

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



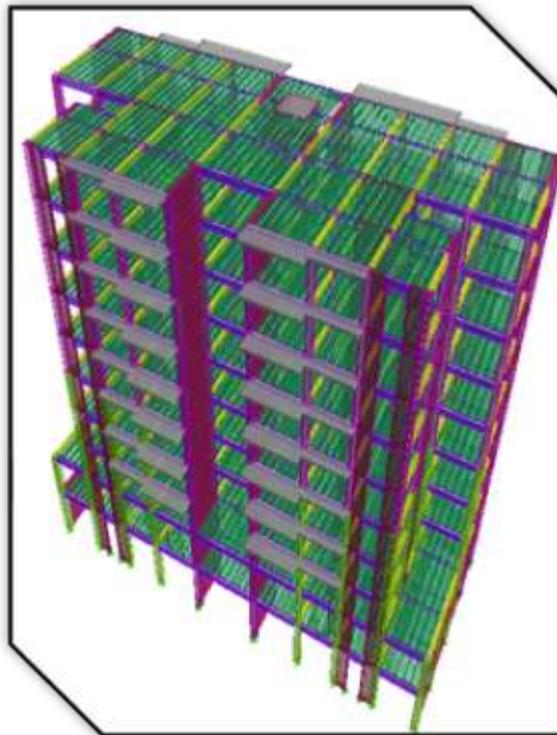
# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

## Thème :

**Etude d'un bâtiment(R+8 avec entre sol)  
à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles  
-application de ETABS-**



Etudié par :

Melle : Messaoui Sonia

Mr : Mezrag Samir

Dirigé par :

M<sup>me</sup> : CHAHOUR KAHINA

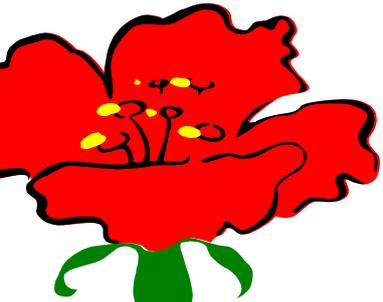
Promotion 2015-2016



# Remerciment

- ✓ Au terme de ce modeste travail, nous remercions avant tout DIEU de nous avoir donné le courage et la force nécessaire pour mener à terme ce projet.
- ✓ Nous tenons à témoigner nos profonds remerciements et profonde considération à notre promotrice M<sup>me</sup> : CHAHOUR KAHINA pour ses encouragements et surtout sa disponibilité qui a été pour nous, une source constante de motivation, pour achever ce travail.
- ✓ Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements vont à nos familles pour leur aide, leur patience, leur encouragement est pour tous les sacrifices qu'elles ont faites pour nous voir réussir.
- ✓ Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail ainsi qu'aux enseignants qui ont contribué à notre formation et tout le personnel du département de génie civil
- ✓ Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds remerciements.





# DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

❖ **Mes très chers parents :**

Qui ont tous donné pour me voir réussir, et qui ont été toujours présent pour moi, m'ont encouragé et soutenu. Que Dieu les protège et m'aide à les honorer.

❖ **Mon très chers frère Lounis et toute sa famille :**

Qui ma toujours poussé à donner le meilleur de moi-même.

❖ **Mes chères sœurs :**

Lynda, Samira, Djidega, Kahina et Dyhia , leurs conseils et soutiens m'ont était toujours d'une aide précieuse , sans oublier mon neveu Meziane et ma nièces Souade

❖ **A mon meilleur ami Faredj est sa famille :**

Pour son soutien et son encouragement et a qui je souhaite le succès et la réussite

❖ **Aux trois architectes M<sup>mes</sup> (Sabrina ,Kahine et Yasmine)**

Qui mon ouvert les portes de leurs bureaux d'étude et m'ont périmé d'évoluer et d'acquérir d'avantage de connaissance dons mon domaine

❖ **A tout mes amis :**

Exceptionnellement Sonia et Lyes pour leur aide si priseuse et tous les meilleurs moments qu'on a passés ensemble durant ces 5 ans.

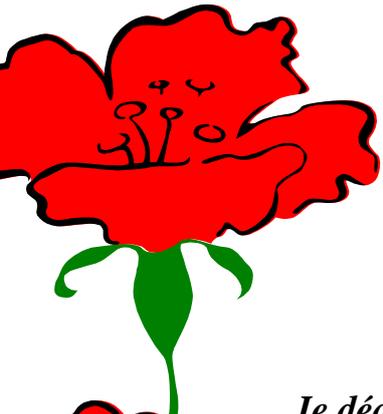
❖ **A mon binôme et sa famille :**

Pour les bons et les mauvais moments que nous avons passé ensemble

❖ **A Toute la promotion 2015/2016.**

A toutes les personnes qui m'ont soutenue et crus en moi lors de mon parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, je leur dédie ce travail espérant avoir répondu à leurs souhaits de me voir réussir.

SONIA



# DEDICACE

*Je dédie ce travail à :*

- Mes très chers parents pour avoir été à tous moments à mes côtés et les remercie de m'avoir toujours soutenu et encouragé*
- Mon très chère frères Omar et sa femme et ces deux enfants Rayan et Lina*
- Mes sœurs (Aljia, Malika, Zohra, Fariza, Djamila, Samira)*
- Mes tantes Ourida, Saliha et sa familles*
- Touts ma familles*
- Tous ceux qui m'ont aidé durent ce travail*
- Tous mes ami(e)s*

**Samir**

# Sommaire

## Introduction

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage** .....1-11

**Chapitre II : pré dimensionnement des éléments**.....12-29

## **Chapitre III : Calcul des éléments**

➤ III-1 : Les planchers.....30-64

➤ III-2 : L'acrotère.....65-73

➤ III-3 : La salle machine .....74-85

➤ III-4 : Les escaliers .....86-101

➤ III-5 : La poutre palière .....102-109

➤ III-6 : Les balcons .....110-116

**Chapitre IV : Modélisation de la structure** .....117-142

**Chapitre V : Vérification des conditions du RPA** .....143-156

## **Chapitre VI : Ferrailage de la structure**

➤ VI-1- Poteaux.....157-167

➤ VI-2 : Poutres .....168-178

➤ VI-3 : Voiles .....179-194

**Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**.....195-221

**Chapitre VIII : Etude du mur plaque** .....222-232

## Conclusion

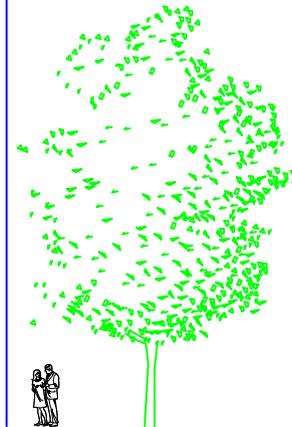
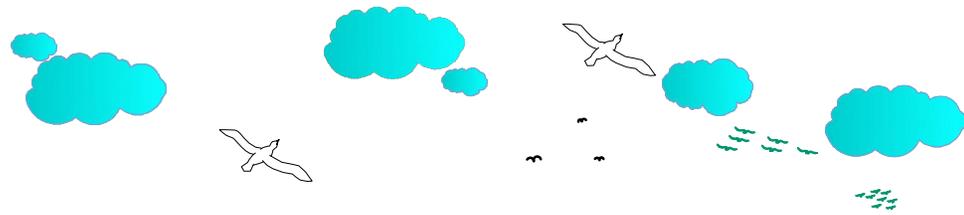
## Bibliographie

*L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois, par leur importances, des destructions massives. Le dernier séisme du 21 mai 2003 qui a touché les régions de Boumèrdes, Alger et Tizi – Ouzou on est un exemple raille. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées, malgré ce risque, le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, il est donc d'une importance primordiale de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées, pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien.*

*L'ingénieur doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les dispositions constructives exigées par le PRA 2003, le BAEL 99 et le CBA93 qui rigidifient convenablement la structure de manière à assurer :*

- ✓ La stabilité et la durabilité de l'ouvrage, pour assurer la sécurité des usagers.*
- ✓ L'économie : diminuer le coût du projet, même si rien n'est définitif ni le prix, ni le temps , car tout évolue très rapidement*

*Ce projet de fin d'étude est une occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

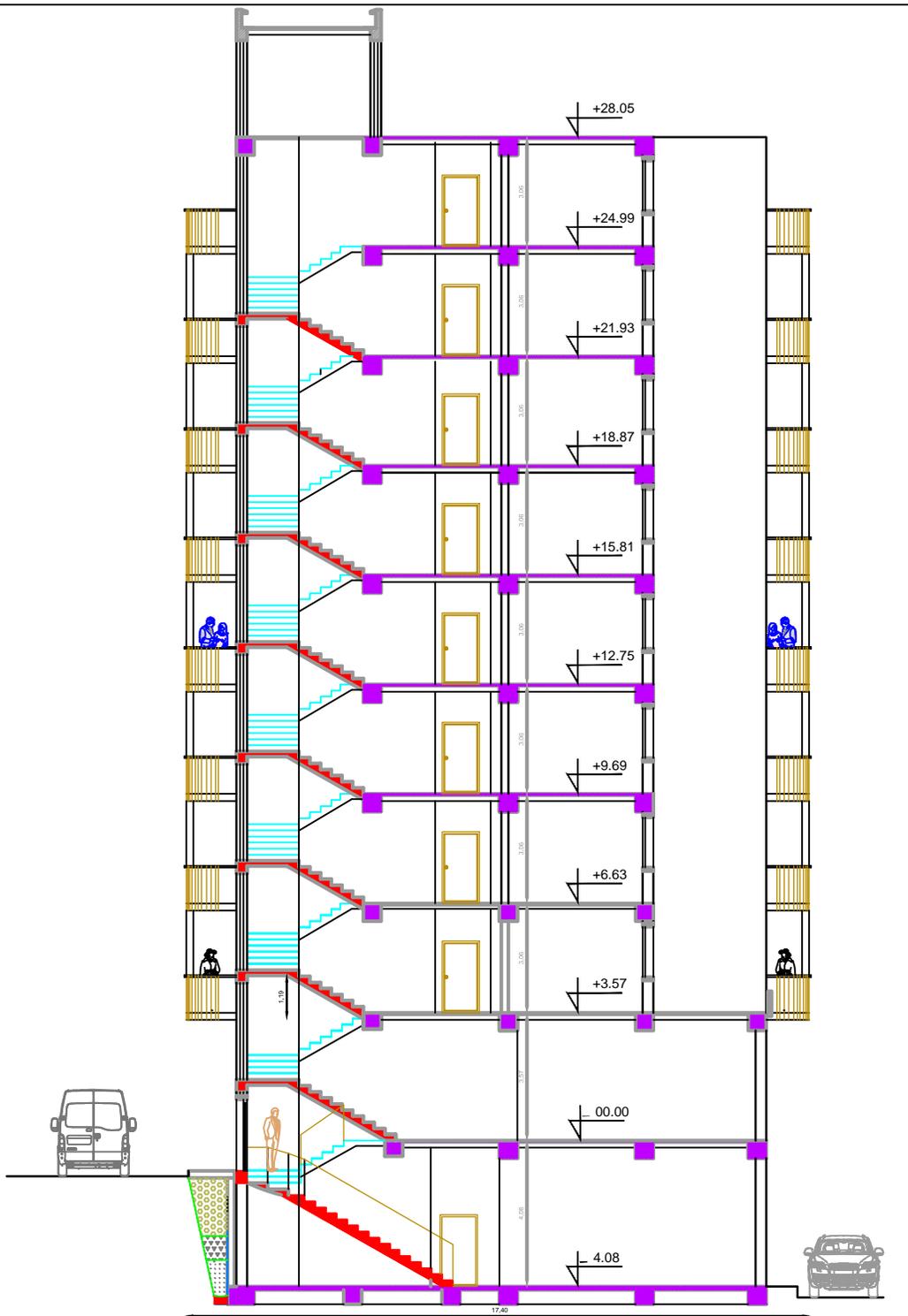
TITRE:

**FACADE PRINCIPALE**

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°1

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

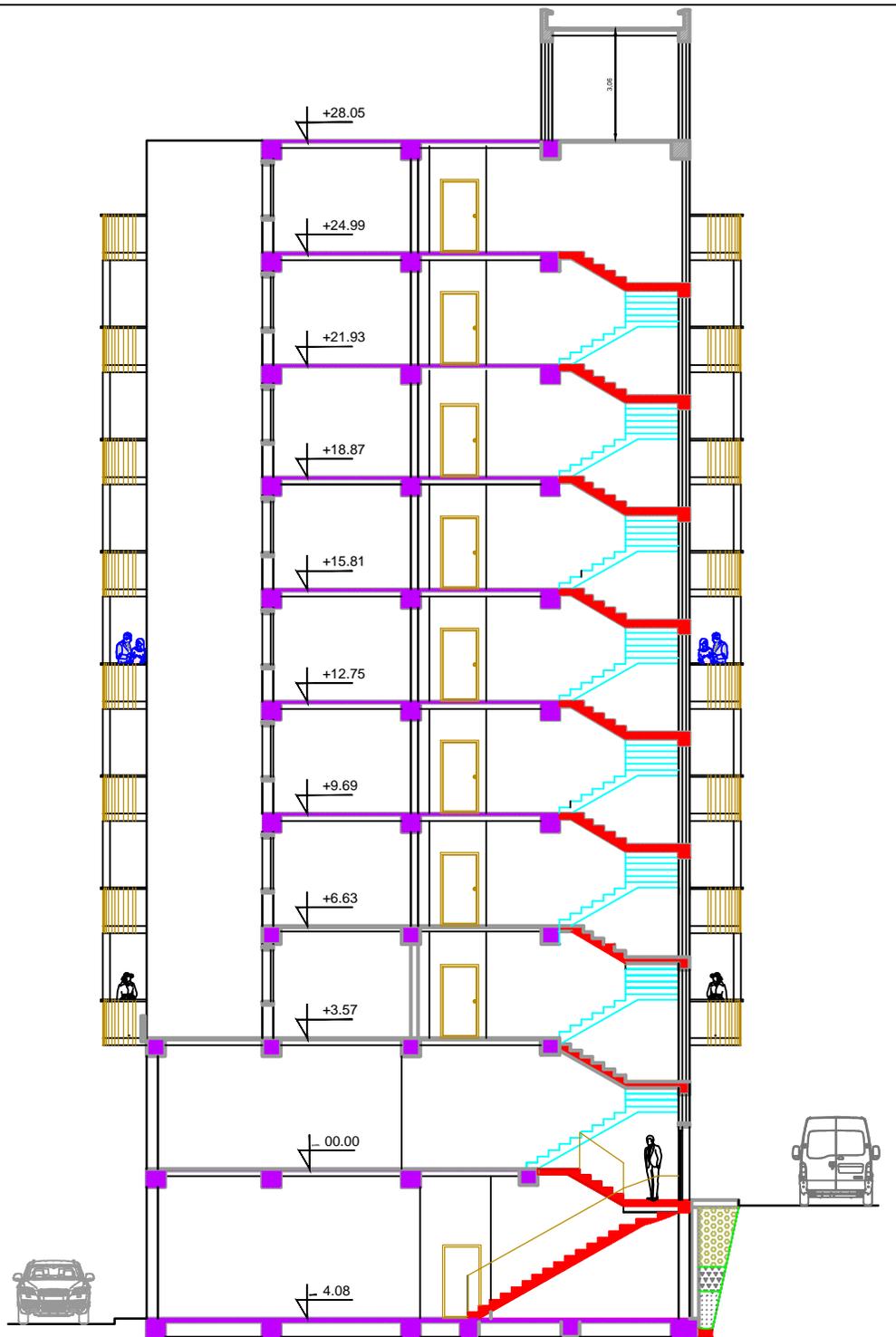
TITRE:

