</b>	<b>1,90</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,65	13,87	11,17	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>16,08</b>	<b>15,74</b>	<b>8,48</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8,00</b>	<b>7,56</b>	<b>4,69</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,27	3,24	3,39	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>16,08</b>	<b>15,74</b>	<b>8,48</b>	
		Bonde 2	<b>8</b>	<b>7,56</b>	<b>4,69</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*4HA16</b>	<b>2*2HA16</b>	<b>2*4HA14</b>
			Bonde 2	<b>2*2HA16</b>	<b>2*2HA16</b>	<b>2*2HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	8cm	8cm	8cm	
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,87	1,85	1,94		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,02	3,94	2,12		
Choix des barres/nappe *L		<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>		
Aadopté		(A=7,02cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )	(A=7,02cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)=3,33	2,150	1,906	1,535	
		$\tau_b$ (MPa)=5	3,010	2,668	2,149	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	215	183	-231,11	
$\sigma_b$ (MPa)=15		<b>8,7E-01</b>	<b>7,5E-01</b>	<b>-1,0E+00</b>		

Voiles transversaux VL3

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,9	0,9	0,9		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,18	0,18	0,18		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9397,38	9141,78	7119,26		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-11302,61	-10943,22	-8790,48		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	224,16	211,27	191,11		
	L <sub>t</sub> (m)	0,49	0,49	0,50		
	L <sub>c</sub> (m)	0,41	0,41	0,40		
	d (m)	0,246	0,245	0,249		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5651,305	5471,610	4395,240		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	416,57	402,46	327,84	
		N <sub>2</sub>	138,858	134,153	109,281	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>11,97</b>	<b>11,56</b>	<b>9,42</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>3,99</b>	<b>3,85</b>	<b>3,14</b>	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,63	8,13	7,36	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>14,13</b>	<b>13,60</b>	<b>11,26</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>6,15</b>	<b>5,89</b>	<b>4,98</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,58	2,57	2,61	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>14,13</b>	<b>13,6</b>	<b>11,26</b>	
		Bonde 2	<b>6,15</b>	<b>5,89</b>	<b>4,98</b>	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*4HA16</b>	<b>2*4HA16</b>	<b>2*4HA14</b>
			Bonde 2	<b>2*2HA16</b>	<b>2*2HA16</b>	<b>2*2HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	7cm	7cm	7cm	
		Bonde 2	14cm	14cm	14cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			1,47	1,47	1,49	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			3,53	3,40	2,82	
Choix des barres/nappe *L			<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	
Aadopté		(A=7,02cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )	(A=7,02cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)=3,33	1,384	1,304	1,180	
		$\tau_b$ (MPa)=5	1,937	1,826	1,652	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	328,3	-304,14	105,22	
$\sigma_b$ (MPa)=15		<b>1,6E+00</b>	<b>-1,5E+00</b>	<b>5,1E-01</b>		

**VI-4 -Ferrailage de mur plaque****1- Introduction**

Le mur de plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres ainsi qu'aux charges d'exploitation. sa hauteur est de **7,65 m** et l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 est telle que  $\geq 15\text{cm}$  (Art 10.1.2). On optera pour une épaisseur de **25 cm**. Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la construction.

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**2- Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm K_v) \times \gamma \times H^2$  ; appliquée horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au dessus de la base de la semelle du mur.

**Avec :**

$K_{ad}$  : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$\gamma$  = Poids volumique du sol du remblai.

$\phi$  = Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$H$  = hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$ .

$\beta$  = Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

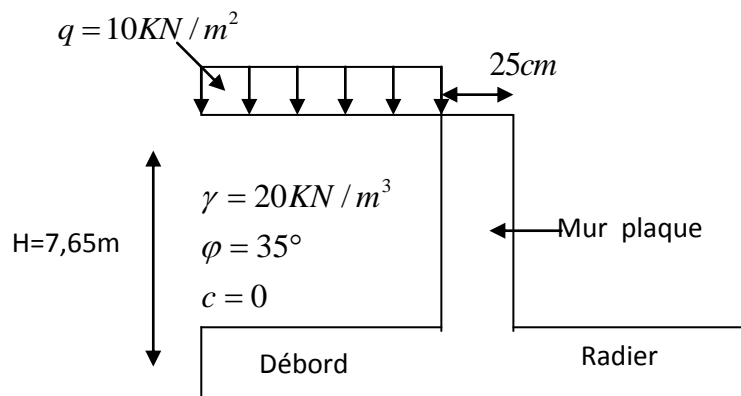
$$\theta = \arctg \left( \frac{K_h}{(1 \pm K_v)} \right)$$

$K_h = A$  : Coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$K_v = \pm 0,3K_h$  : Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

**Caractéristiques du sol**

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 20\text{KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C = 0$  (sol pulvérulent).
- ✓ Surcharges éventuelles :  $q = 10\text{KN} / \text{m}^2$
- ✓ Contrainte du sol :  $2,5\text{bars}$

**Contrainte de sollicitations (Méthode de Rankine):**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 (45 - 17,5) = 0,27$$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

**1-Calcul des sollicitations**

$$K_0 = 0,27$$

**➤ ELU**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,27 \times 10 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 7,65 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,27 \times (1,35 \times 20 \times 7,65 + 1,5 \times 10) = 59,82 \text{ kN/m}^2$$

**➤ ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 7,65 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,27 (10 + 20 \times 7,65) = 44,01 \text{ kN/m}^2$$

**➤ Calcul dynamique**

$$\sigma_H = K_{ad} \times (1 + K_v) \times \sigma_v$$

$$K_h = A = 0,15$$

$$K_v = \pm 0,3 K_h = 0,045$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} = 0,39$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{(1 \pm K_v)}\right) = 8,16^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma_H = K_{ad} \times (1 + K_v) \sigma_v = K_{ad} \times (1 + K_v) \times \gamma \times h = 8,15 \times h$$

$$\text{pour : } h = 0\text{m} \Rightarrow \sigma_H = 0\text{KN/m}^2$$

$$\text{pour : } h = 7,65\text{m} \Rightarrow \sigma_H = 62,35\text{KN/m}^2$$

➤ **Diagramme des contraintes :**

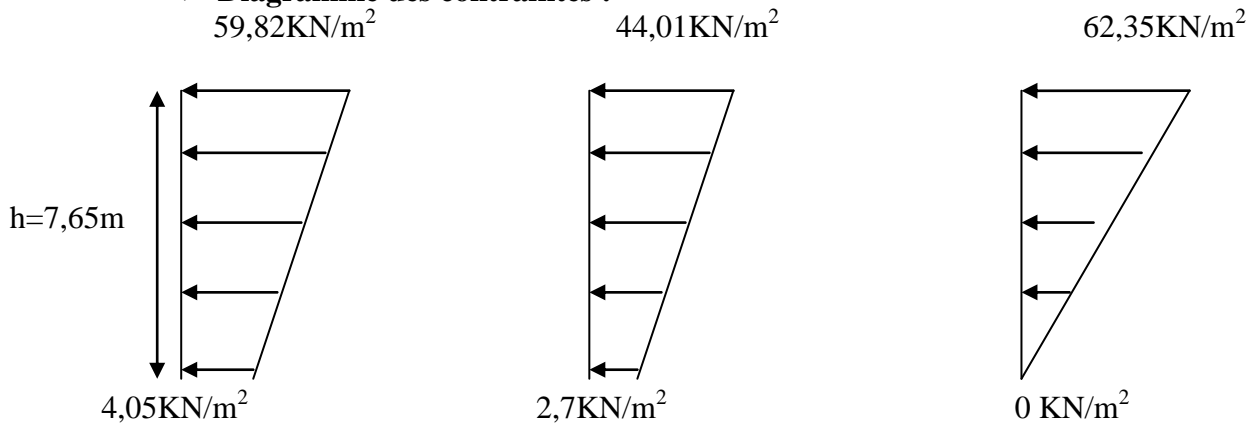


Fig 7-1 : Diagramme des contraintes .

**Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m de longueur**

$$\text{ELU : } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 59,82 + 4,05}{4} \times 1 = 45,87\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 44,01 + 2,7}{4} \times 1 = 33,68\text{KN/ml}$$

$$\text{Calcul dynamique : } P_{\text{dynamique}} = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 62,35 + 0}{4} \times 1 = 46,76\text{KN/ml}$$

### 3-Ferrailage du voile périphérique

#### 3-1- Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

#### 3-2-Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 → appui de rive
  - 0,5 → autre appui

**Identification des panneaux :**

$$l_x = 3,20m$$

$$l_y = 7,65m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{7,65} = 0,418 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**ELU :**

$$\varphi = 0,418 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,107 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x P_u l_x^2 = 0,107 \times 45,87 \times 3,2^2 = 50,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,250 \times 50,26 = 12,56 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :****Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 50,26 = 25,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 50,26 = 42,72 \text{ KN.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 12,56 = 6,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 12,56 = 10,68 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$\varphi = 0,418 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,110 \\ \mu_y = 0,301 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x P_s l_x^2 = 0,110 \times 33,68 \times 3,2^2 = 37,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,301 \times 37,93 = 11,41 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :****Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 37,93 = 18,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 37,93 = 32,24 \text{ KN.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 11,41 = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 11,41 = 9,70 \text{ KN.m}$$

**3-3- Ferrailage**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}, \text{ avec : } b = 100\text{cm}; d = 17,5\text{cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,11\text{cm}^2$$

Sens	Zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	$\mu_1$	Section	$\beta$	$A$ cm <sup>2</sup>	$A_{\min}$	$A_{\text{adopté}}$	$e$
XX	Appuis	25,13	0,058	0,392	SSA	0,970	4,25	2,11	7HA12=7,92	14
	Travée	42,72	0,098	0,392	SSA	0,948	7,39	2,11	7HA12=7,92	14
YY	Appuis	6,28	0,014	0,392	SSA	0,993	1,04	2,11	7HA12=7,92	14
	travée	10,68	0,024	0,392	SSA	0,988	1,61	2,11	7HA12=7,92	14

Tableau 1 ferrailage de mur plaque.

**3-4- Recommandations du RPA**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de **HA8**.

**4-Vérification à l'ELS**

- **vérification de la contrainte dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$\alpha \rightarrow$  Tableau; ELU

Sens	Zone	$M_u$ KN.m	$M_s$ KN.m	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	Appuis	25,13	18,96	1,33	0,0747	0,415	vérifiée
	Travée	42,72	32,24	1,33	0,1291	0,415	vérifiée
YY	Appuis	6,28	5,71	1,10	0,0176	0,300	vérifiée
	travée	10,68	9,70	1,10	0,0304	0,300	vérifiée

Tableau 2 Vérification des contraintes à l'ELS

**Conclusion** : Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$2) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{50,26}{20 \times 42,72} = 0,058 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{bd} = \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa.}$$

### 1- recherche de la position de l'axe neutre $y_1$

**Sens XX :**

**Aux appuis :**

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 30 \times 7,92 y_1 - 30 \times 7,92 \times 17,5 = 0$$

$$100 y_1^2 + 237,6 y_1 - 4158 = 0$$

$$\Delta = (237,6)^2 - 4(100)(-4158)$$

$$\sqrt{\Delta} = 1311$$

$$y_1 = 5,37 \text{ cm}$$

### 2- Moment d'inertie de la section

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5,37)^3}{3} + 15 \times 7,92 (17,5 - 5,37)^2 = 22641,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$A_{st} (cm^2)$	$\sqrt{\Delta}$	$y_1 (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{st} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{st} (MPa)$	Observation
XX	Appuis	7,92	1311	5,37	22641,66	0,152	164,97	Vérifiée
	Travée	7,92	1311	5,37	22641,66	0,259	164,97	
YY	Appuis	7,92	1311	5,37	22641,66	0,045	164,97	
	travée	7,92	1311	5,37	22641,66	0,078	164,97	

**Tableau 3** Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

**VII-1 Introduction :**

Par définition une fondation est un élément permettant de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol.

Cette transmission peut être directe dans le cas de fondations superficielles (semelles isolées ; Semelles continues ; radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

**VII-2 Différentes fonctions des fondations :**

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme.....etc.).
- Limitation des tassements compatibles.

**VII-3 Différents types de fondations :**

Il existe deux catégories de fondation :

**➤ Les fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

**➤ Les fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

**VII-4 Choix du type de fondations :**

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Avant de commencer le calcul des fondations, on doit avant tout connaître le type de fondation qu'on doit utiliser pour notre structure ensuite il faut connaître le taux de travail de sol. Cette information est présente sur le rapport de sol réalisé par une société spécialisée.

**VII-5 Etude du sol**

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol égale à **2,5 bars**.

On l'absence de la nappe phréatique il y'aura pas de risque de la remontée des eaux ; Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

**VII-5-1 Semelles filantes :**

✓ **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{BL}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 250\text{KN/m}^2 = 0,25\text{MPa}$ ).

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau 1 :** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
SOL 1				
V <sub>L1</sub>	528,14	1,05	2,004	2,104
V <sub>L1</sub>	528,14	1,05	2,004	2,104
SOL 2				<b>4,208</b>
V <sub>L1</sub>	738,41	1,05	2,812	2,952
V <sub>L1</sub>	738,41	1,05	2,812	2,952
				<b>5,904</b>

**Tableau 2 :** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
SOL 1				
V <sub>t1</sub>	796,13	2,00	1,592	3,184
V <sub>t1</sub>	796,13	2,00	1,592	3,184
SOL 2				<b>6,368</b>
V <sub>t1</sub>	1056,22	2,00	2,112	4,224
V <sub>t1</sub>	1056,22	2,00	2,112	4,224
				<b>8,448</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : Bloc B  $\left\{ \begin{matrix} S_{t1} = 10,567\text{m}^2 \\ S_{t2} = 14,35\text{cm}^2 \end{matrix} \right.$

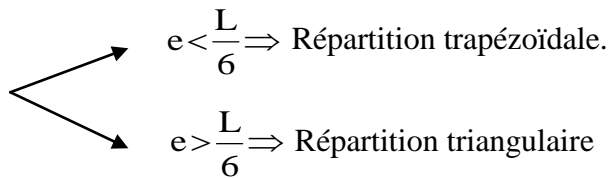
✓ Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a- Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c- Application :

**I-POUR LE SOL 2**

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
1	676,50	5,72	3869,58	5,71
2	583,00	2,52	1469,16	5,89
3	607,54	-0,48	-291,62	5,34
4	603,65	-3,48	-2100,70	5,62
5	717,71	-6,48	-4650,76	-11,86
	<b>3188,4</b>		<b>-1704,34</b>	<b>10,7</b>

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = -0,53m$$

$$e = -0,53m < \frac{L}{6} = \frac{12,20}{6} = 2.03m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3188,4}{12,20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,53)}{12,20}\right) = 227,28 kN / m$$

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{227,28}{250} = 1,00m \text{ on prend } B = 1.20m$$

On aura donc,  $S = 1.2 \times 12.20 = 14,64m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 14,64 \times 3 = 43,92m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 43,92 + 14,35 = 58,27m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 12,20 \times 8,00 = 97,60m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{58,27}{97,60} = 0,60$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 60 %

#### ➤ Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général (pour le sol 2).

### VII-6 Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage.

#### VII-6-1 Pré dimensionnement du radier

##### a- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm).

##### b- Selon la condition forfaitaire

$$L_{\max} = 4.00m$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons  $h = 70$ cm.