COUPE-AA-

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°2

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

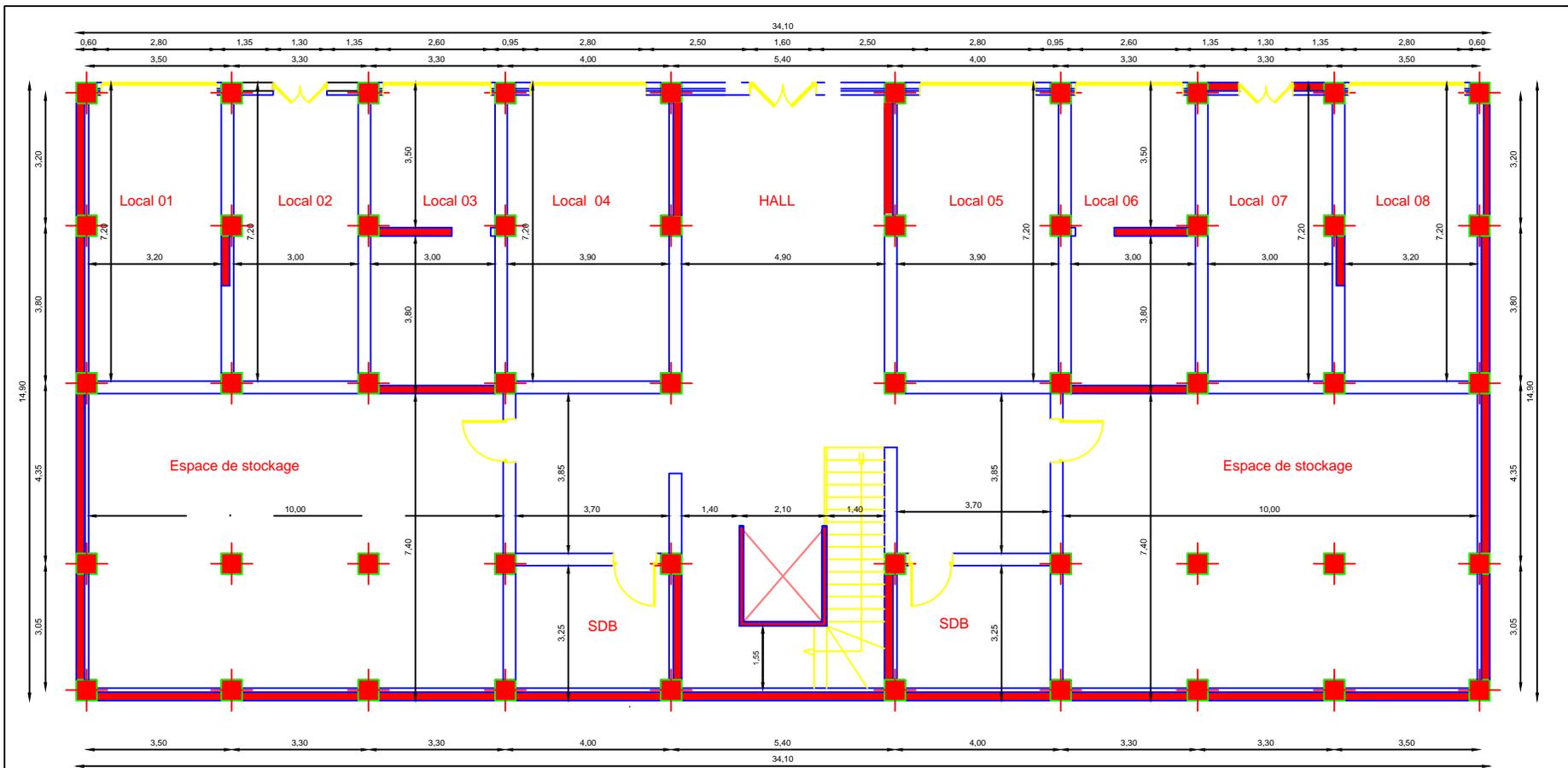
TITRE:

*COUPE-BB-*

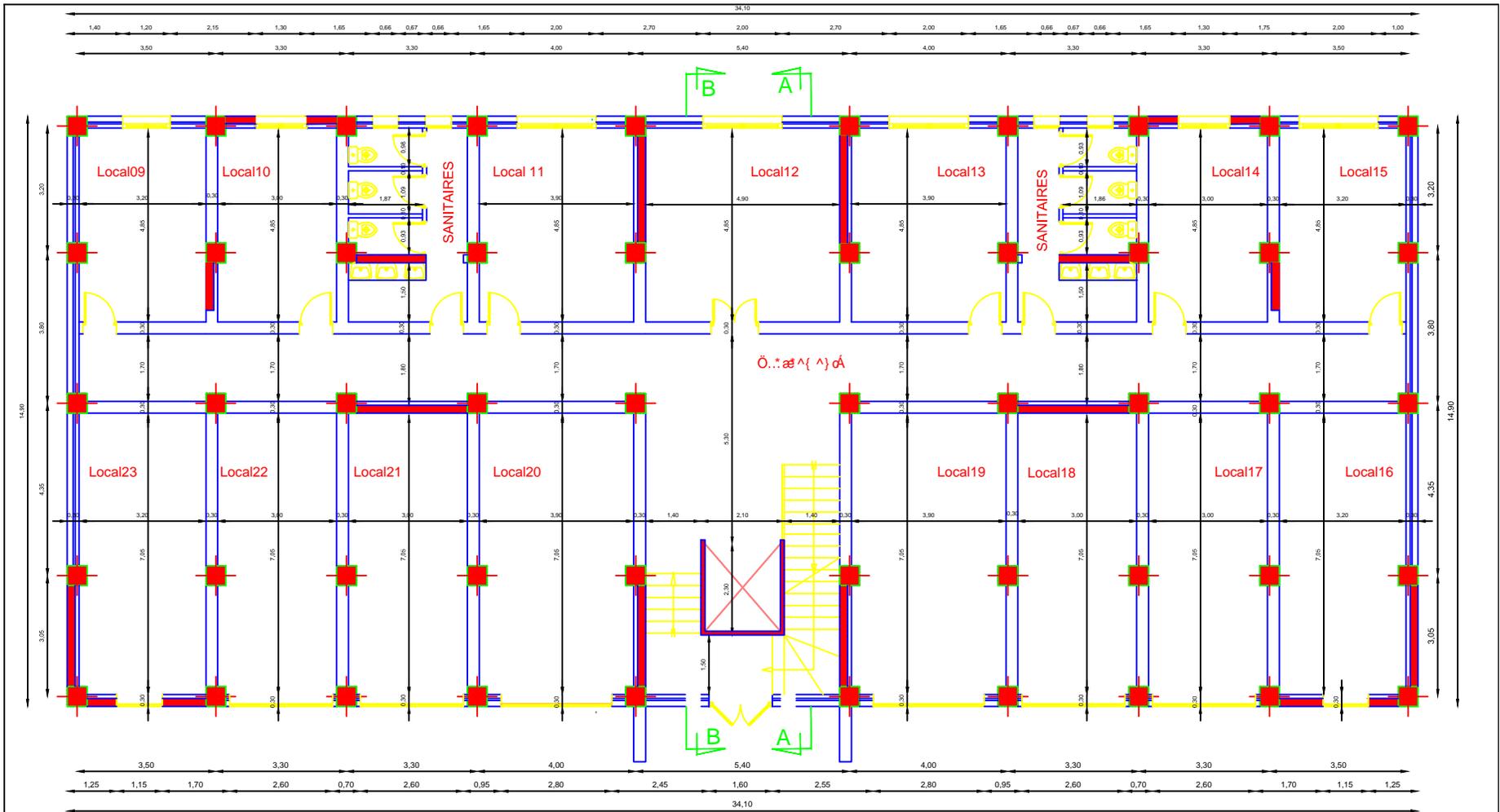
PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°3

ECHELLE 1/50

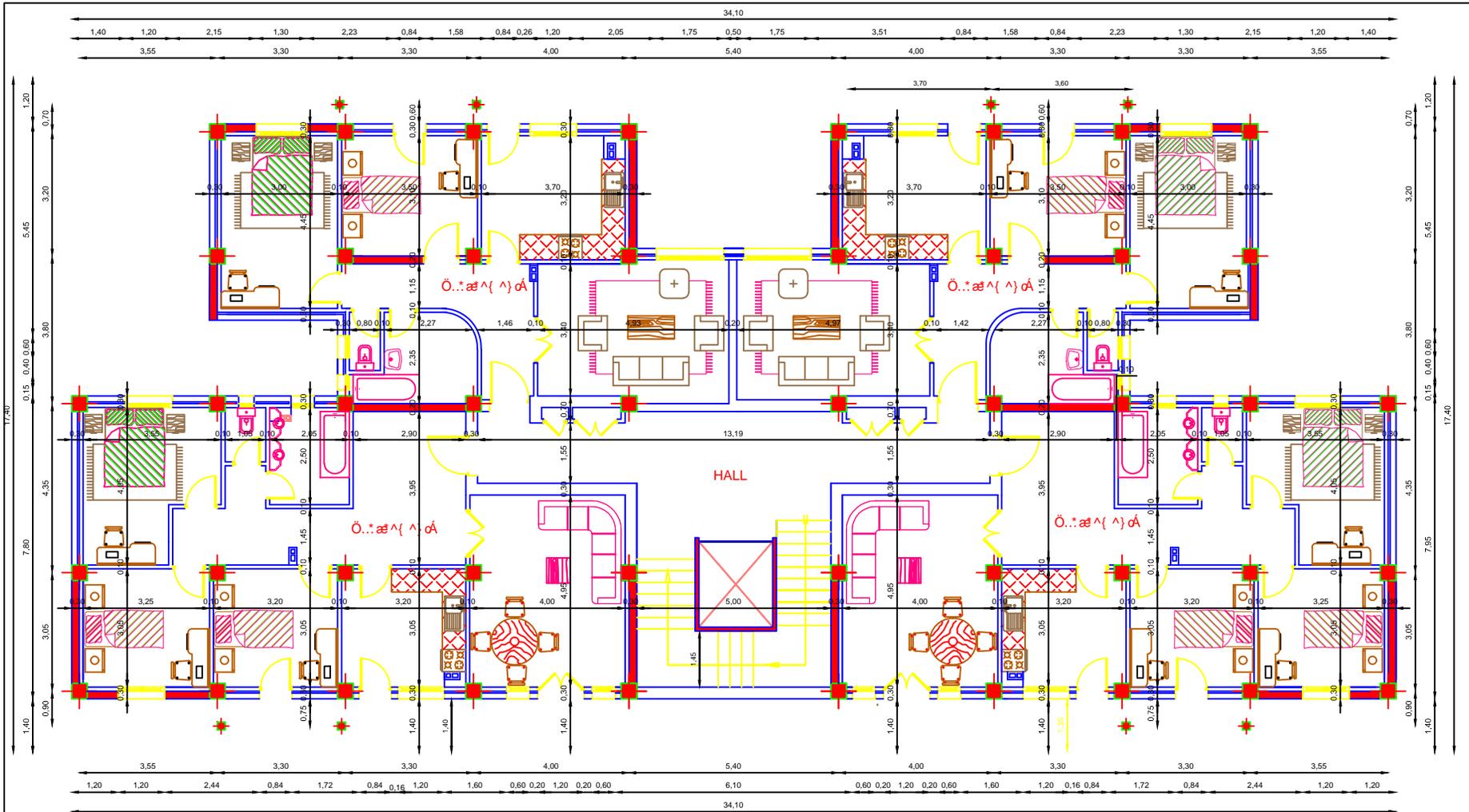


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE: <i>Plan de l'entre sol</i>	
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°4
		ECHELLE 1/50

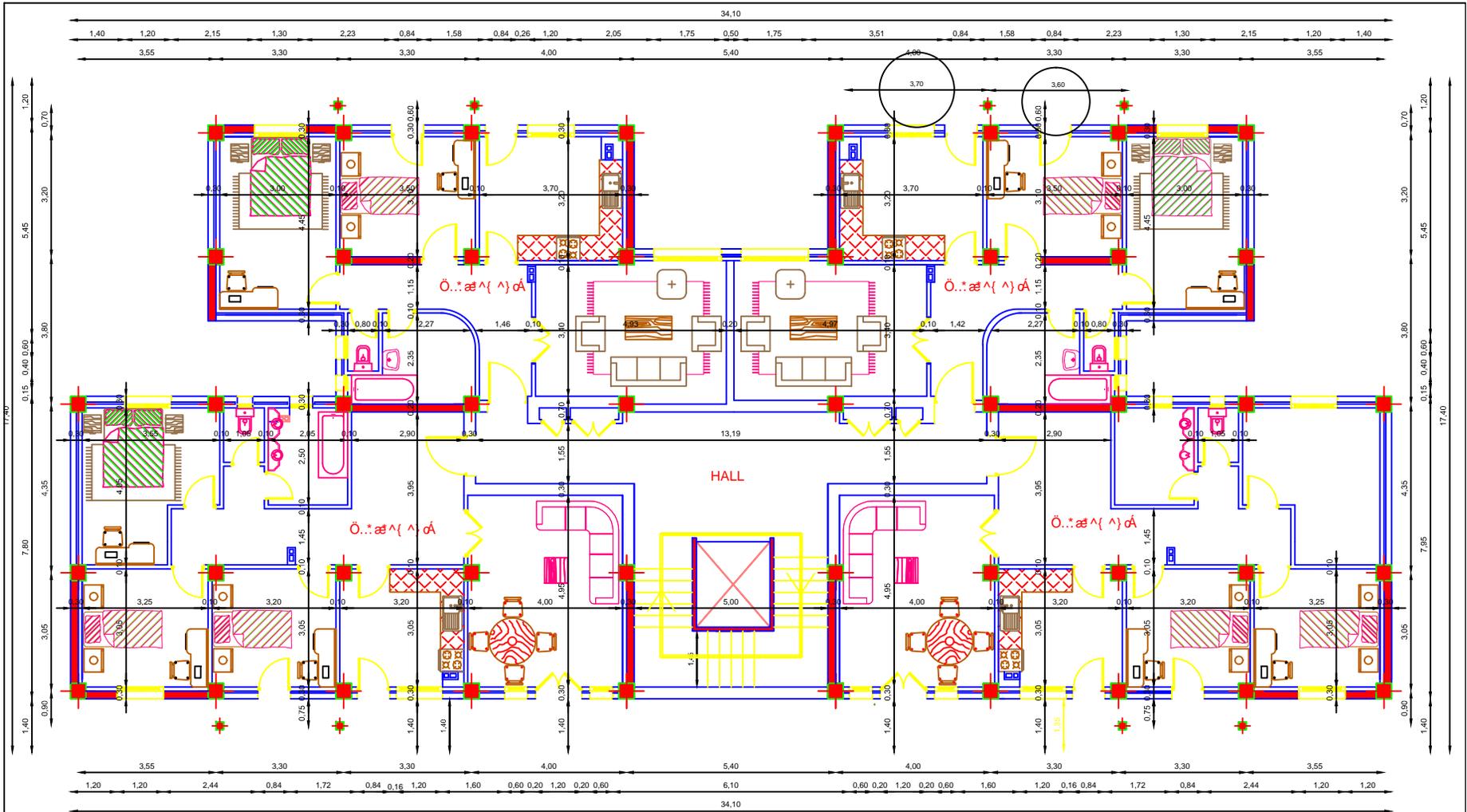


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE:  <i>Plan du RDC</i>
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°5
	ECHELLE 1/50

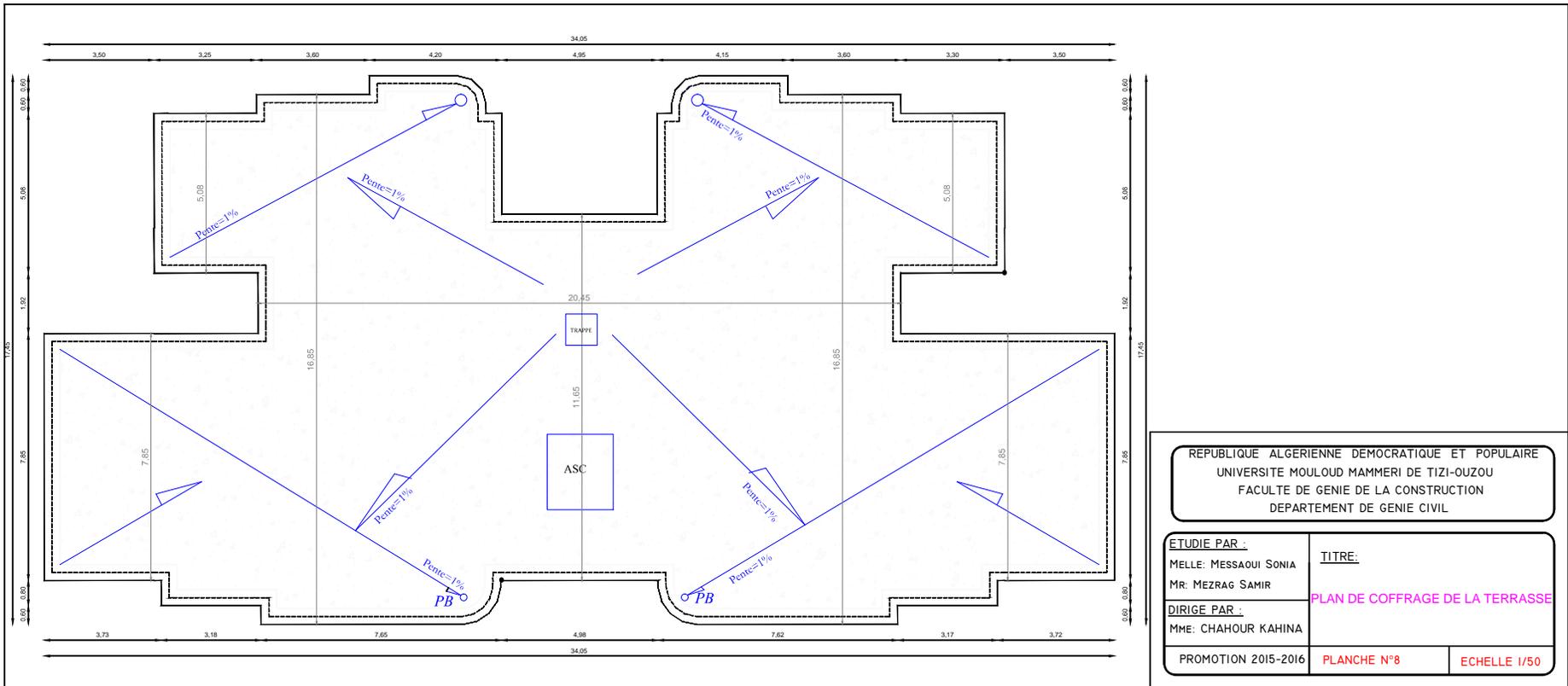


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE: <i>Plan du premier(1) étage</i>	
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°6
		ECHELLE 1/50