➤ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 35\text{cm}.$$

➤ **Nervure**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_n = 70\text{cm}$$

➤ **Largeur de nervure**

$$0,7h_n \leq b_n \leq 0,9h_n \Rightarrow 0,49 \leq b_n \leq 0,63$$

On prend  $b_n = 50\text{cm}$

**c- Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;  $I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déformée.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} \Rightarrow h \geq 0,67\text{m}$$

**Conclusion**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 70\text{cm}$$

$$h_d = 35\text{cm}$$

$$b_n = 50\text{cm}$$

**Remarque :** On opte le même résultat au bloc A vue que la contrainte du sol est la même et la surface du bloc B est supérieurs a celle du bloc A ;donc on effectue le résultat le plus défavorable.

**VII-6-2 Calcul des charges nécessaires au radier**➤ **Le poids de la structure**

$$\left. \begin{aligned} G_t &= 13651,49KN \\ Q_t &= 2693,68KN \end{aligned} \right\} (D'après.ROBOT)$$

➤ **Combinaison d'actions**

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 22470,04KN$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 16345,17KN$$

➤ **Détermination de la surface du radier**

$$L'ELU : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{22470,04}{1,33 \times 250} = 67,58m^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{16345,17}{250} = 65,38m^2$$

$$\Rightarrow S_{bat} = 97,6m^2 > S_{rad} = \max\{67,58; 65,38\} = 67,58m^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que vous imposent les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30cm\right\} = \max\left\{\frac{70}{2}; 30cm\right\} = 35cm$$

On ajoute au radier un débord de 40 cm dans les quatre sens

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 97,6 + (12,2 \times 2 \times 0,4) + (8 \times 0,4) = 110,56m^2$$

**VII-6 -3 Calcul des sollicitations à la base du radier****1- Charges permanentes**✓ **Poids du bâtiment**

$$G_{bat} = 13651,49KN$$

✓ **Poids du radier**

$G_{radier}$  = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

✓ **Poids de la dalle**

$$P_1 = S_{Rad} \times h_d \times \rho_b = 110,56 \times 0,35 \times 25 = 967,4KN$$

✓ **Poids de la nervure**

$$P_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = [0,5 \times (0,7 - 0,35) \times 12,2 \times 3 + 0,5(0,7 - 0,35) \times 8 \times 5] \times 25 = 335,13KN$$

✓ **Poids de TVO**

$$P_3 = (S_{Rad} - S_{ner})(h_n - h_d)\rho_b$$

$$S_{ner} = \frac{335,13}{25 \times 0,35} = 38,30m^2$$

$$P_3 = (110,56 - 38,3)(0,7 - 0,35)17 = 429,94KN$$

✓ **Poids de la dalle flottante**

$$P_4 = (110,56 - 38,3)0,1 \times 25 = 180,65KN$$

$$\Rightarrow G = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$\Rightarrow G = 1913,12KN$$

## 2- Surcharge :

✓ **Surcharge du bâtiment et du radier**

$$\Rightarrow Q_{bat} = 2693,68KN$$

$$\Rightarrow Q_{Rad} = 1,5 \times 110,56 = 165,84KN$$

✓ **Poids total de la structure**

$$\Rightarrow Q_{TOT} = Q_{bat} + Q_{Rad} = 2693,68 + 165,84 = 2859,52KN$$

$$\Rightarrow G_{TOT} = G_{bat} + G_{Rad} = 13651,49 + 1913,12 = 15564,61KN$$

✓ **Combinaison d'actions**

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 25301,5KN$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 18424,13KN$$

## 3- Calcul des caractéristiques géométriques du radier

✓ **Centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6,1m \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4m$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i; Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

✓ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{8 \times 12,2^3}{12} = 1210,56m^4$$

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12,2 \times 8^3}{12} = 520,53m^4$$

## VII-6-4 Vérification :

### 1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

b = 100cm ; d = 0,9h<sub>d</sub> = 0,9 × 35 = 31,5cm.

$$T_u^{\max} = N_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\max}}{S_{Rad} \cdot 2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{25301,5 \times 1 \cdot 4}{110,56 \cdot 2} = 457,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{457,69 \times 10^3}{1000 \cdot 315} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**2- vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

**Avec**

*M* : Moment sismique à la base du bâtiment.

*T* : Effort tranchant à la base du bâtiment.

*I<sub>xx</sub>*; *I<sub>yy</sub>* : Moment d’inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

*h* : Profondeur de l’infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

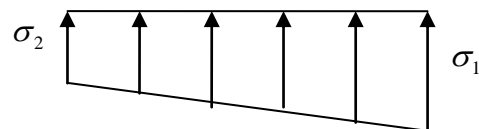
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$



**Diagramme des contraintes.**

➤ **Sens longitudinal**

**A l'ELU**

$$M = 919 + 11160,39 \times 0,9 = 10953,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{25301,5}{110,56} + \frac{10953,35}{1210,56} \times 6,1 = 284,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{25301,5}{110,56} - \frac{10953,35}{1210,56} \times 6,1 = 173,65 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(284,04) + 173,65}{4} = 321,92 \leq \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$$

**A P'ELS**

$$M = 119,06 + 11160,39 \times 0,9 = 10163,41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{18424,13}{110,56} + \frac{10163,41}{1210,56} \times 6,1 = 217,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{18424,13}{110,56} - \frac{10163,41}{1210,56} \times 6,1 = 115,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(217,85) + 115,43}{4} = 192,25 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

**➤ Sens transversal****A P'ELU**

$$M = 132,96 + 1360,42 \times 0,9 = 1357,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{25301,5}{110,56} + \frac{1357,33}{520,53} \times 4 = 239,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{25301,5}{110,56} - \frac{1357,33}{520,53} \times 4 = 218,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(239,28) + 218,41}{4} = 234,06 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

**A P'ELS**

$$M = 27,08 + 1360,42 \times 0,9 = 1251,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{18424,13}{110,56} + \frac{1251,45}{520,53} \times 4 = 176,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{18424,13}{110,56} - \frac{1251,45}{520,53} \times 4 = 157,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(176,25) + 157,02}{4} = 171,44 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