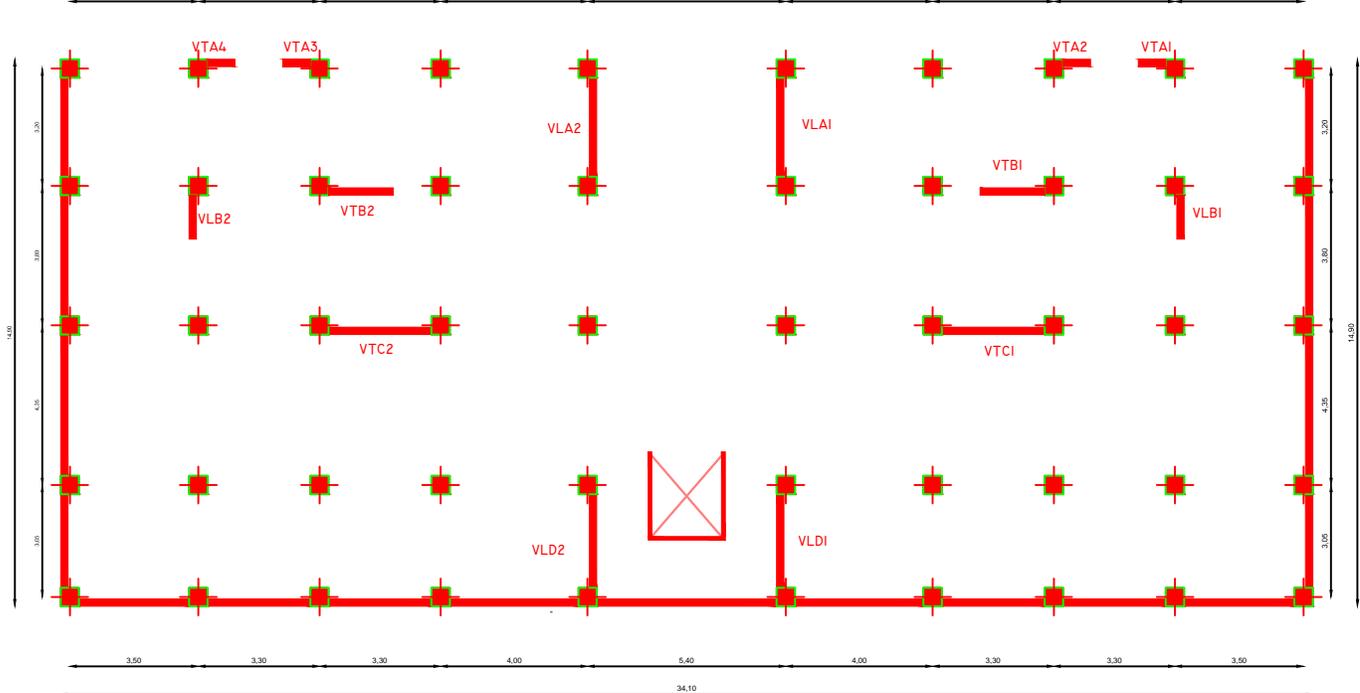
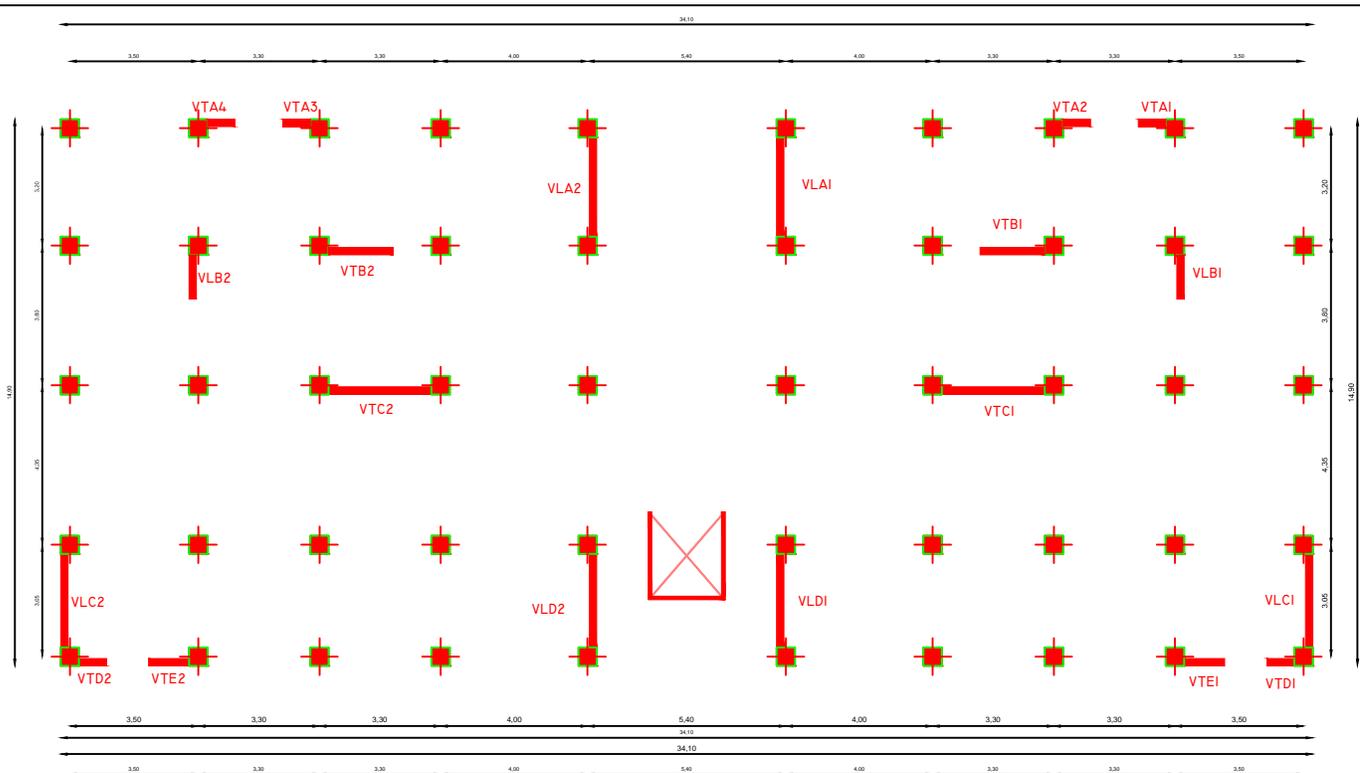
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :	TITRE :
MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	<i>Plan des étages 2-3-4-5-6-7</i>
DIRIGE PAR :	
MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°7
	ECHELLE 1/50



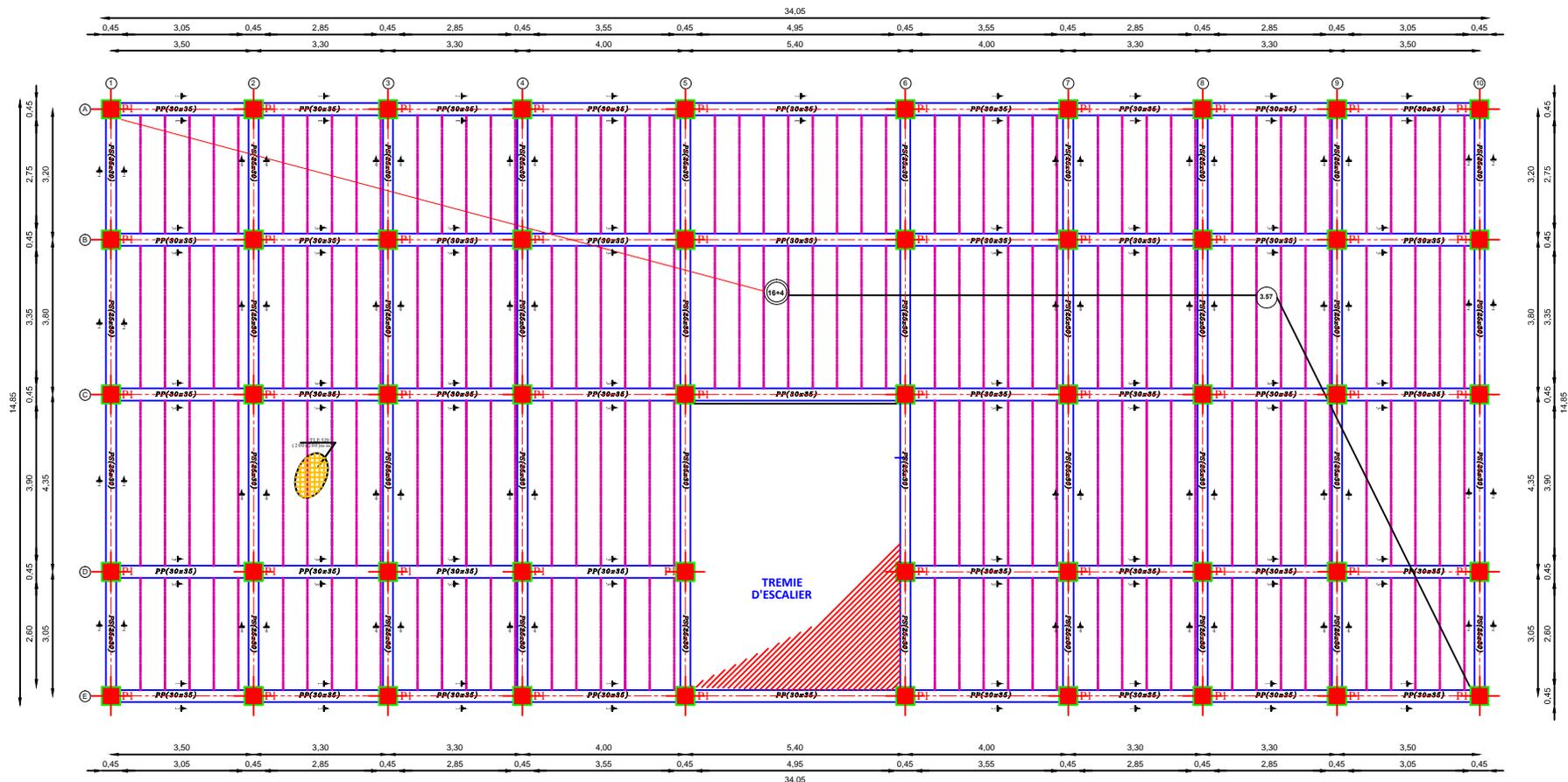
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :	TITRE:
MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	PLAN DE COFFRAGE DE LA TERRASSE
DIRIGE PAR :	
MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°8
	ECHELLE 1/50

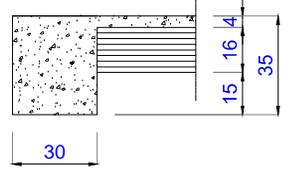


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE: <b>DISPOSITION DES VOILES</b>
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°9
	ECHELLE 1/50



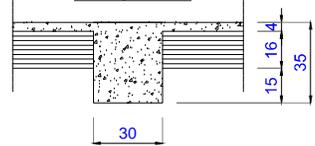
**Coupe 1-1**



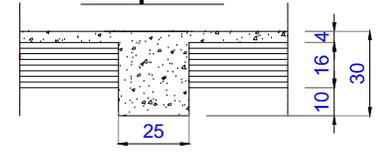
**Coupe 2-2**



**Coupe 3-3**

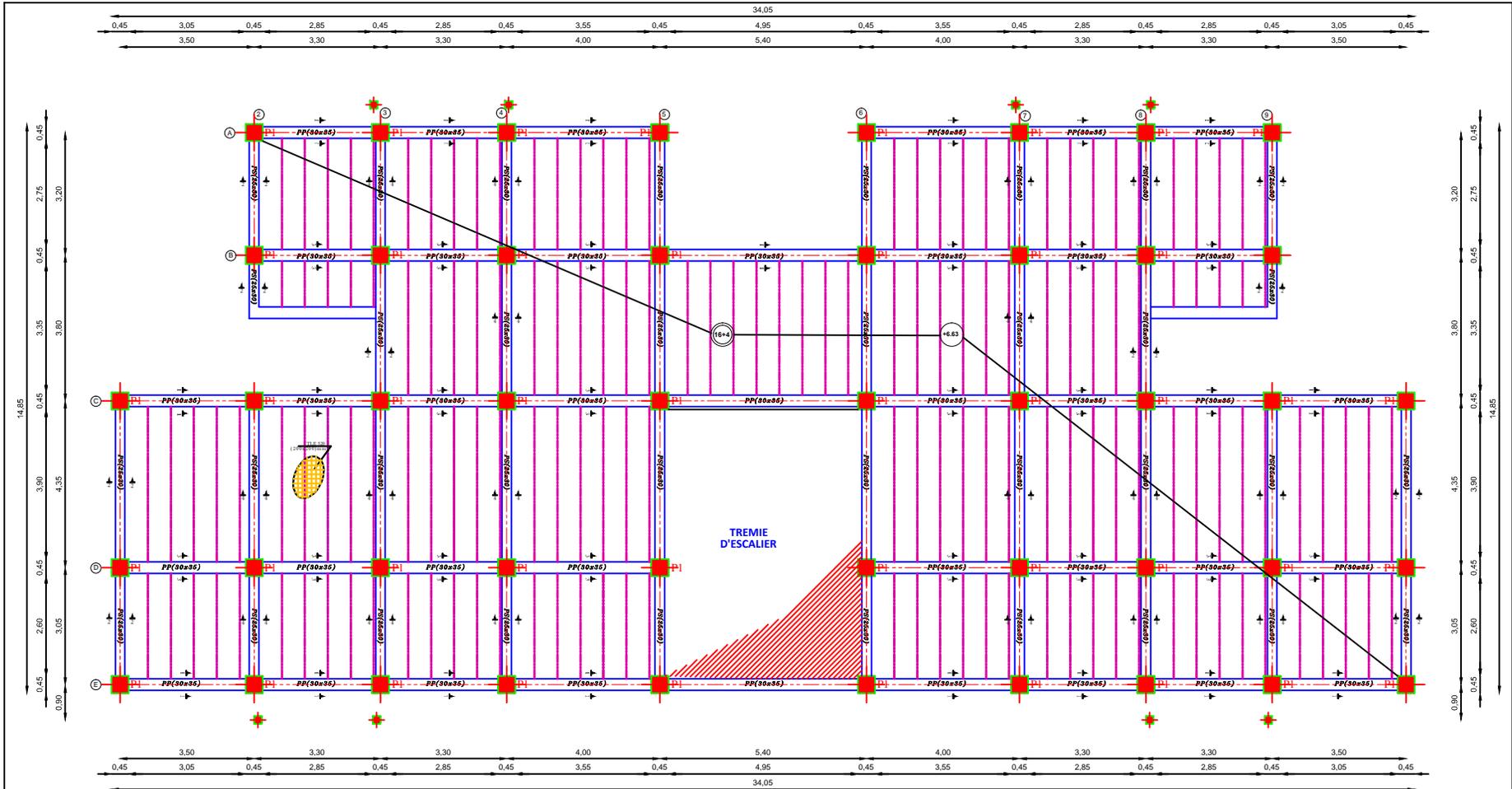


**Coupe 4-4**

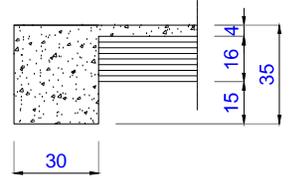


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

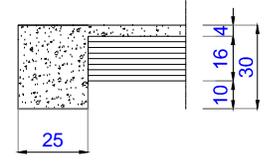
ETUDE PAR :	TITRE:	
MELLE: MESSAOUI SONIA	Coffrage planchers de l'entre sol et du RDC	
MR. MEZRAG SAMIR		
DIRIGE PAR :	PROMOTION 2015-2016	
MME: CHAHOUR KAHINA	PLANCHE N°10	ECHELLE/50