**3-Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

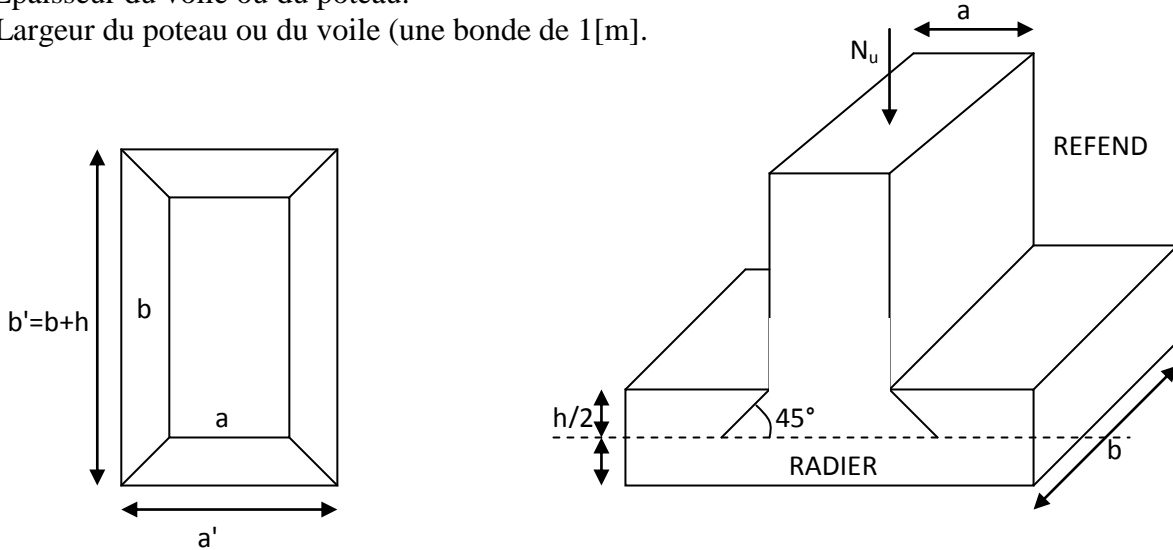
**Avec**

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1[m].



**Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

✓ **Poteaux**

$$\mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2h) = 2(0,40+0,50+2 \times 0,7) = 4,6m$$

$$N_u = 1180,03KN$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} = 0,045 \times 4,6 \times 0,7 \times 25$$

✓ **Voile**

$$\mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2h)$$

$$N_u = 1234,57KN$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

**VII-6-4 Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

➤ **Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0X} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}; M_{0Y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

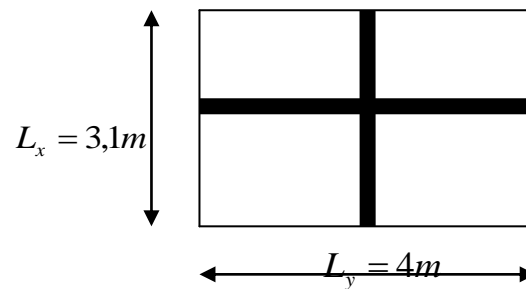
$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

**Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**A- Identification du panneau le plus sollicité (panneau intermédiaire) .**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,1}{4} = 0,775 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$



**B-**  $0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, le poids propre du radier sera réduit de la réaction du sol

**A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{N_{urad}}{S_{rad}} = 321,92 - \frac{1913,12}{110,56} = 204,61 \text{ KN} / m^2$$

**A l'ELS :**

$$q_{Sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{N_{srad}}{S_{rad}} = 192,25 - \frac{1913,12}{110,56} = 114,94 \text{ KN} / m^2$$

**C -Calcul à l'ELU :**

1. Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :

On obtient :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0448 \times 204,61 \times 3,1^2 = 88,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,525 \times 88,09 = 46,24 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.75 : Pour les moments en travées.

0.5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.3 : Pour les moments sur appuis de rive.

**- Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{a-x} = 0,5 \times 88,06 = 44,04 \text{ KN.m} \\ M_{a-y} = 0,5 \times 46,24 = 23,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**- Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{a-x} = 0,3 \times 88,06 = 26,41 \text{ KN.m} \\ M_{a-y} = 0,3 \times 46,24 = 13,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**- Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{t-x} = 0,75 \times 88,06 = 66,045 \text{ KN.m} \\ M_{t-y} = 0,75 \times 46,24 = 34,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage du panneau**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \beta \rightarrow A = \frac{M}{\beta d \times f_e / \gamma_s}$$

Les résultats de ferraillage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

**Ferraillage du panneau le plus sollicité**

Sens de ferraillage		M	$\mu$	$\beta$	OBS	A(cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>adopté</sub>	St
X-X	Appuis	44,04	0,03	0,985	SSA	4,02	5HA12	5,65	15
	Travées	66,04	0,046	0,977	SSA	6,07	5HA14	7,70	15
Y-Y	Appuis	23,12	0,016	0,992	SSA	2,09	5HA12	5,65	15
	Travées	34,68	0,024	0,988	SSA	2,09	5HA14	7,70	15

**Remarque**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**D-Vérification a l'ELU****Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \delta_0 b \times h \frac{3L_x/L_y}{2} \dots \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HAFeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \frac{3 \times 310/400}{2} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_a^x = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_t^x = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**E- vérification à l'ELS**

Les vérification seront faites suivant la petite portée , étant donnée que c'est la direction la plus Sollicité.

Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0448 \times 114,94 \times 3,1^2 = 49,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,525 \times 49,48 = 25,99 \text{ KN.m}$$

**Sens x-x****Moments aux appuis**

$$M_a^x = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 49,48 = 24,74 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_a^x = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 49,48 = 37,11 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44,04}{24,74} = 1,78; \mu = 0,03 \Rightarrow a = 0,038$$

$$a = 0,038 \leq \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,55$$

**En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{66,04}{37,11} = 1,78; \mu = 0,046 \Rightarrow a = 0,059$$

$$a = 0,046 \leq \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**VII-6 -5 Ferrailage du débord**

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales des panneaux et des nervures, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des extrémités de la structure.

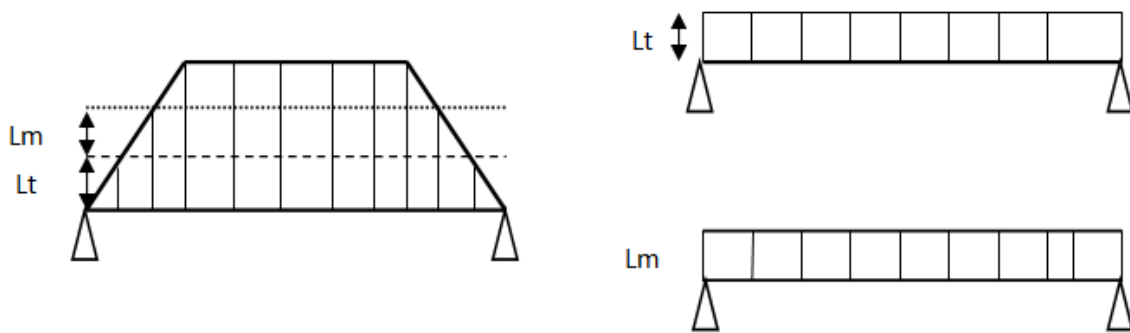
**VII-6 -6 Ferrailage des nervures**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

**Remarque**

La réaction du sol est transmise aux nervures sous forme des charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.



**Fig. VII.1 Présentation des chargements simplifiés.**

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Effort tranchant : } Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\gamma}{4} \right) \rightarrow \gamma = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\text{Moment fléchissant : } Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\gamma^2}{6} \right)$$

**1- Calcul à L'ELU :**

➤ **Sens longitudinal :**

- **Calcul de Lt et Lm des charges du panneau de gauche :**  $\gamma = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{4} = 0,8$

$$Lt = 3,2 \left( 0,5 - \frac{0,8}{4} \right) = 0,96m$$

$$Lm = 3,2 \left( 0,5 - \frac{0,8^2}{6} \right) = 1,26m$$

- **Calcul de Lt et Lm des charges du panneau de droite :**  $\gamma = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4} = 0,75$

$$Lt = 3 \left( 0,5 - \frac{0,75}{4} \right) = 0,937m$$

$$Lm = 3 \left( 0,5 - \frac{0,75^2}{6} \right) = 1,22m$$

- Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire

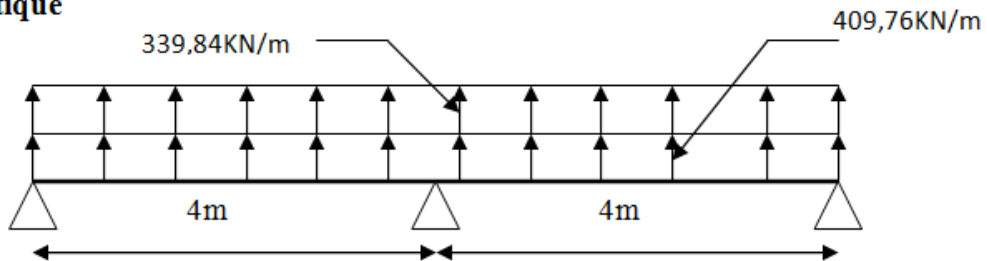
$$q_u^T = 204,61 \times (0,96 + 0,937) + 204,61 \times 0,5 = 390,45 \text{ KN / m}$$

$$q_u^m = 204,61 \times (1,26 + 1,22) + 204,61 \times 0,5 = 409,76 \text{ KN / m}$$

$$q_s^T = 114,04 \times (0,96 + 0,937) + 114,04 \times 0,5 = 273,35 \text{ KN / m}$$

$$q_s^m = 114,04 \times (1,26 + 1,22) + 114,04 \times 0,5 = 339,84 \text{ KN / m}$$

**Schéma statique**



**2- Détermination des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode forfaitaire exposée au chapitre 3 (Calcul des plancher)

**Tableau donnant les moments aux appuis et en travée (KN.m)**

Aux appuis	M <sub>1</sub> (KN.m)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	245,85	409,76	245,85
<b>ELS</b>	203,90	339,84	203,90

En travée	M <sub>1-2</sub>	M <sub>2-3</sub>
<b>ELU</b>	457,32	457,32
<b>ELS</b>	254,88	254,88

**Tableau donnant les efforts tranchants (ELU) (KN)**

travée	(1-2)	(2-3)
<b>T<sub>1</sub></b>	860,49	778,51
<b>T<sub>2</sub></b>	-778,51	-860,49

**3- Ferrailage**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_a^{\max} = 609,76 \text{ KN.m}; M_t^{\max} = 457,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinal:**

**Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{409760}{50 \times 67 \times 14,2} = 0,129 \Rightarrow SSA; A_a = 13,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA14 + 4HA16 = 14,2 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{457320}{50 \times 67 \times 14,2} = 1,44 \Rightarrow SSA; A_t = 15,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{860490}{500 \times 700} = 2,45 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,15}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**4- Armatures transversales**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

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

**5- Espacement des armatures**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 2\phi_l \right\} = \min \{17,5; 32\} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} = 35 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 3\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}8 = 3,02\text{cm}^2 \text{ (2 cadre +1 étrier)}$$

### 6- Vérification à L'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4,04\text{cm}^2$$

$$A_t = 16,08\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,04\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$A_a = 14,2\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,04\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

### 7- Vérification à L'ELS

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,20$$

\dots\dots\dots Condition vérifier

$$a = 0,173 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,35$$

**En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,79$$

\dots\dots\dots Condition vérifier

$$a = 0,195 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,645$$

Les deux conditions *sont vérifiées* alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

## II-POUR LE SOL 1

### 1-Choix des fondations

#### 1-1-Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{G + Q}{B \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section de la semelle :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
SOL 1				
V <sub>L1</sub>	528,14	1,05	2,012	2,11
V <sub>L1</sub>	528,14	1,05	2,012	2,11
SOL 2				<b>4,22</b>
V <sub>T1</sub>	796,13	2,00	1,59	3,18
V <sub>T1</sub>	796,13	2,00	1,59	3,18
				<b>6,36</b>

**1-2-Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux**

On prend le portique le plus sollicité, dans notre cas c'est le portique Transversal 2-2

- **Longueur de la semelle:**

Lt = 10,35m (les débords sont de 0,5m de chaque côté de la semelle) .

- **Détermination de la largeur de la semelle (B) :**

- Coordonnés de la résultante :

e<sub>i</sub> : distance entre le centre du poteau (i) et le centre de gravité de la semelle

e<sub>0</sub> : excentricité.

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	Mi
1	335,63	6	2013,78	8,78
2	319,09	2	638,18	2,83
3	311,29	-2	-622,58	-2,14
4	309,95	-6	-1859,7	-6,19
	<b>1275,96</b>		<b>169,68</b>	<b>3,28</b>

$$R = \sum Ns = N_1 + N_2 + N_3 + N_4$$

$$R = 1275,96KN$$

- **L'excentricité**

$$e_0 = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{\sum Ni}$$

$$e_0 = 13cm$$

$$e_0 = 0,13m < \frac{Lt}{6} = \frac{10,35}{6} = 1,72m$$

Donc :

Nous obtenons une répartition trapézoïdale des contraintes.

$$q_{(1-2)} = \frac{Rt}{Lt} \times \left( 1 \pm 6 \times \frac{e_0}{Lt} \right)$$

- **Calcul de q (3/4) :**

$$q_{(3/4)} = \frac{\sum Ni}{Lt} \times \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{Lt} \right) = \frac{1275,96}{10,35} \times \left( 1 + \frac{3 \times 0,13}{10,35} \right)$$

$$q_{(3/4)} = 129,92 \text{ KN / ml}$$

- **La largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(3/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{129,92}{250} = 0,511 \text{ m}$$

On prendra :  $B = 1,00 \text{ m} \geq 0,511 \text{ m}$

- **La surface d'une semelle :**

$$S = B \times L = 10,35 \text{ m}^2$$

- **La surface totale des semelles :**

$$St_{sem} = (3 \times 9) + 10,58 = 37,58 \text{ m}^2$$

- **Surface totale du bâtiment :**

$$St_{bat} = 10,35 \times 8 = 82,8 \text{ m}^2$$

### Remarque

La surface totale des semelles représente 45,38% de la surface total du bâtiment, pour cela on se ramène au choix des semelles filantes comme fondation de notre construction.

$S_{semelle} \leq 50\% S_{bâtiment}$ .