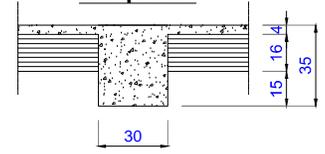
Coupe 1-1



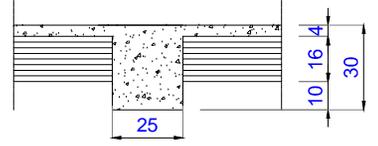
Coupe 2-2



Coupe 3-3

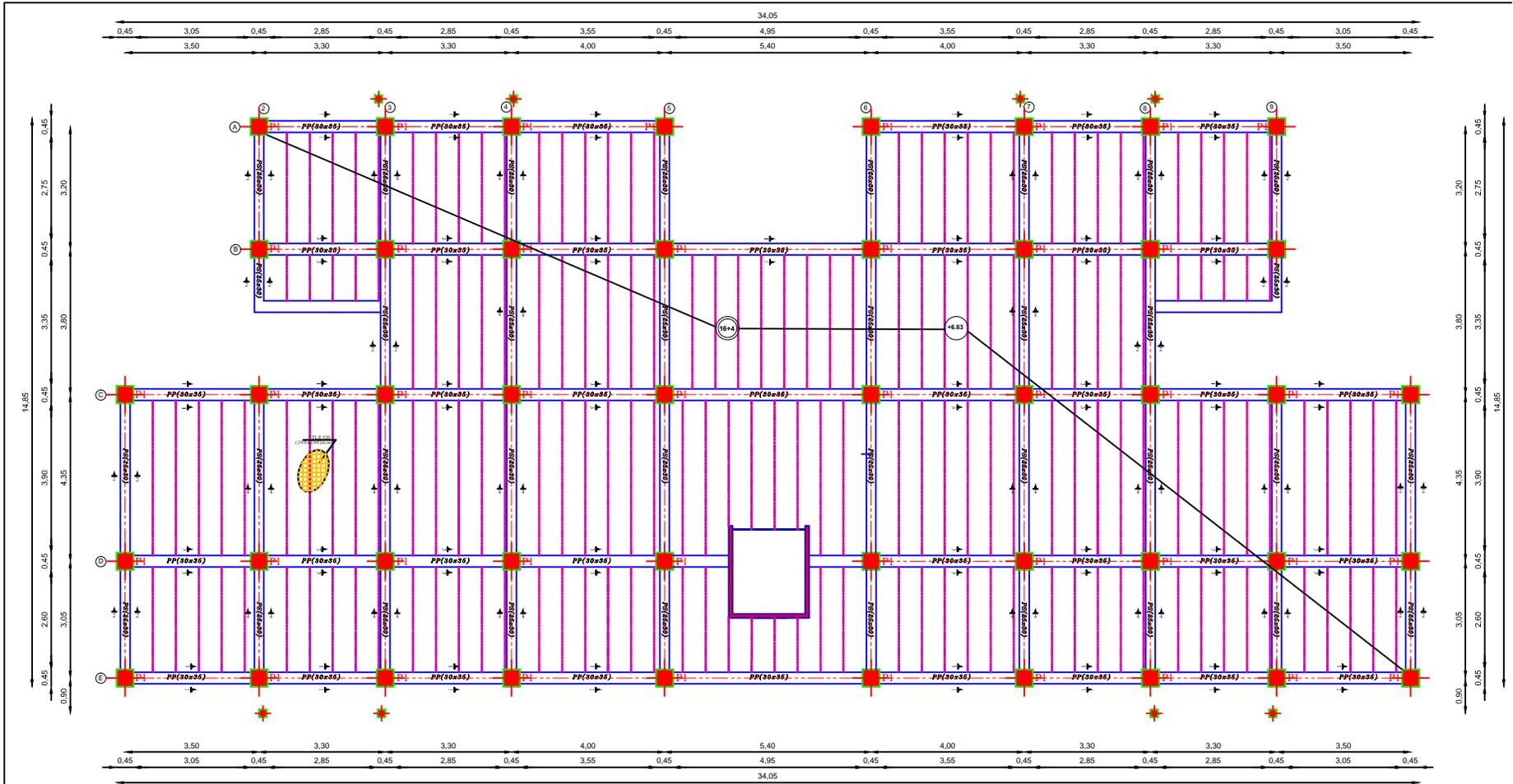


Coupe 4-4

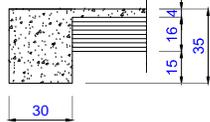


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :	TITRE :
MELLE: MESSAOUI SONIA MR. MEZRAG SAMIR	01-38-13-801-46-0-4.08-1-16
DIRIGE PAR :	
MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°II
	ECHELLE 1/50



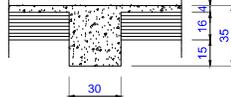
Coupe 1-1



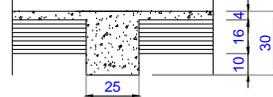
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

TITRE:  
 Coffrage planchers terrasse

DIRIGE PAR :  
 MME: CHAHOUR KAHINA

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°12

ECHELLE 1/50

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

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (R+8+ entre sol) à usage d'habitation et commercial, faisant partie d'un programme de l'Agence Nationale de l'Amélioration et du Développement du Logement (AADL). Le projet sera implanté à Draa Ben-Kheda dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (IIa), selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).

Le bâtiment comporte :

- Un entre sol à usage commercial et espace de stockage
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial
- 08 étages à usage d'habitation, avec quatre appartements pour chaque étage
- Une cage d'escalier
- Une cage d'ascenseur

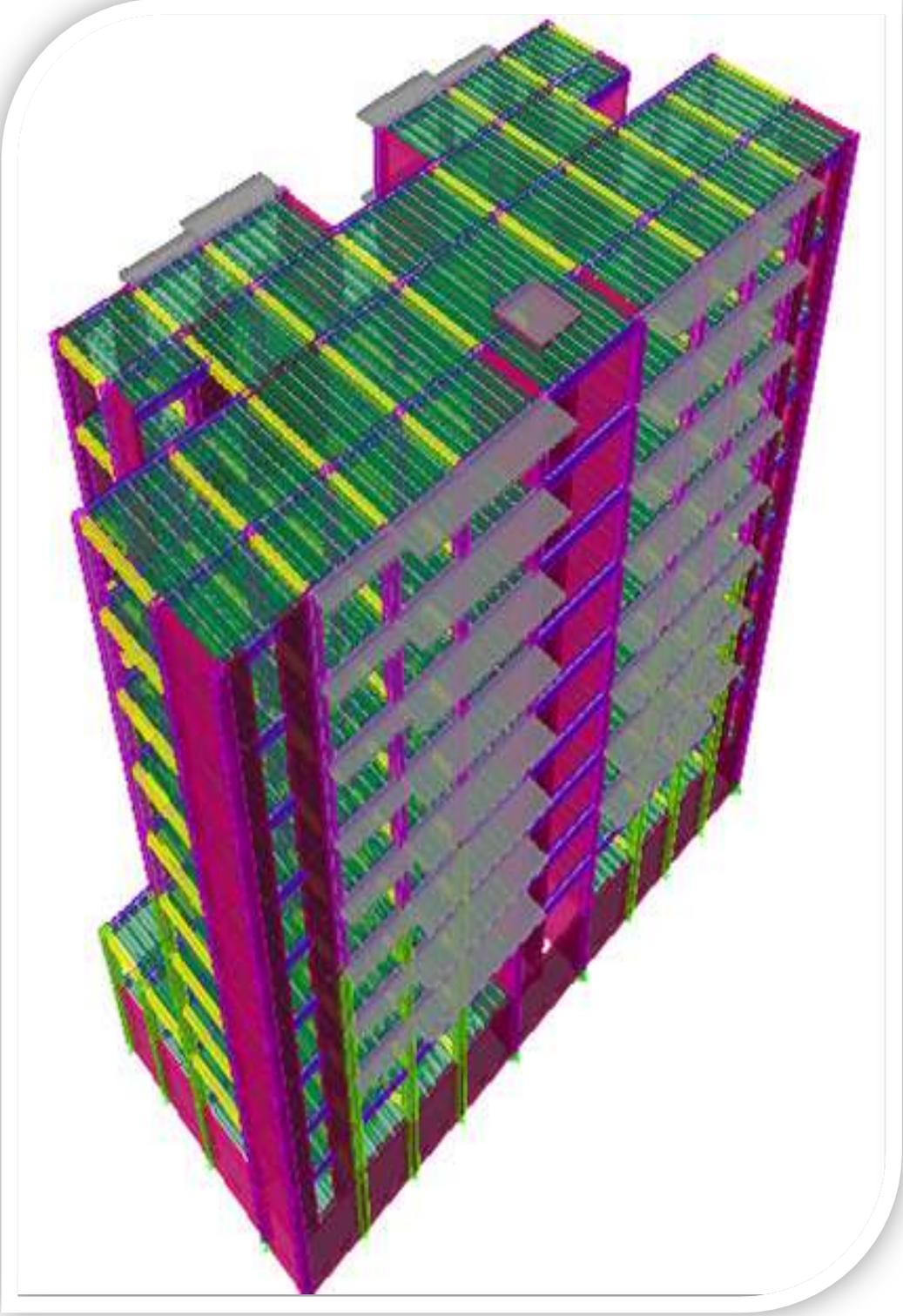
### ***II. Caractéristiques géométriques du bâtiment :***

- ✓ Largeur totale du bâtiment .....14.80m
- ✓ Longueur totale du bâtiment .....34.10m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment .....28.05 m
- ✓ Hauteur de l'entre sol .....3.06m
- ✓ Hauteur du RDC .....4.42m
- ✓ Hauteur étage courant.....3.06 m

Cette étude se fera en considérant le paramètre suivant:

- ✓ L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (importance moyenne)

**Vue en perspective du bâtiment**



**Figure 1-1 : Vue 3D de la structure**

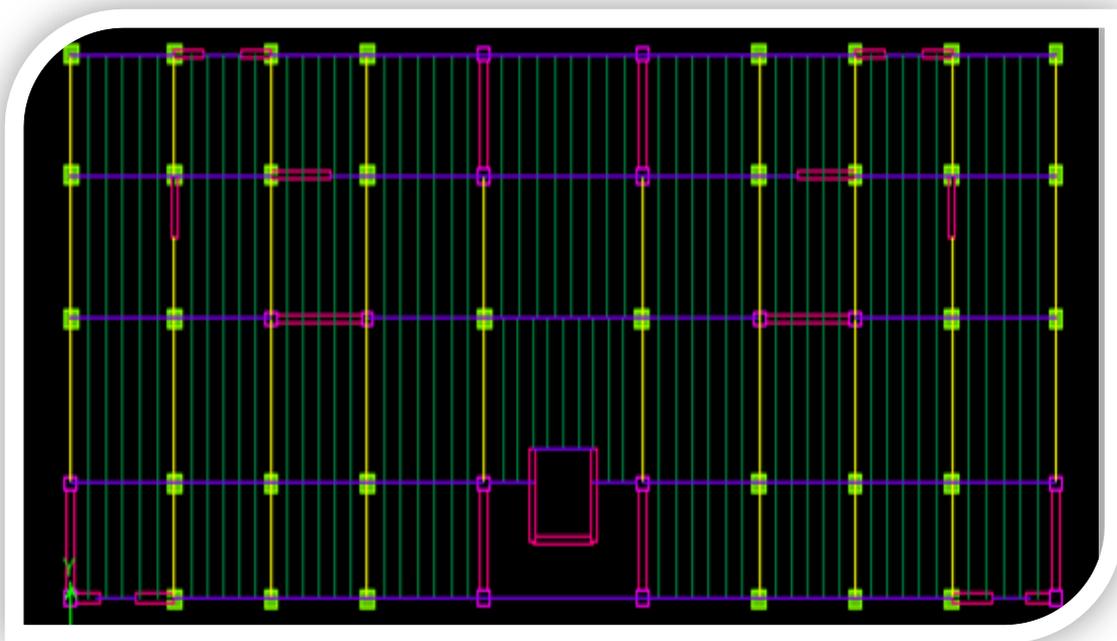


Figure 1-2 Vue en plan du RDC

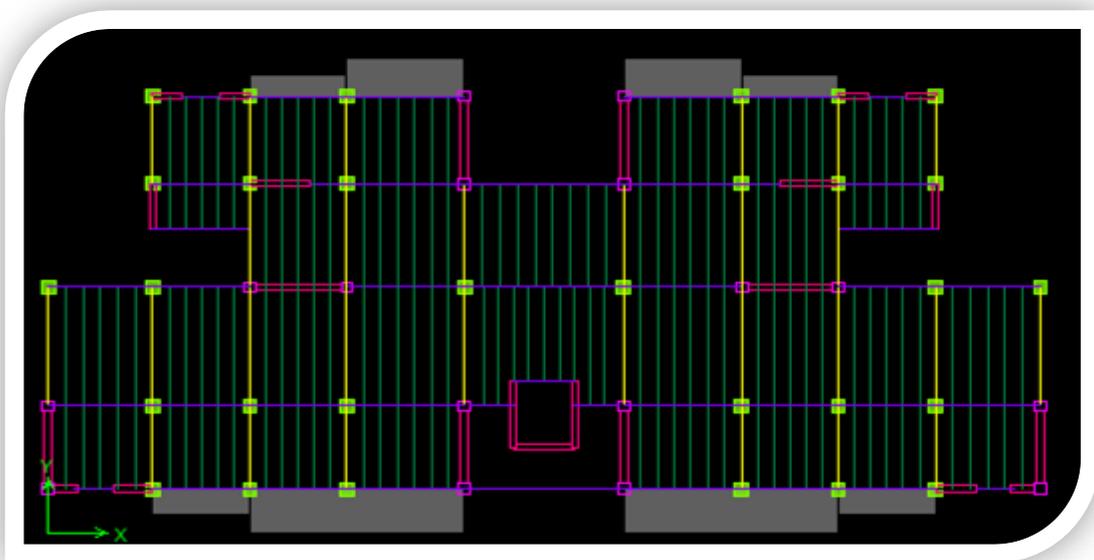


Figure 1-3 Vue en plan des étages courants

### III. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### 1) L'infrastructure :

##### a) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{\text{sol}}=2,5 \text{ bars}$  (Conformément au rapport géotechnique)

#### 2) La Superstructure.:

##### a) L'ossature :

Le bâtiment dépasse cinq niveaux et il est situé en zone (IIa) il y a lieu donc de prévoir des voiles, dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

##### b. Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction essentielles :

- La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutre-voile) les charges permanentes et les surcharges.
- La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux portés par des poutrelles et une dalle de compression.

Ce plancher assure la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) puis aux éléments verticaux (poteaux).

Les poutrelles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

##### ❖ Avantage du plancher à corps creux :

Facilité de réalisation.

Minimiser le coût du coffrage

Réduire le poids du plancher et par conséquent, l'effet sismique.

- Plancher en dalle pleine coulée sur place pour les balcons, de par leur forme irrégulière
  - ❖ Avantage des dalles pleines :  
Minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

### c) Maçonnerie :

- Murs extérieur : Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
  - *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.*
  - *L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.*
  - *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.*
- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### d) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- Enduits pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

### e) L'escaliers :

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tout les différents étages de l'entre sol jusque au dernier étage.

### f) La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

## IV. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifié 99)

## 1. Béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix

Le béton possède les qualités suivantes :

- ❖ La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- ❖ La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- ❖ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ❖ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales (la maniabilité).
- ❖ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa au minimum.

L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL

### **1-1) Résistance caractéristique du béton :**

#### **a) Résistance caractéristique à la compression**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite ( $f_{c28}$ ).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$ ,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$ .

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ .

### b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression, par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Or on a } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \text{d'où } f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

### 1-2) Module de déformation longitudinal du béton

- Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

#### a) Module de déformation longitudinale instantané du béton

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{MPa.}$$

#### b) Module de déformation longitudinale différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module de déformation égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \longrightarrow E_v = 10819 \text{MPa}$$

### 1-3) Module de déformation transversale du béton (G):

$$\text{Il est donné par la formule suivante : } G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{ [MPa]}$$

\* Coefficient de poisson ( $\vartheta$ ): c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale

$$\nu = 0 \quad \text{pour des sollicitations à ELU}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour le calcul des déformations à ELS}$$

\* E : module de Young (module d'élasticité)

**1-4) Contraintes limites :**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en MPa}$$

**a) Contraintes limite de résistance à la compression « f<sub>bu</sub> » :**

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en MPa}$$

✚  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2$  MPa

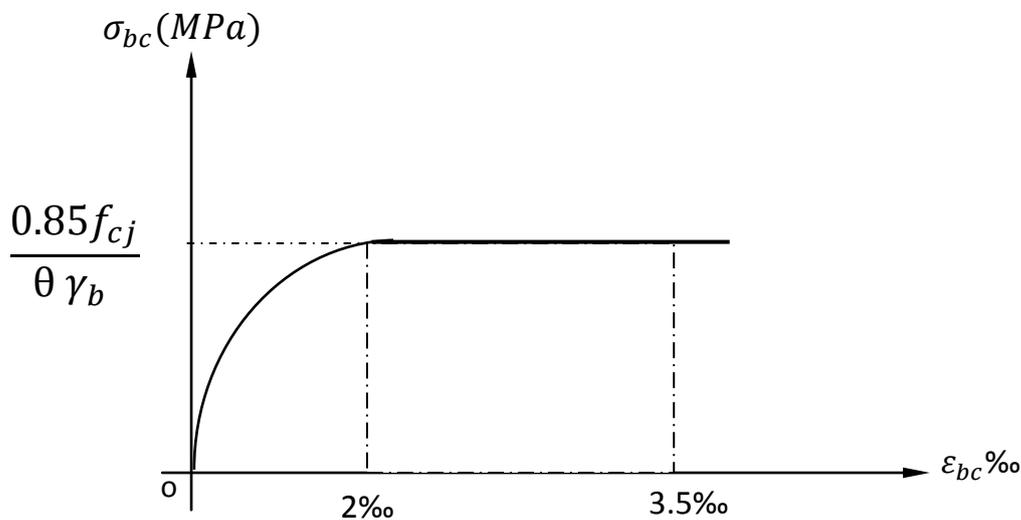
Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74$  MPa.

✚  $\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$ h,

$\theta = 0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$  : si la durée d'application est  $< 1$ h,



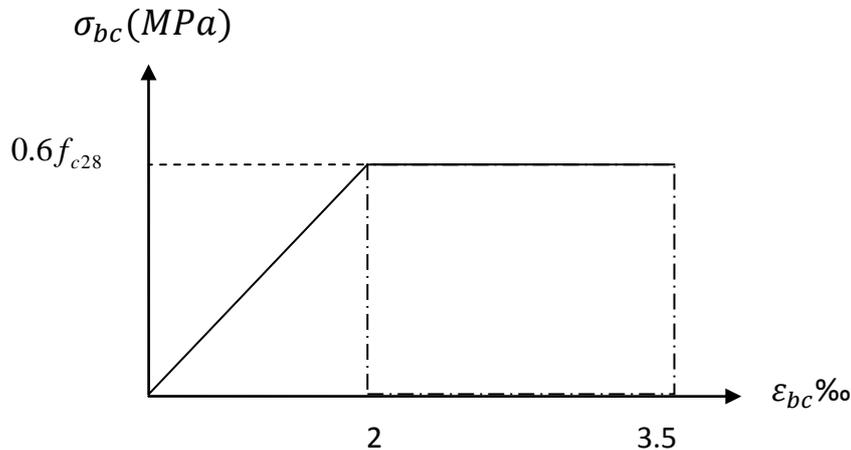
**Figure 1-4 Diagramme contraintes- déformation du béton à l'E.L.U.**

Ce diagramme présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

**b) Contrainte limite de service à la compression :**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



**Figure 1-5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

**c) contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour une fissuration peu nuisible  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$
- pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ .

**2. Acier :**

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers (HA : haute adhérence et TS : treillis soudé)

- Les aciers à haute adhérence (HA) : Fe 400 et Fe500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa)
- Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement, de type TLE520

**2-1) Module de déformation longitudinale :**

Sa valeur est constante, quelque soit la nuance de l'acier  $E_s=2 \times 10^5$  MPa

**2-2) Contraintes limites :****a) Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA}$$

**b) Contrainte limite de service:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

**➤ Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

**➤ Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

**➤ Fissurations très préjudiciables :**

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

✚  $\eta$ : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$ mm.

$\eta= 1.3$  pour les HA < 6mm

### 2-3) Protection des armatures:

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Dans notre structure, on prend un enrobage  $c=2$  cm

### 2-4) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

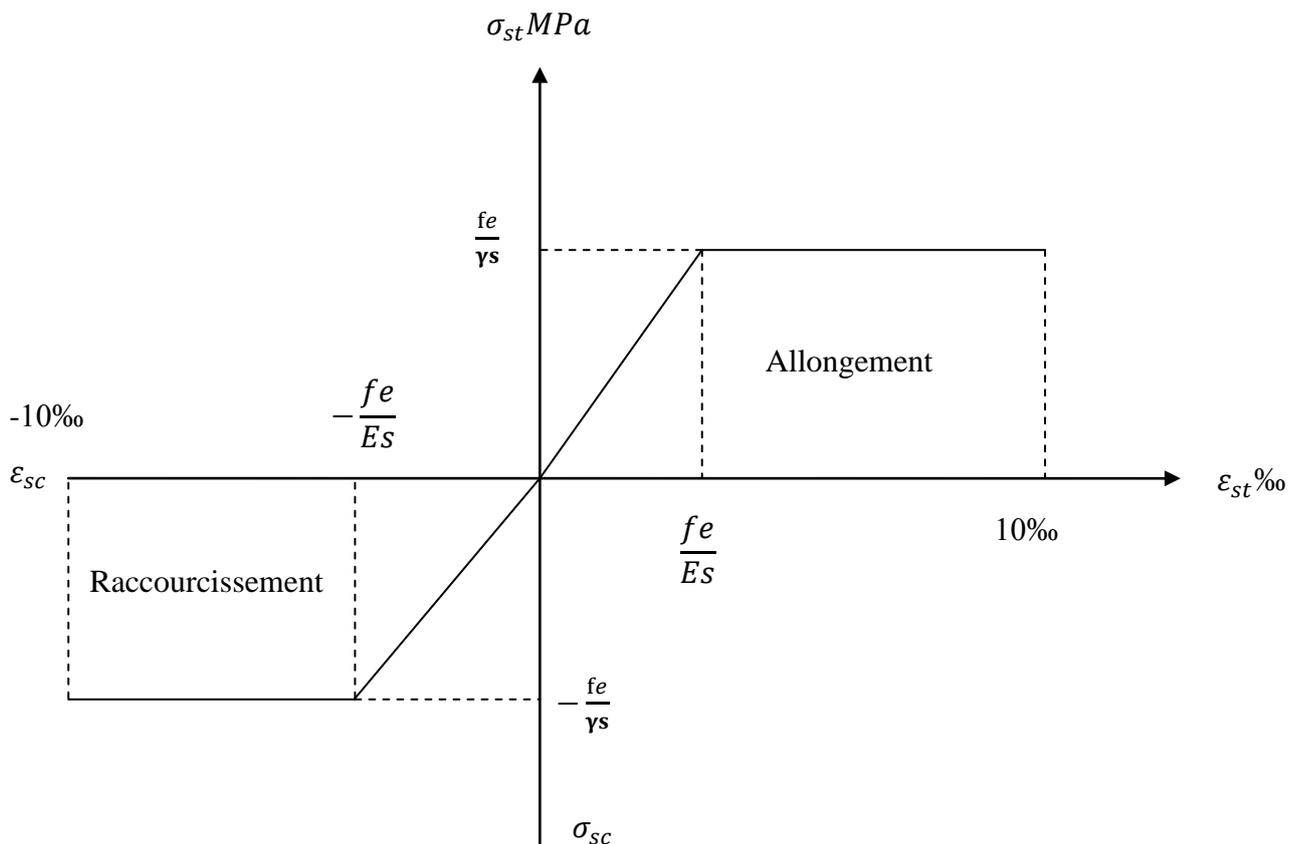


Figure 1-6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

## I. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 2003** le **BAEL 91** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

## II. Pré-dimensionnement

### 1. plancher en corps creux :

Dans notre projet, les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée, pour réduire la flèche, le tout est complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur du corps creux.

$e_c$  : épaisseur de la dalle de compression.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 435 - 25 = 410\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.23 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher  $h_t = 20\text{cm}$

Avec :

- Epaisseur du corps creux : 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

**Remarque :**

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone **II<sub>a</sub>** qui est de (25x 25) cm<sup>2</sup>

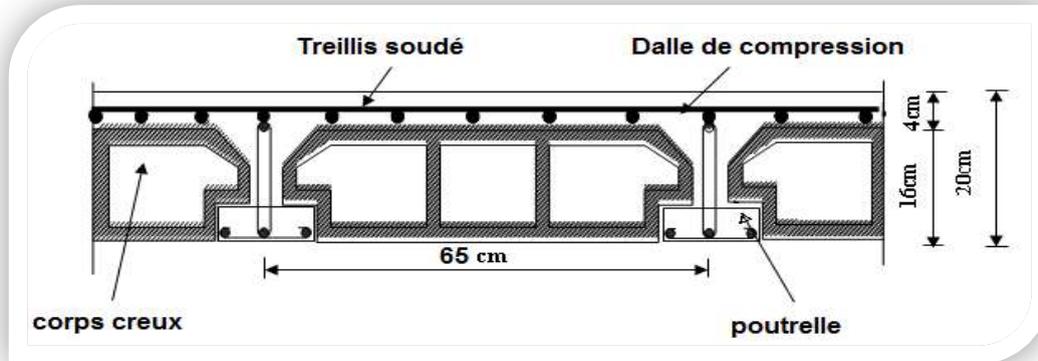


Figure 2-1 *Coupe transversale sur un plancher à corps creux.*

**2. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé .Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- $h_t$  : La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$  (BAEL 91/Art A-4.14)
- $b$  : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99/ version 2003**

- $b \geq 20\text{cm}$
  - $h \geq 30\text{cm}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4$
- } (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

**a- Poutre principales :**

$$L_{\max} = 540 - 25 = 515 \text{ cm}$$

✚ La hauteur :

$$\frac{515}{15} \leq h_t \leq \frac{515}{10} \quad \Rightarrow \quad 34.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 51.5 \text{ cm}$$

On prend h=35cm

✚ La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend b=30cm

**b- Poutre secondaires :**

$$L_{\max} = 435 - 25 = 410 \text{ cm}$$

✚ La hauteur

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm}$$

On prend h=30cm

✚ La largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

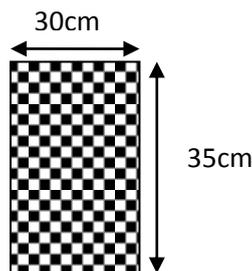
On prend b=25cm

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	<b>Vérifiée</b>
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	<b>Vérifiée</b>
$h/b \leq 4 \text{ cm}$	1.16	1.2	<b>Vérifiée</b>

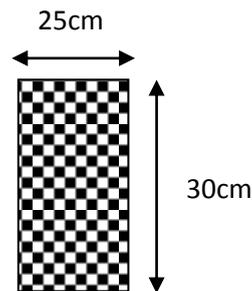
Tableau 2-1) : Vérification des conditions exigées par le RPA

**Conclusion :** les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

- **Poutres principales : (30x35) cm<sup>2</sup>**
- **Poutre secondaires : (25x30) cm<sup>2</sup>**



Poutre principales



Poutre secondaires

### 3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le RPA99 version 2003

le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes

#### a- L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

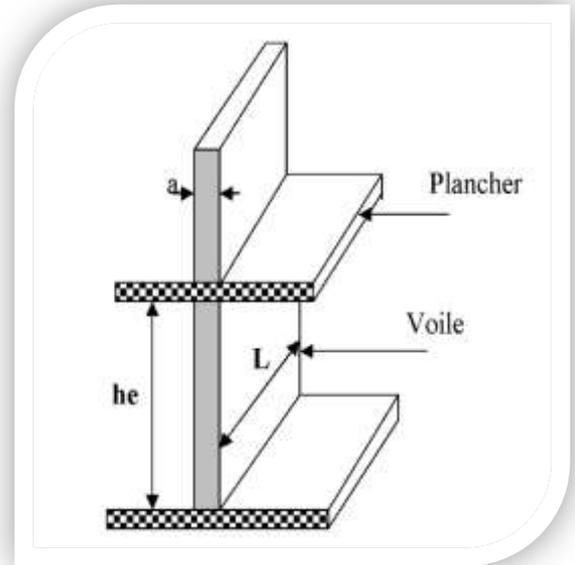


Figure2-2 : coupe de voile en élévation

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

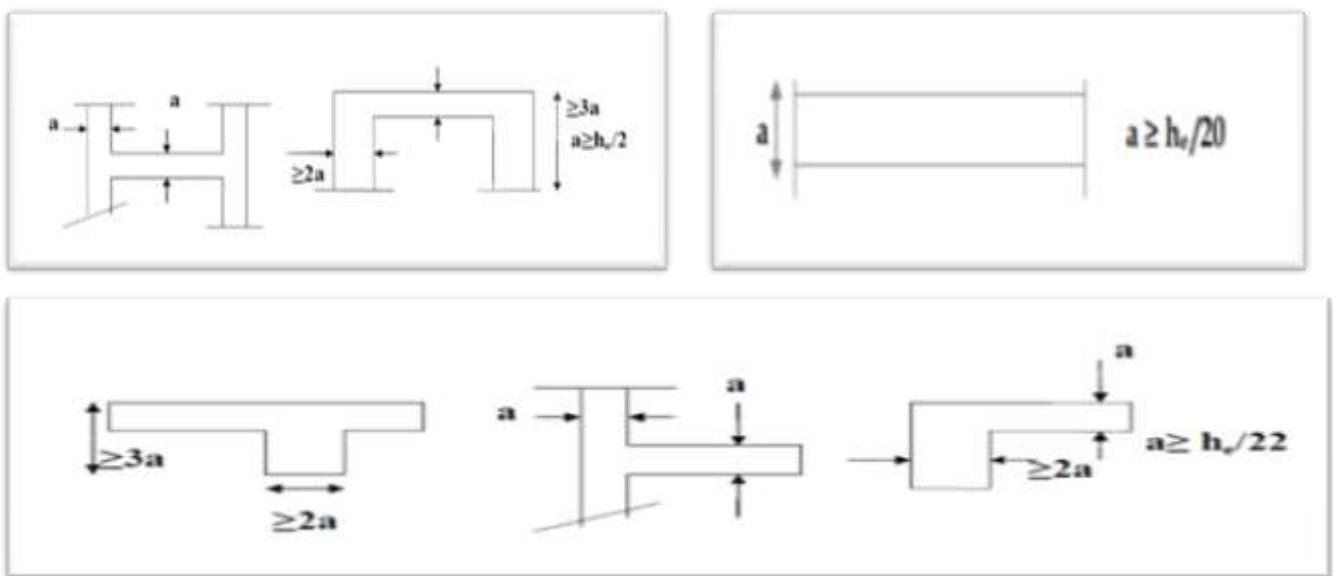


Figure2-3 : coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

Dans notre cas,  $a \geq \frac{he}{20}$

$he = h_{\text{etage}} - e$  (épaisseur de la dalle)

	Entre sol	RDC	Etages
$h_{\text{etage}}$ (cm)	408	357	306
$e$ (cm)	20		
$h_e$ (cm)	388	337	286
$a$ (cm)	19.4	16.85	14.3

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 25\text{cm}$

### b) Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur  $L$  doit satisfaire la condition suivante :  $L_{\min} \geq 4a$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \\ - L_{\min} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### 4. Les dalles pleines :

Notre structure contient des dalles pleines pour les balcons .Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères

#### a. Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante  $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec  $L_0$  : portée libre

Dans notre cas  $e_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm}$

#### b. Résistance au feu :

Pour 2h d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être  $> 11 \text{ cm}$

#### c. Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de  $350\text{Kg}/\text{m}^2$

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \cdot e_p \geq 350\text{kg}/\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad e_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} \quad \Rightarrow \quad e_p \geq 14\text{cm}$$

$\rho_{\text{béton}}$  : Poids volumique du béton armé qui est égal à  $25\text{KN}/\text{m}^3 = 2500\text{Kg}/\text{m}^3$

On opte pour une épaisseur de 15cm pour la dalle pleine

### 5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple  $N_s = G + Q$  qui devra être repris uniquement par le béton.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : la section du poteau.
- **N<sub>s</sub> = G + Q** effort normal de compression à l'ELS
  - **G** : Charge permanente.
  - **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.
- **σ<sub>bc</sub>** : contrainte admissible du béton à la compression.
  - **σ<sub>bc</sub> = 0.6 f<sub>c28</sub> = 0.6 x 25 = 15 MPa**

#### Remarque :

- ✓ L'effort normal « N<sub>s</sub> » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99VERSION 2003
  - Min (b, h) ≥ 25cm.....en zone I et IIa
  - Min (b, h) ≥ 30cm.....en zone IIB et III
  - Min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20}$

### a) Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux ..... ) on doit d'abord déterminer le chargement.

#### a-1) les charges permanentes G :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

#### + plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt = 5.68 KN/m<sup>2</sup></b>				

Tableau2-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

#### + Plancher d'étage

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Cloisons intérieures	0.1	9	0.9
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt = 5.14 KN/m<sup>2</sup></b>				

Tableau2-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant.