- **La hauteur de la semelle :**

$$hs \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm} \quad (\text{Semelle rigide})$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens B.

$$hs \geq \frac{100 - 35}{4} + 5 = 21,25 \text{ cm}$$

On prend  $hs = 30 \text{ cm}$

- **Dimensions adoptés**

$L = 10,35 \text{ m}$ ,  $B = 1,00 \text{ m}$ ,  $hs = 30 \text{ cm}$ ,  $c=c'=5 \text{ cm}$ ,  $d = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte réelle dans le sol**

$$\sigma_{sr} = \frac{q_{(3/4)}}{B} = \frac{129,92}{1000} = 0,129MPa$$

$$\sigma_{sr} = 0,129MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{\sigma_{sr}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{129,92}{250} = 52\% \bar{\sigma}_{sol}$$

- **Dimensionnement de la poutre de rigidité**

✓ **La hauteur :**

$$L_i = L_{max} = 3,00m$$

$$\frac{L_i}{9} \leq h_p \leq \frac{L_i}{6}$$

$$0,33m \leq h_p \leq 0,5m$$

$$\text{Soit : } h_p = 60cm$$

✓ **La largeur :**

$$\frac{1}{3} \times h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times h_p$$

$$20cm \leq b_p \leq 40cm$$

$$\text{Soit : } b_p = 40cm$$

### 1-3 Ferrailage à L'ELU

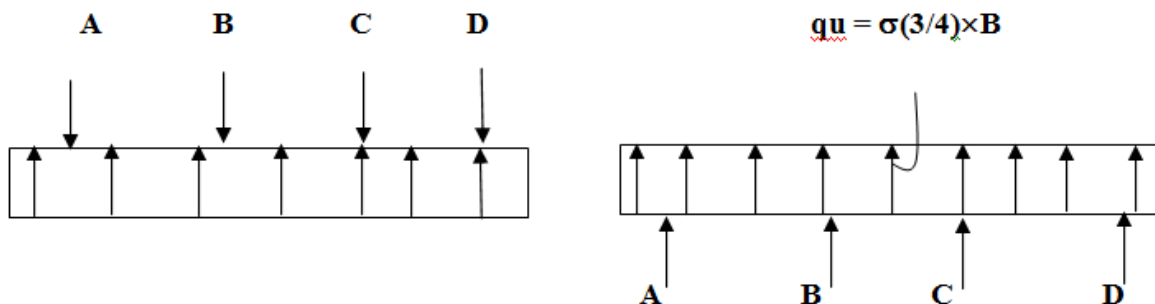
Semelle : dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

Dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montages.

(La résistance dans ce sens est assurée par la rigidité de la poutre).

#### 1-3-1 Ferrailage de la poutre de rigidité

On suppose que la semelle est un plancher renversé, la poutre de rigidité est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis, le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode des trois moments).



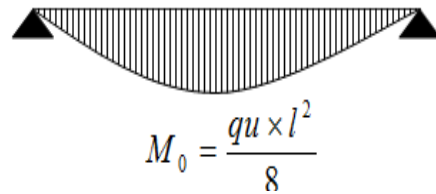
Point d'appuis	Nu (KN)
A	461,48
B	439,25
C	427,74
D	426,42

$$q_{(3/4)} = \frac{\sum Nu}{Lt} \times \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{Lt} \right) = \frac{1754,89}{10,35} \times \left( 1 + \frac{3 \times 0,13}{10,35} \right)$$

$$q_{(3/4)} = 175,94 \text{ KN / ml}$$

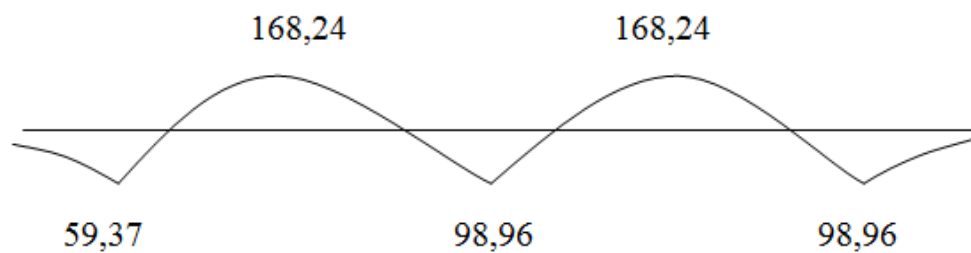
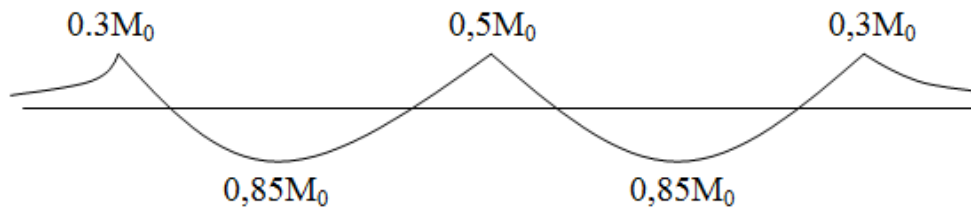
✓ Méthode forfaitaire

Travée articulée indépendante :



$$M_0 = \frac{qu \times Lt^2}{8} = \frac{175,94 \times (3)^2}{8} = 197,93 \text{ KN} \times m$$

Semi encastrée :



✓ **Calcul de ferrailage**  
Aux appuis

Appui	$M_0$ (KN×m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	choix	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
B	98.96	0,058	0,970	5.33	3T16	6.03

En travée

Travée	$M_t$ (KN×m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
A-B	168.24	0,098	0,948	9.27	3T14+3T16	10.65

✓ **Vérification à L'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 55 \times \frac{2,10}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{travée}} \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{q_u \times l / 2}{b \times d} = \frac{175,94 \times 3}{40 \times 55} \leq \min\left(0,15 \times \frac{2,10}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 1,19 \text{ MPa} \leq 2,10 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \text{ max}\right) = \min\left(\frac{60}{35}; \frac{40}{10}; 2 \text{ cm}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adoptera : 2 cadres de T8 ;  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Calcul des espacements (B.A.EL91)**

$$St \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400 \times 10^2}{0,40 \times 400} = 50,2 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,9 \times 400 \times 2,01}{40 \times 1,15 \times (1,19 - 0,3 \times 2,10)} = 18,60 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (corrigé en 2003)

**En zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right) = \min(15\text{cm}; 19.2\text{cm}) = 15\text{cm}$$

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

**En zone courante**

$$St \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{cm}$$

On prend  $St = 15\text{cm}$

On à :  $At \geq 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

✓ **Vérification à L'ELS**

**Dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

K1,  $\beta_1$ , on le tire du tableau, en fonction de p.

$$\text{Avec : } p = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

**Dans l'acier**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times fe; 110 \times \sqrt{n \times ft_{28}}\right)$$

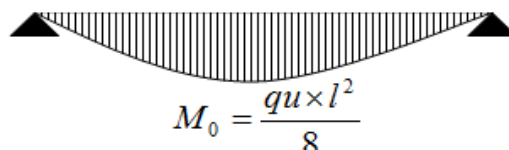
$$\text{Avec : } \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{A \times \beta_1 \times d}$$

- **Calcul des moments à L'ELS**

$$q_{(3/4)} = \frac{\sum N_s}{Lt} \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{Lt}\right) = 128.64\text{KN/ml}$$

➤ **Méthode forfaitaire :**

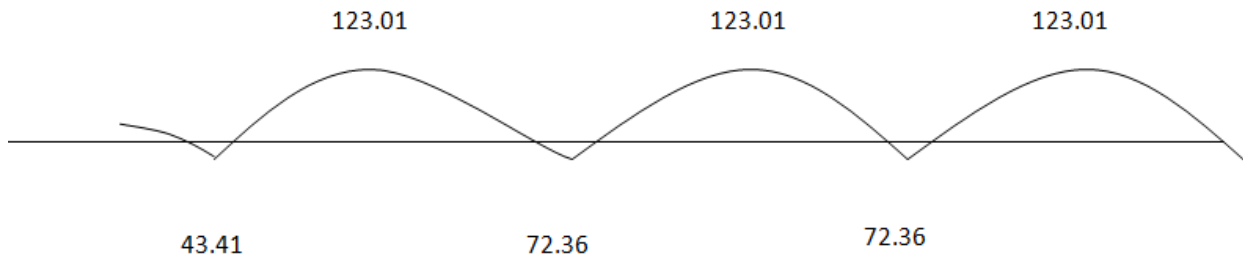
Travée articulée indépendante



$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{128.64 \times 3^2}{8} = 144.72\text{KNm}$$

Semi encastrée



Les résultats de la vérification sont donnés dans les tableaux suivants :

**Aux appuis**

Appuis	Ma (KN×m)	p	K1	β1	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	obser	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obser
B	72.36	0,275	45,24	0,917	237,93	266,67	Vérifiée	5,25	15	Vérifiée

**En travée**

Appuis	Mt (KN×m)	p	K1	β1	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	obser	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obser
A-B	123.01	0,483	32,62	0,895	234,64	266,67	Vérifiée	7,19	15	Vérifiée

**4- Ferrailage de la semelle**

Dans le sens B (transversal), le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles ; A<sub>B</sub>, est donnée par mètre linéaire (cm<sup>2</sup>/ml).

$$A_B = \frac{Nuf \times (A - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

B= 1m,  $Nuf = \sigma_{(3/4)} \times B \times 100$

$Nuf = 175,94 \times 1,00 \times 1,00 = 158,93KN$

Se qui nous donnera :

$$A_B = \frac{175.94 \times (100 - 35)}{8 \times 25 \times 34,8} = 1,64cm^2$$

$\Rightarrow A_B = 3,14cm^2$ , soit 4HA10/ml

• **Armatures de répartitions**

$$Ar = \frac{A_B}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785cm^2$$

On prend :

$Ar = 3,14cm^2$ , soit 4HA10

**5- Semelle sous murs de refends (VL1, VL2)****a- dimensionnement (à L'ELS)**

✓ La largeur

$$N_{ser} = 648,269 \text{KN}, L = 1.05 \text{m}, \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{MPa}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{528.14}{3 \times 0,025} = 70.41 \text{cm}$$

On prend : B = 100cm.

✓ La hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{cm} = \frac{100-35}{4} + 5 = 21.25 \text{cm}$$

On prend : h = 30cm.

• **Vérification de la contrainte du sol**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{B \times L} = \frac{528.14 \times 10^3}{1000 \times 3000} = 0,17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures (à L'ELU) :**

Elles sont calculées pour une bande de 1m.

$$N_u = 600.05 \text{KN}, M_u = 36.56 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3656}{600.05} = 4.07 \text{cm}$$

$$e_u < \frac{B}{18} = \frac{100}{18} = 5,55 \text{cm}$$

On utilise la méthode des bielles, soit ;

On remplace la charge réelle (Nu), par les charges fictives Nuf, tel que :

$$N_{uf} = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_u}{B}\right) = 600.05 \times \left(1 + 3 \times \frac{4.07}{100}\right)$$

$$N_{uf} = 673.31 \text{KN}$$

$$A_u = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{673.31 \times (100-35)}{8 \times 25 \times 34,8} = 6.29 \text{cm}^2$$

On prend: A = 5HA14 = 7.7cm<sup>2</sup>, St = 18cm.• **Armatures de repartitions**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 2.92 \text{cm}^2$$

Soit: 5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup>, St = 20cm.• **Calcul de la longueur de scellement droit**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}, \text{ avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,83 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm}$$

Pour feE400, acier HA,  $L_s = 40 \times \phi \Rightarrow L_s = 56 \text{ cm}$

On opte pour des crochets à 45°, avec  $0,4 \times L_s$ .

$$L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

$$L_s = 25 \text{ cm.}$$

On opte donc pour une longueur de scellement  $L_s = 25 \text{ cm}$ .

### Remarque

Vue que ; nous avons utilisé des semelles filantes au niveau du sol dans le sens transversal ; donc il est indispensable de réaliser des semelles sous boue de voiles dans le sens longitudinal et on leur admet le même ferrailage de la semelle transversal.

### 6- Ferrailage de la longrine :

#### Rôle de la longrine

Les longrines servent de chaînage pour les semelles, dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres, elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité, apportée par les points d'appuis solidaires.

$\alpha$  : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré.

Dans notre cas :

Site : S3

Zone II.a ;  $\alpha = 12$ , selon le R.P.A99. }

### Dimensions de la longrine

Selon le R.P.A99, les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ , pour le site S3, on choisit donc une section de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### • Ferrailage des longrines

$$N_{\max} = 598,88 \text{ KN}$$

$$A = \frac{Nt}{\sigma_s}, \text{ avec : } Nt = \frac{N_{\max}}{\alpha} = \frac{598,88}{12} = 49,90 \text{ KN}$$

$$A = \frac{49,90}{34,80} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

Le ferrailage minimum selon le R.P.A99, doit être de 0,6% de la section transversal.

$$A_{min} = 0,6\% \times 0,30 \times 0,35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures longitudinales de,  $A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$

- **Les armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \text{Min}(1; 1,2; 3) \text{ cm}$$

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

On prend un cadre+ étrier de T8

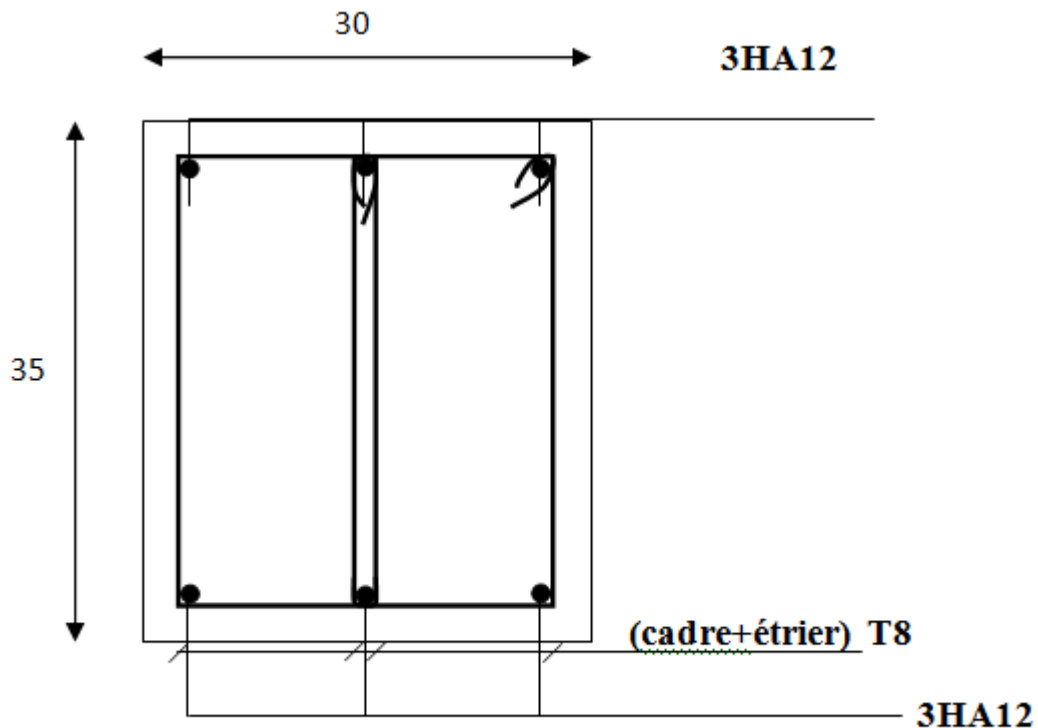
- **Espacement des cadres**

Selon le R.P.A99 : l'espacement des cadres doit être

$$St \leq \min(20; 15 \times \phi_t)$$

$$St \leq \min(20; 18) \text{ cm}$$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}.$



**Ferrailage de la longrine**

## VII-7 Etude du joint

### VII-7-1 Définition

Le joint est l'ensemble formé par les parties contigües de deux ou plusieurs produit, composants ou parties du bâtiment, quand ils sont réunis ou fixés avec ou sans l'emploi d'un produit pour joint.