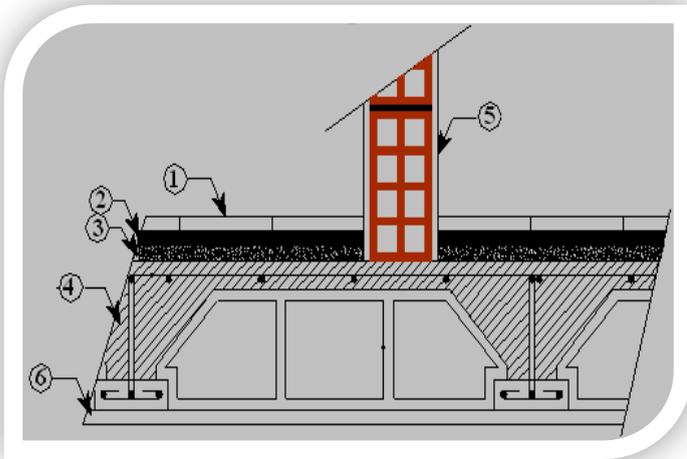


Figure 2-5: Coupe transversale du plancher d'étage courant

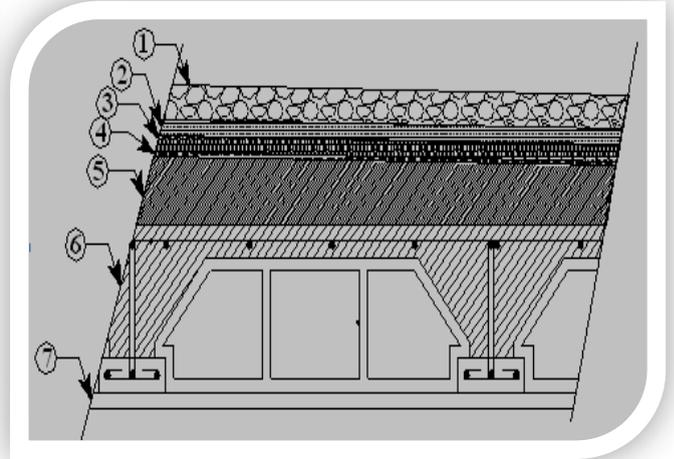


Figure 2-4: Coupe transversale plancher terrasse

**Maçonnerie :**

➤ Murs extérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 2.44KN/m<sup>2</sup></b>				

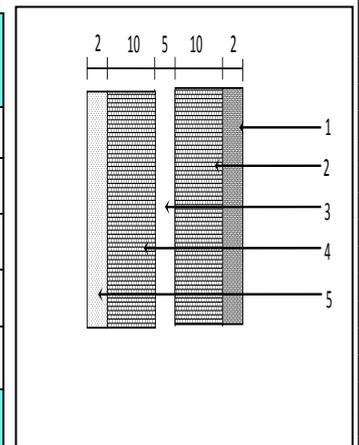


Tableau 2-4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

Figure 2-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

➤ Murs intérieur :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>				

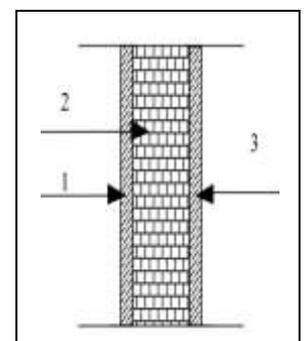


Tableau 2-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

Figure 2-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

✚ Dalle plein pour les balcons :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$E_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{Soit } E_p = 15\text{cm}$$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale <math>G_t = 5.19 \text{ KN/m}^2</math></b>				

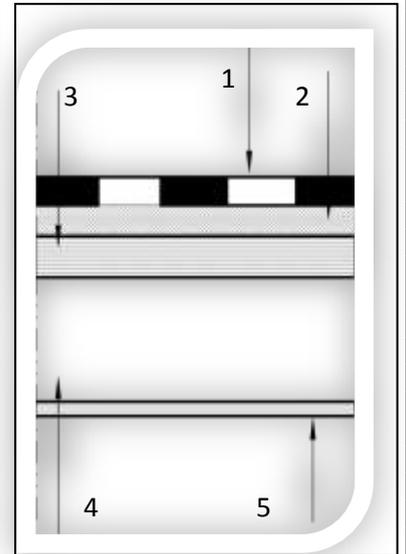


Tableau 2-6 : Charges permanentes (G) de la dalle pleine.

Figure 2-8 Coupe verticale de la Dalle pleine

✚ L'acrotère

Calcul de son poids propre

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

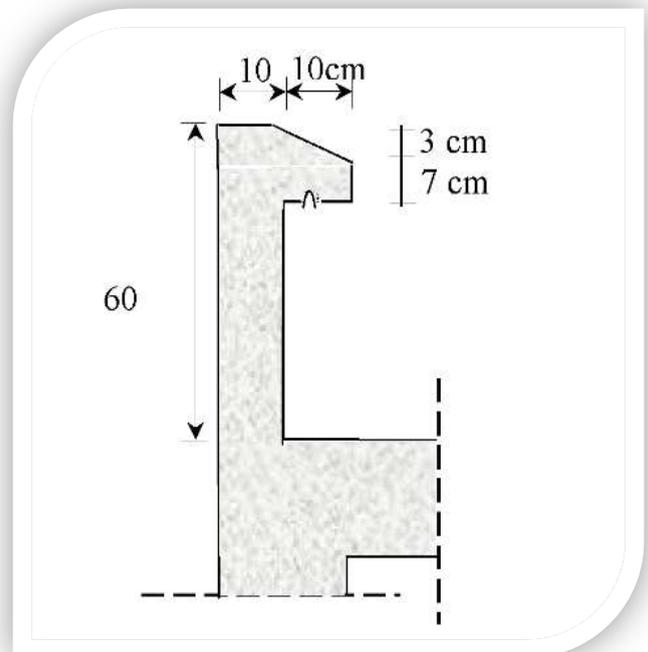


Figure 2-9 Coupe verticale de l'acrotère

**a-2) Surcharges d'exploitation**

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation .....1.50 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC (locaux) .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher de l'entre sol à usage de stockage .....3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcon.....3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Acrotère .....1KN/ml

**b) Localisation du poteau le plus sollicité :**

Dans notre cas les poteaux ayant la plus grande portée sont les poteaux (5-C) et (6-C) ils sont donc les plus sollicités vis-à-vis de la descente de charge

Surface d'influence

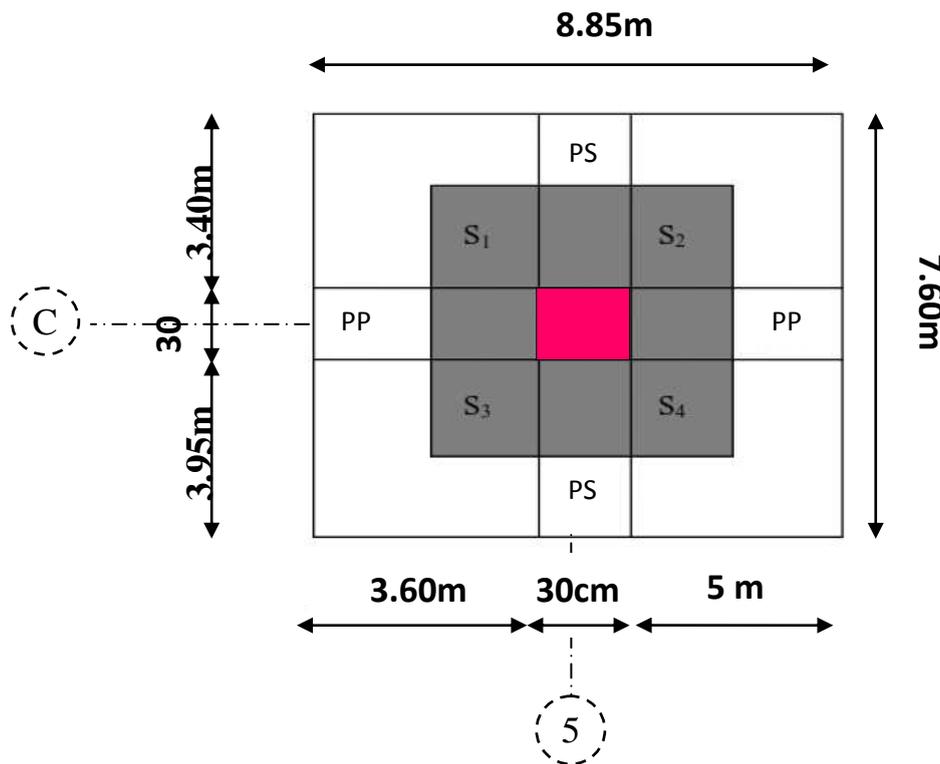


Figure 2-10 Position du poteau le plus sollicité (5-C)

Le RPA minimise la section des poteaux à (25x25) cm<sup>2</sup> pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

❖ Section nette :

La surface revenant aux poteaux :

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = (1.80 \times 1.7) + (2.5 \times 1.7) + (1.80 \times 1.975) + (2.5 \times 1.975) = 15.80 \text{ m}^2$$

❖ Section brute :

$$S_b = \left(\frac{5}{2} + 0.3 + \frac{3.60}{2}\right) \times \left(\frac{3.95}{2} + 0.3 + \frac{3.40}{2}\right) = 4.6 \times 3.975 = 18.28 \text{ m}^2$$

### c) Descente de charge

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations

#### c-1) Détermination du poids propre des éléments :

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

➤ Poids revenant à chaque plancher  $p = G \times S$

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanentes du plancher P(KN)
terrasse	15.80	5.68	$P = S \times G = \mathbf{89.744}$
étage courant	15.80	5.14	$P = S \times G = \mathbf{81.212}$

Tableau2-7 : charges permanentes des planchers

➤ Poids des poutres :

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$
principales	$G_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times (2.5 + 1.8) \times 25 = 11.29$	<b><math>P_{totale} = 18.18</math></b>
secondaires	$G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.7 + 1.975) \times 25 = 6.89$	

Tableau2-8 : charges permanentes des poutres

➤ **Poids propre des poteaux :**

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$$PP_{\text{poteaux}} = b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN)}$$

**Poids propres**

- Entre sol :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN}$
- RDC :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.57 \times 25 = 5.578 \text{ KN}$
- Etage courant :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

**c-2) Détermination des surcharges d'exploitation des éléments :**

- Plancher terrasse  $Q_0 = 1 \times 18.28 = 18.28 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant  $Q_{\text{étage}} = 1.50 \times 18.28 = 27.42 \text{ KN}$
- Plancher RDC  $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 18.28 = 45.7 \text{ KN}$
- Plancher entre sol  $Q_{\text{entre sol}} = 3.5 \times 18.28 = 63.98 \text{ KN}$

**c-3) Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers

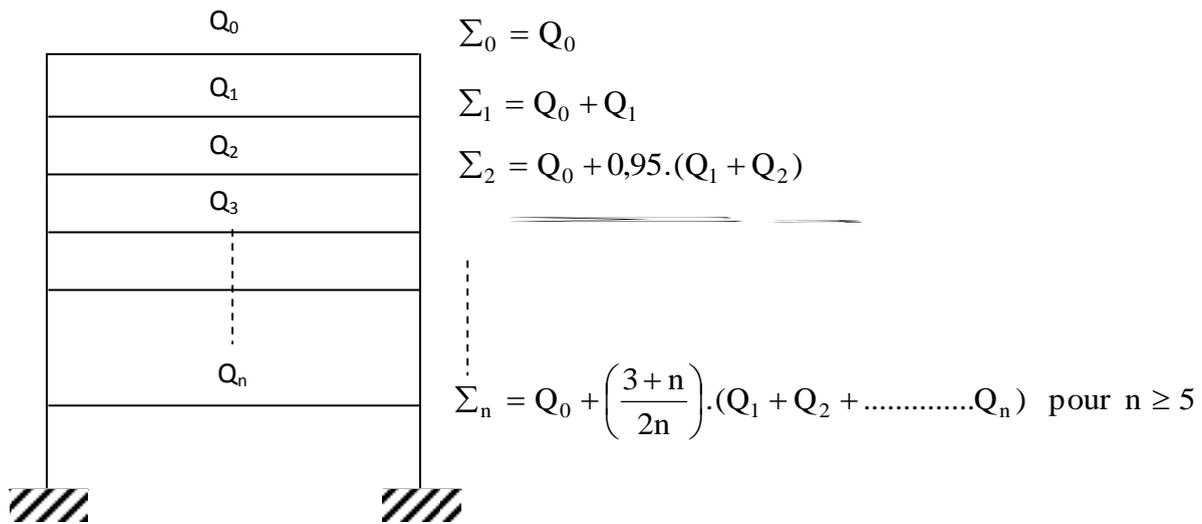
Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n > 5$$

Avec :

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- n : nombre de l'étage du haut vers le bas
- $Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.



Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
	(28.05)	(24.99)	(21.93)	(18.87)	(15.81)	(12.75)	(9.69)	(6.63)	(3.57)	(-4.08)
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

Tableau 2-9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 18.28 \text{ KN}$
- $Q_7 = Q_0 + Q_1 = 45.7 \text{ KN}$
- $Q_6 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 70.378 \text{ KN}$
- $Q_5 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 92.31 \text{ KN}$
- $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 111.51 \text{ KN}$
- $Q_3 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 127.96 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 141.67 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 155.32 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 181.54 \text{ KN}$
- $Q_{\text{entre sole}} = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 219.16 \text{ KN}$

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	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_{plancher}$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée
8	89.744	18.18	-	107.92	107.92	18.28	18.28	126.2	84.13	40x40
7	81.212	18.18	4.78	104.17	212.09	27.42	45.7	257.79	171.86	40x40
6	81.212	18.18	4.78	104.17	316.26	27.42	70.38	386.64	257.76	40x40
5	81.212	18.18	4.78	104.17	420.43	27.42	92.31	512.74	341.82	40x40
4	81.212	18.18	4.78	104.17	524.6	27.42	111.51	636.11	424.07	40x40
3	81.212	18.18	4.78	104.17	628.77	27.42	127.96	756.73	504.48	45x45
2	81.212	18.18	4.78	104.17	732.94	27.42	141.67	874.61	583.07	45x45
1	81.212	18.18	4.78	104.17	837.11	27.42	155.32	992.43	661.62	45x45
RDC	81.212	18.18	5.578	104.97	942.08	45.7	181.54	1123.62	749.08	45x45
Entre sol	81.212	18.18	6.375	105.77	1047.85	63.98	219.16	1267.01	844.67	45x45

Tableau 2-10 Tableau récapitulatif de la descente des charges

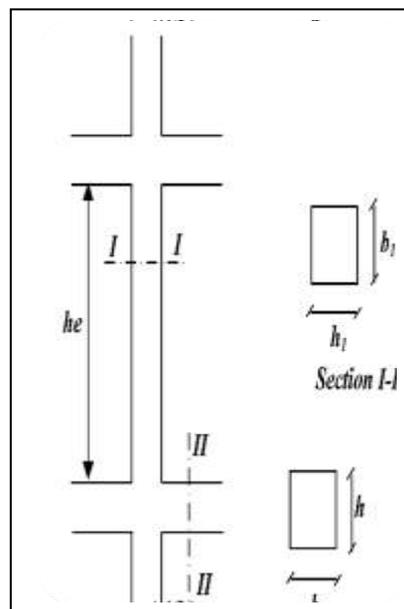
**d) Vérification :**

**+ vérifications relatives aux exigences du RPA**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003

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

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux  
 $h_e$  : haute d'étage



Niveaux	Section	Min ( $b_1, h_1$ )	Min( $b_1, h_1$ ) $\geq 25\text{cm}$	$h_e$	$\frac{h_e}{20}$	Min ( $b_1, h_1$ ) $\geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
08	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
07	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
06	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
05	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
04	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
03	45x45	45	OK	286	14.3	OK	1	OK
02	45x45	45	OK	286	14.3	OK	1	OK
01	45x45	45	OK	286	14.3	OK	1	OK
RDC	45x45	45	OK	337	16.85	OK	1	OK
Entre sol	45x45	45	OK	388	19.4	OK	1	OK

Tableau2-11 Vérification relative au coffrage, (RPA99 version 2003 A et.7.4.1)

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

### ✚ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés.

La vérification consiste à calculer l'élanement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tous risques de flambement du poteau. **(BAEL 99 B.8.4.1)**

Avec :

$\lambda$  : élanement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$B = bh =$  Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{1}{bh}} = \frac{0.7L_0 \sqrt{12}}{h}$$

Niveaux	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	B (cm <sup>2</sup> )	$\lambda = \frac{0.7L_0 \sqrt{12}}{h}$	Observation
04-05-06-07-08	3.06	2.142	40x40	18.55	Pas de risque de flambement
01-02-03	3.06	2.142	45x45	16.49	Pas de risque de flambement
RDC	3.57	2.499	45x45	19.24	Pas de risque de flambement
entre sole	4.08	2.856	45x45	21.98	Pas de risque de flambement

Toutes 2-12 : les valeurs de  $\lambda$

Les valeurs de  $\lambda$  sont inférieures à 50 donc il n'y a aucun risque de flambement.