### VII-7-2 Différents types de fondations

Selon leur fonction, Il existe trois catégories de joints :

#### ➤ Joints de séparation en blocs d'une construction

Ce sont les joints qui séparent une construction en plusieurs blocs en vue de prévenir les dommages que pourrait subir une construction sous plusieurs phénomènes notamment le séisme, variation de la température (jour et nuit ou bien saisonnière), retrait de béton, tassement différentiel entre les différents point de la structure et donc du terrain d'assise des fondations...

#### ➤ Joints de liaisons des éléments

Ce sont les joints utilisés pour assembler deux éléments distincts pour former un bloc unie rependant à des critères de résistance bien maîtrisé. A titre d'exemple, on peut citer les joints de maçonnerie ou joints d'assemblage d'élément préfabriqué...

#### ➤ Joints de liaisons des éléments

Ce sont les joints qui servent à fermer trous, les cavités ou défauts d'exécution, fissures ect cela pour des raisons de finition ou bien pour fermer tous les ponts thermique (perte de chaleur) entre les ambiances notamment entre l'intérieur et l'extérieur de la construction ou d'une maison.

### VII-7-3 Joints de séparation en blocs d'une construction

Joints prévus pour limiter les dommages dans une construction. Ils sont plans sans décrochement et doivent être débarrassé de tous matériau ou corps étranger.

Il existe trois catégories de ce genre de joints :

#### - joints de dilatation thermique

La variation de la température moyenne des éléments du bâtiment associée au coefficient de dilatation thermique conduit à une variation de la longueur des éléments. Cette variation de longueur peut en conséquence induire l'application d'une surpression des éléments qui peut conduire à des dommages structuraux. Dans les calculs relatifs aux constructions courantes et industrielles en béton armée on peut ne pas tenir compte des effets des variations de la température pour les éléments compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les villes côtières à l'exception d'Oran, Ain Timouchent et Tlemcen qui rentrent dans la catégorie suivante ;
- 25 m dans les wilayas du tell, des hauts plateaux et de l'Atlas Saharien ;
- 20 m dans le moyen sud et l'extrême sud.

Les valeurs données dans ce paragraphe sont tirées de l'article B 5.1 (dimensions des blocs entre joint DTR-B.C 2-41.)

Dans le cas où la structure est fondée sur un bon sol, ce joint ne concerne que la superstructure. Les joints de dilatations thermiques prévus dans l'ossature en élévation ne sont pas obligatoirement à prolonger dans les parties enterrées et les fondations. En effet, dans ce cas il est préférable de ne pas prolonger le joint aux fondations afin d'éviter les fondations excentrées, à moins que des coupures totales soient nécessaires en raison de tassements différentiels.

#### - joints sismique

Ces joints sont prévus pour des structures réalisées en plusieurs blocs dans les zones sismiques. On prévoit les joints sismiques lorsque la construction présente une forme irrégulière (L, H, U, T...) qui se traduit par une différence de rigidité dans les deux sens ; ou les parties de la construction seront menées à être chargées d'une façon dissymétrique (différence importante du nombre d'étage, exploitation différente des différentes zones de la construction).

Ces joints sont disposés de façon à :

- Limiter les longueurs des bâtiments trop importantes.
- A séparer les blocs de bâtiment ou ouvrages accolés de géométrie et/ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (formes en T, U, H, O, L ...) voir l'exemple de vue en plans dans la figures suivante :



Ces joints sont calculés de manière à éviter le phénomène d'entre-chocs entre les différents blocs du bâtiment. L'épaisseur minimale du joint entre deux blocs doit respecter la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

$\delta_1$  : Déplacement maximal possible au sommet du petit bloc.

$\delta_2$  : Déplacement maximal possible au niveau du grand bloc coïncidant avec le sommet du petit bloc (RPA99-version 2003).

La disposition des joints sismique peut coïncide avec les joints de dilatation thermique ou de rupture.

Ces joints doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement

- **Joints de rupture**

Ce sont tous les joints prévus pour empêcher toutes formes de rupture dans le bâtiment sous l'effet des tassements différentiels a cause d'une exploitation différente d'un bloc du bâtiment à un autre bloc.ces tassements peuvent avoir des origines différentes ; parmi lesquelles on peut citer :

- Nature du sol de la base d'assise différente d'une zone à une autre. (capacités portantes du sol différentes).
- Charges d'exploitation différentes d'un bloc de bâtiment à un autre.
- Nombre de niveaux différent d'une zone à une autre du bâtiment.
- Années l'implantation différentes.

Le joint de rupture doit traverser les fondations

Pour notre structure ;on a utiliser un joint de rupture.

**Calcul l'épaisseur minimale du joint entre deux blocs**

On utiliser cette formule.

$$d \text{ min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

Nous avons :

✓ **Déplacement du bloc A selon xy**

$$\delta_x = 0.055\text{cm}$$

$$\delta_y = 0.091\text{cm}$$

✓ **Déplacement de bloc B selon xy**

$$\delta_x = 5.499\text{cm}$$

$$\delta_y = 3.257\text{cm}$$

**Calcul l'épaisseur minimale du joint entre deux blocs selon X**

$$d \text{ min} = 15 + (0.55 + 54.99) = 70.54\text{mm} \geq 40\text{mm}.....ok$$

**Calcul l'épaisseur minimale du joint entre deux blocs selon y**

$$d \text{ min} = 15 + (32.57 + 0.91) = 48.48\text{mm} \geq 40\text{mm}.....ok$$

## Conclusion générale

---

Ce projet de fin d'étude, nous a permis à mettre en application toutes nos connaissances et d'utiliser des méthodes qu'on n'a pas eu la chance d'étudier pendant notre cursus universitaire durant. Puis ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir: « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les différents documents techniques et certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Les difficultés rencontrées au cours de sa réalisation nous ont Permet d'améliorer notre vision sur le comportement de notre structure.

La modélisation avec le ROBOT 2010 nous a permis de savoir le comportement ; le mouvement de la structure et La période, les modes, le moment, les contraintes...et Le ferrailage.

Enfin nous souhaitons espérons que notre travail soit utile et sera un support pour les promotions à venir.

## **REGLEMENT**

*Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003*

*Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93*

*Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91*

## **COURS**

*Béton armé.*

*Dynamique des structures Bâtiments.*

*Recherche globale sur internet.*

*Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes*

*Cour et TD des années de spécialité.*

## **LOGICIELS**

*Logiciel ROBOT-BAT v23.*

*EXCEL 2007.*

*WORD 2007.*

*AUTO CAD 2011.*

*PDF created.*

*Bibliographie*