### L'article 7.6.2 du RPA99révisé en 2003 relatif à la rotule plastique

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 ( |M_w| + |M_e| )$$

$M_n$  ;  $M_s$  : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux

$M_w$  ;  $M_e$  : sont les moments fléchissant résistants dans les poutres

Le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé. Or à ce niveau de calcul on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton on fait une analogie entre les moments et l'inertie autrement dit on a :

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$\frac{\sigma \times I_n \text{ pot}}{V} + \frac{\sigma \times I_s \text{ pot}}{V} \geq 1.25 \left( \frac{\sigma \times I_w \text{ pout}}{V} + \frac{\sigma \times I_e \text{ pout}}{V} \right)$$

\*  $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$

\*  $I_w = I_e = I_{\text{pout}}$

\*  $\sigma = 15 \text{ MPa}$  Contrainte du béton

\*  $V = \frac{h}{2}$  Distance par rapport à l'axe neutre

\*  $I = \frac{bh^3}{12}$  Moment d'inertie

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} \geq 1.25 \times \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}}$$

- Pour les poteaux de section carrée :

$$\left. \begin{aligned} I_{pot} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \\ V_{pot} &= \frac{h_{pot}}{2} \end{aligned} \right\} \frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^4}{12 \times \frac{h_{pot}}{2}} = \frac{h^3}{6}$$

- La section de la poutre secondaire est de (25x30) cm<sup>2</sup> :

$$\left. \begin{aligned} I_{poutre} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.30^3}{12} = 0.5625 \times 10^{-3} m^4 \\ V_{pout} &= \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.30}{2} = 0.15 m \end{aligned} \right\} 1.25 \times \frac{I_{poutre}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{0.5625 \times 10^{-3}}{0.15} = 0.0037$$

Donc : 
$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{poutre}}{V_{pout}} = 0.0037$$
  

$$h_{pot} \geq 0.28$$

- La section de la poutre principale est de (30x35) cm<sup>2</sup> :

$$\left. \begin{aligned} I_{poutre} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 \times 0.35^3}{12} = 1.07 \times 10^{-3} m^4 \\ V_{pout} &= \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.35}{2} = 0.17 m \end{aligned} \right\} 1.25 \times \frac{I_{poutre}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{1.07 \times 10^{-3}}{0.17} = 0.0078$$

Donc : 
$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{poutre}}{V_{pout}} = 0.0078$$
  

$$h_{pot} \geq 0.36$$

Donc on opte pour une section minimale des poteaux de 40x40 cm<sup>2</sup>

### Conclusion

On a prédimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer. Après l'étude dynamique les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Éléments	Les dimensions	
Plancher	(16+4) cm	
Voiles	e=25 cm	
Poutre principales	(30x35) cm <sup>2</sup>	
Poutre secondaires	(25x30) cm <sup>2</sup>	
Poteaux	04-05-06-07-08	(40x40) cm <sup>2</sup>
	Entre sole - RDC -01-02-03	(45x45) cm <sup>2</sup>

Tableau2-13 : les dimensions des sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs.

## 1. ETUDE DU PLANCHER

### 1) Introduction :

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (TLE 520) ayant comme fonction de :
  - ➔ Limier les risques de fissuration par retrait
  - ➔ Résistance sous l'effet des charges appliquées
  - ➔ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

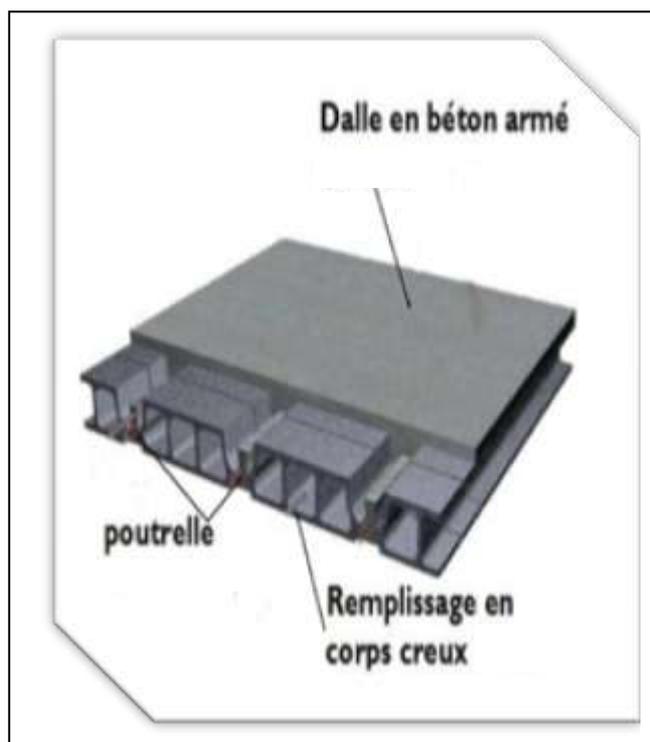
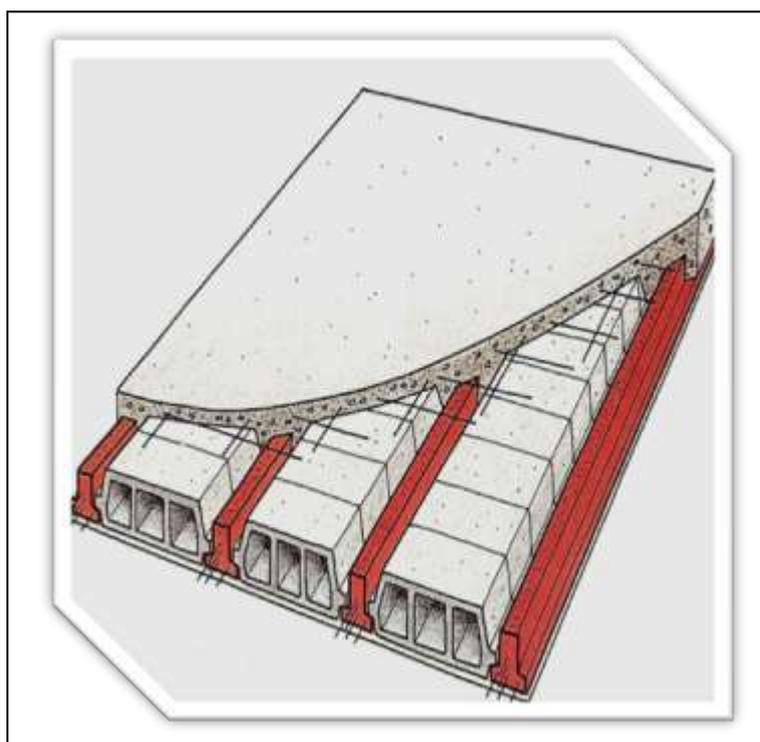


Figure 1-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

### 2) Calcul de la dalle de compression :

#### ➤ Prescription réglementaires pour la dalle de compression:

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L (Art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

#### ➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $e = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $e = 20 \text{ cm}$

**Avec :**

l: Distance entre axe des poutrelles

$f_e = 520 \text{ MPa}$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé

#### Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimensions (200x200) mm<sup>2</sup>

### 3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est définie par l'entre-axe de deux poutrelles consécutives.

Les poutrelles travaillées en flexion

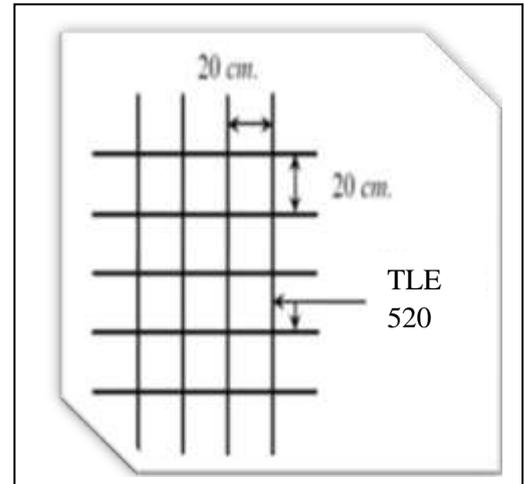


Figure 1-2 : Treillis soudés



Figure 1-3 : Poutrelles

L'étude des poutrelles se fait en deux étapes

### A. Avant coulage de la dalle de compression :

L'objectif de calculer la poutrelle avant coulage de la dalle de compression est de déterminer si la poutrelle peut se suffire elle-même à reprendre son propre poids. Dans le cas contraire il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter. Ces étais serviront d'appuis intermédiaires pour la poutrelle.

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et le poids de l'ouvrier. Le calcul se fera pour la travée la plus longue

#### a.1) Evaluation des charges

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Donc  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

- Charges d'exploitation (surcharges) :

Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### a.2) Combinaison de charges :

à l'ELU:  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$

à l'ELS :  $q_s = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$

#### a.3) moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.35^2}{8} = 5.9 \text{ KN.m}$$

#### a.4) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.35}{2} = 5.44 \text{ KN}$$

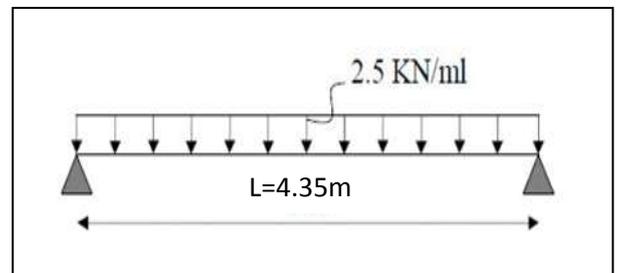


Figure 1-4 : Schéma statique de la poutrelle

**a.5) Calcul des armatures :**

$b=12\text{cm}$   $h=4\text{cm}$   $d=2\text{cm}$   $c=2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.9 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.65 > \mu_l = 0.392$$

$8.65 > \mu_l = 0.392$  donc la section est doublement armée.

avec :

- $M_u$ : moment max en travée
- $b$  : largeur de la section
- $d$  : hauteur utile, avec  $d=h-c=4-2=2\text{cm}$
- $c=2\text{ cm}$
- $f_{bu}= 14.2\text{MPa}$ : contrainte du béton à la compression

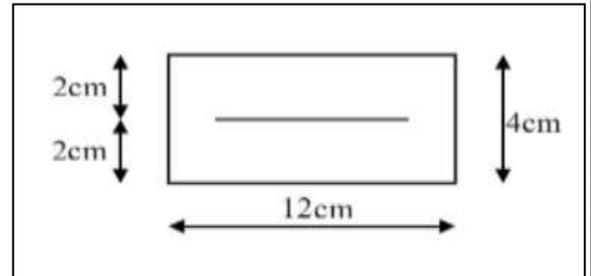


Figure 1-5 : Section d'étude de la poutrelle

**Conclusion :**

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises

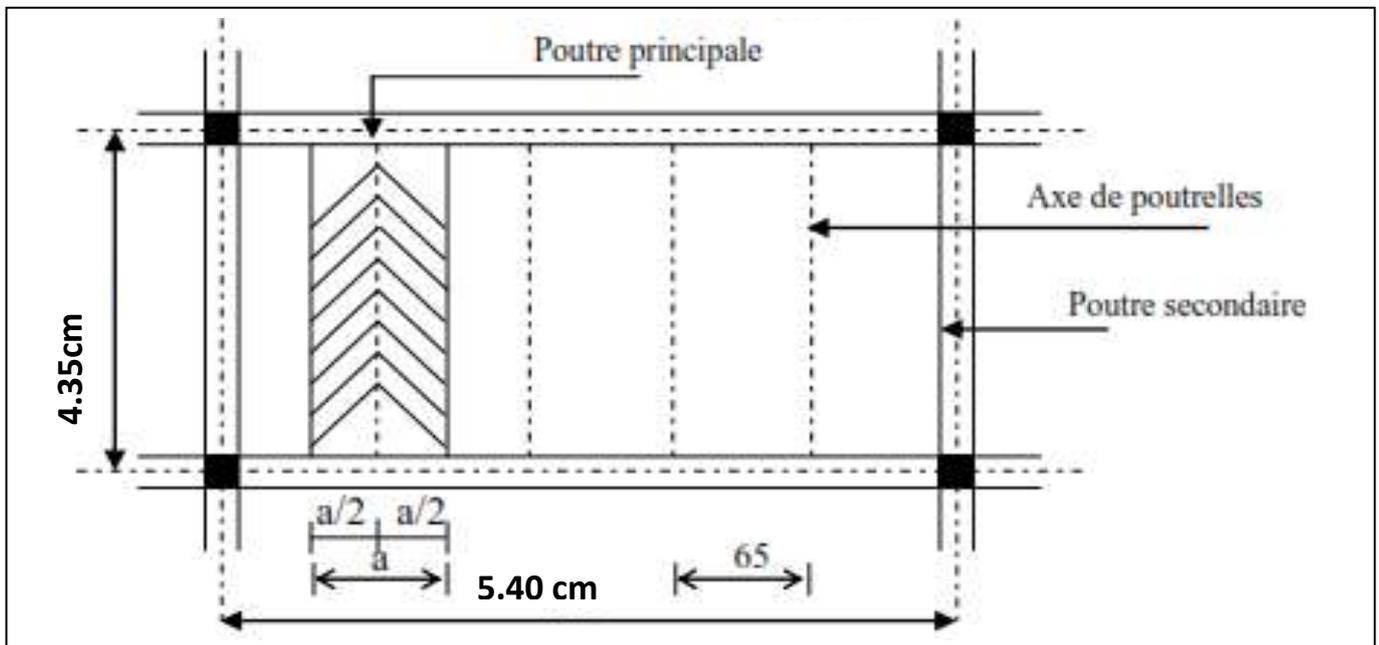


Figure 1-6 : Surface revenant aux poutrelles

**B. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte :

- son poids propre
- le poids du corps creux
- le poids de la dalle de compression
- les charges et surcharges revenant au plancher

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T.

**b.1) Détermination de la largeur de la table de compression :**

$h$  : hauteur de la poutrelle ( $16+4$ )=20cm

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0=4$ cm)

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0=12$  cm)

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$L_0$ =portée de la plus grande travée

( $L_0=5.40$ m=540cm)

$L$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles  $L=65-12=53$ cm

D'après le **BAEL91 Art A.4.1, 3**

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{L}{2}; \frac{L_0}{10}; 8h_0 \right]$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{53}{2}; \frac{540}{10}; 8 \times 4 \right] = \min [26.5; 54; 32] = 26.5$$

Donc  $b=2b_1+b_0=2 \times 26.5+12=65$  cm

La largeur efficace de la table de compression est égale à  $b=65$ cm

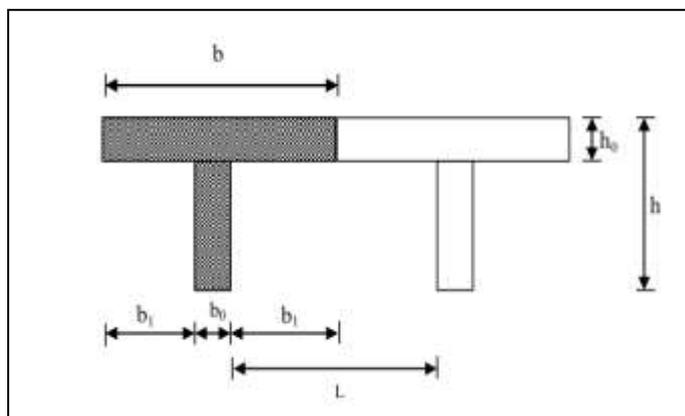


Figure 1-7: Schéma statique de calcul

**b.2) Calcul des poutrelles :**

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties

	Charge permanente G (KN/ml)	Charge d'exploitation Q (KN/ml)	ELU(1.35G+1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher terrasse	5.68x0.65=3.692	1x0.65=0.65	5.959	4.342
Plancher d'étage courant	5.14x0.65=3.341	1.5x0.65=0.975	5.973	4.316
Plancher RDC	5.14x0.65=3.341	2.5x0.65=1.625	6.948	4.966

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable

Le plancher le plus sollicité est le plancher du RDC :

$$\begin{aligned}
 G &= 3.341 \text{ KN/ml} & Q &= 1.625 \text{ KN/ml} \\
 G_u &= 1.35G = 4.51 \text{ KN/ml} & Q_u &= 1.5Q = 2.44 \text{ KN/ml} \\
 q_u &= 6.946 \text{ KN/m} & q_s &= 4.97 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

**b.3) Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes en travées et aux appuis est menée à l'aide des méthodes usuelles telle que :

- Méthodes des trois moments (RDM)
- Méthodes forfaitaire
- Méthodes de Caquot

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (plancher à faible surcharge):**

Un plancher est dit à charge d'exploitation modéré si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou égale à 5 KN/m<sup>2</sup>

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 1.625 \text{ KN/ml} \\ 2G = 6.682 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q = 1.625 \text{ KN/ml} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 6.682 \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. = 6.682 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Condition de la méthode forfaitaire :**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....condition vérifiée
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Comme il n'y a pas de changement de section, la condition est vérifiée

- Les longueurs successives des travées sont comprises entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

La longueur des traves suivant le sens des poutrelles sont :

Travée 1 :  $l_1 = 305\text{cm}$ .

Travée 3 :  $l_3 = 380\text{cm}$ .

Travée 2 :  $l_2 = 435\text{cm}$ .

Travée 4 :  $l_4 = 320\text{cm}$ .

Travée 1 :  $\frac{l_1}{l_2} = \frac{305}{435} = 0.7$  donc  $\frac{l_i}{l_{i+1}}$  n'appartien pas a  $[0.8; 1.25]$  .....condition non vérifiée

Travée 2 :  $0.8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{435}{380} = 0.91 < 1.25$  ..... condition vérifiée

Travée 3 :  $0.8 < \frac{l_3}{l_4} = \frac{380}{320} = 1.19 < 1.25$  ..... condition vérifiée

Travée 4 :  $0.8 < \frac{l_4}{l_4} = \frac{320}{320} = 1 < 1.25$  ..... condition vérifiée

#### Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, la méthode forfaitaire n'est donc pas applicable, ce qui nous conduit à opter pour la Méthode de Caquot.

#### b.4) Principe de la méthode de Caquot :

Cette méthode, établie initialement pour les poutres non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaires des poteaux. Elle est basée sur la théorie générale des poutres continues, mais on a modifié légèrement les coefficients numériques obtenus par la théorie pour mettre les résultats en accord avec l'expérience ; en outre on a simplifié la théorie générale, en raison du fait que les charges éloignées d'une travée produisant sur celle-ci un effet négligeable.

Les expressions de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ *Moment aux appuis :*

$$M = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec : loguer des travées fictives :

- $l' = l$  Travée de rive
- $l' = 0.8l$  Travée intermédiaire

➤ *Moment en travée :*

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \dots\dots\dots(2)$$

Pour une charge uniformément répartie nous avons :

$$M_z = \mu_x = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \dots\dots\dots(a)$$

$$T_y = \theta(x) = \frac{ql}{2} - qx \dots\dots\dots(b)$$

(b) dans (2) nous donnera :

$$V(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \dots\dots\dots(2)$$

Or M(x) est max quant V(x) = 0 donc  $V(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} = 0$

$$qx = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \text{ donc } x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

(a) dans (1) nous donnera :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \text{ ce qui donne } M(x) = \frac{q}{2}x(l - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Le plancher le plus sollicité nous donne

- G=3.341KN/ml
- Q=1.625KN/ml
- $G_u = 1.35G = 4.51 \text{ KN/ml}$
- $Q_u = 1.5Q = 2.44 \text{ KN/ml}$
- $q_u = 6.948 \text{ KN/ml}$
- $q_s = 4.966 \text{ KN/ml}$

Dans notre structure on aura à étudier deux poutrelles comme présenté sur le plan

- Une poutrelle à quatre travées
- Une poutrelle à deux travées

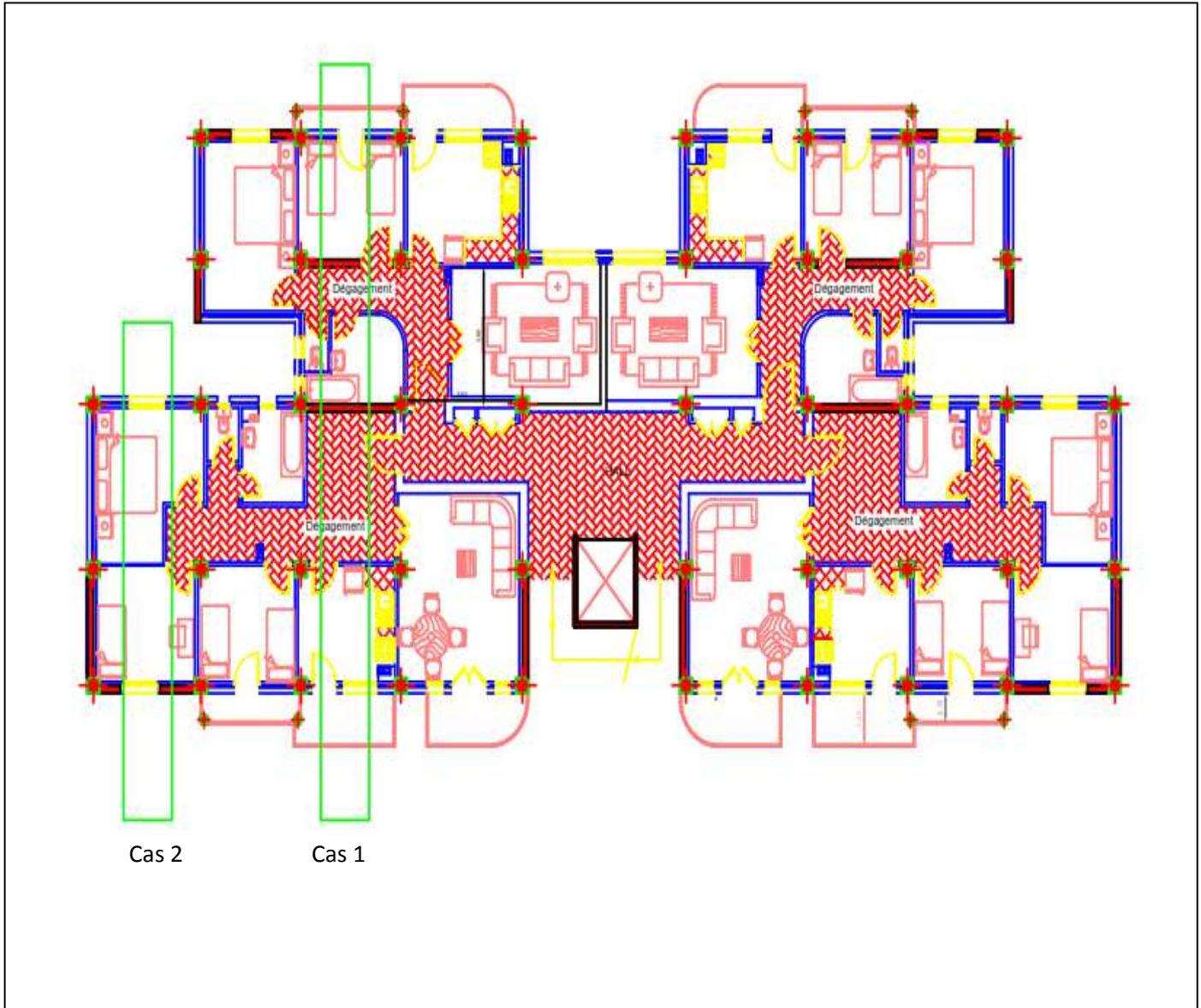


Figure 3-1-8 : Représentation des deux cas de poutrelles à étudier sur le

I. cas de la poutrelle à quatre travées(ELU)

A. Calcul des moments fléchissant

Calcul des moments pour les appuis :

1. Calcul des moments max sur appuis :

Pour avoir un moment max sur l'appui X il faut charger les deux travées encadrant l'appui X

➤ Le moment aux appuis de rive sont nuls  $M_A = M_E = 0$

➤ Le moment sur l'appui B :

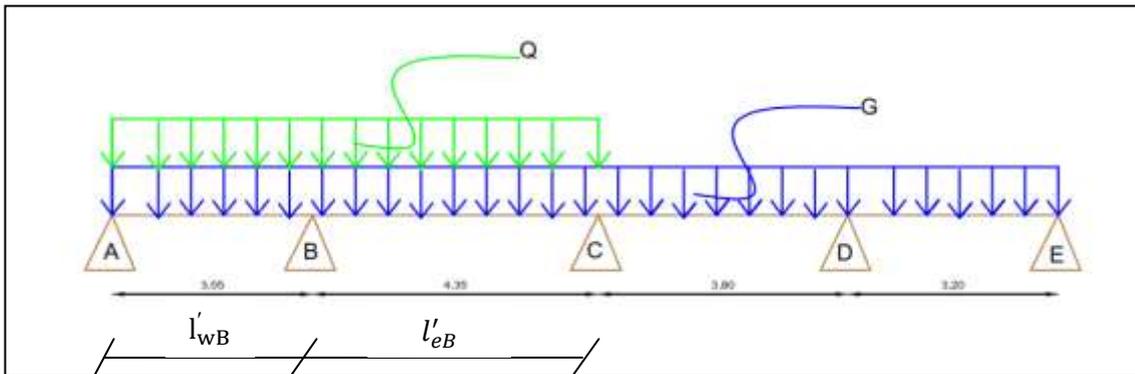


Figure : 01

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wB} = l = 3.05 \text{ m}$
- $l'_{eB} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$

$$M_B = \frac{q_u \times l_{wB}^3 + q_u \times l_{eB}^3}{8.5 (l_{wB} + l_{eB})} = \frac{6.948 \times 3.05^3 + 6.948 \times 3.48^3}{8.5(3.05 + 3.48)} = 8.827 \text{ KNm}$$

➤ Le moment sur l'appui C :

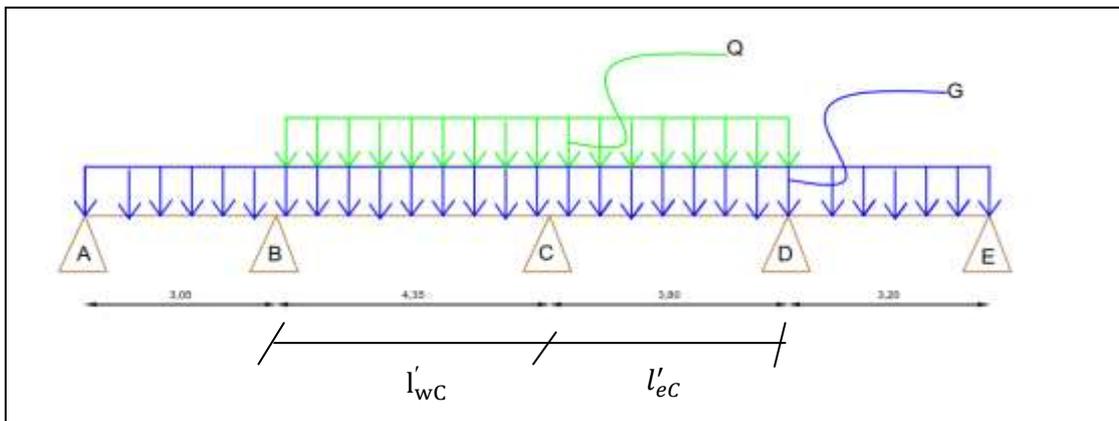


Figure : 02

Loguer des travées fictives :

- $l'_{wC} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$
- $l'_{eC} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$

$$M_C = \frac{q_u \times l_{wC}^3 + q_u \times l_{eC}^3}{8.5 (l_{wC} + l_{eC})} = \frac{6.948 \times 3.48^3 + 6.948 \times 3.04^3}{8.5(3.48 + 3.04)} = 8.80 \text{ KNm}$$

➤ Le moment sur l'appui D:

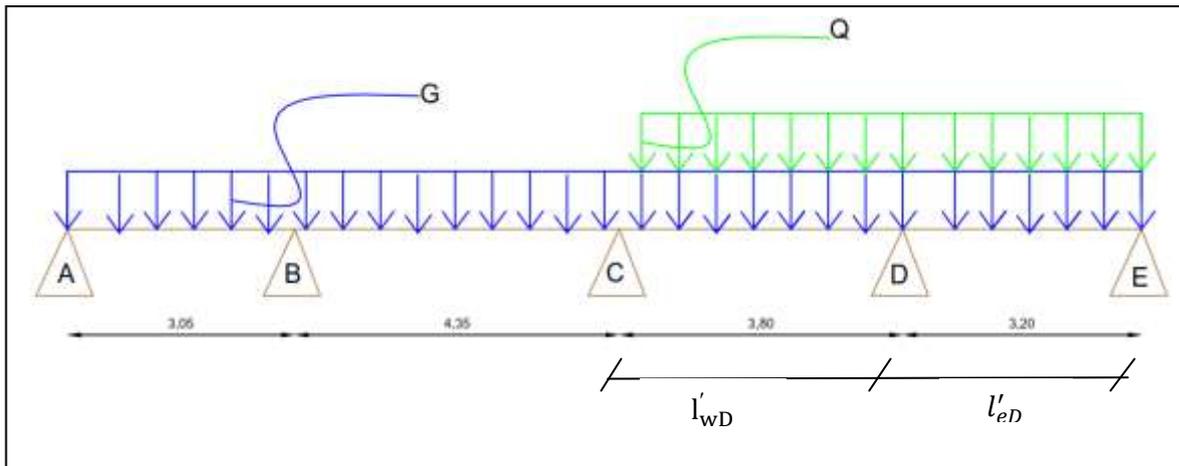


Figure : 03

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wD} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$
- $l'_{eD} = l = 3.20 \text{ m}$

$$M_D = \frac{q_u \times l_{wD}^3 + q_u \times l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{6.948 \times 3.04^3 + 6.948 \times 3.20^3}{8.5(3.04 + 3.20)} = 7.97 \text{ KNm}$$

2. Calcul des moments sur appuis correspondant au moment max en travée :

Pour avoir un moment max à la travée X il faut charger la travée considérai(X)

➤ Travée AB :

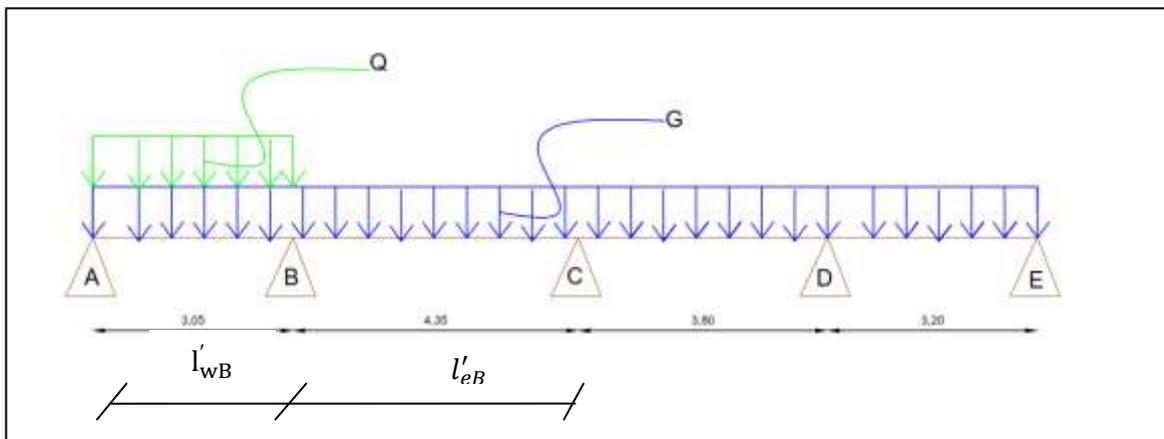


Figure : 04

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wB} = l = 3.05 \text{ m}$
- $l'_{eB} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$

$$M_B = \frac{q_u \times l_{wB}^3 + G_u \times l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{6.948 \times 3.05^3 + 4.51 \times 3.48^3}{8.5(3.05 + 3.48)} = 6.97 \text{ KNm}$$

$$M_A = 0 \text{ KNm}$$

➤ Travée BC :

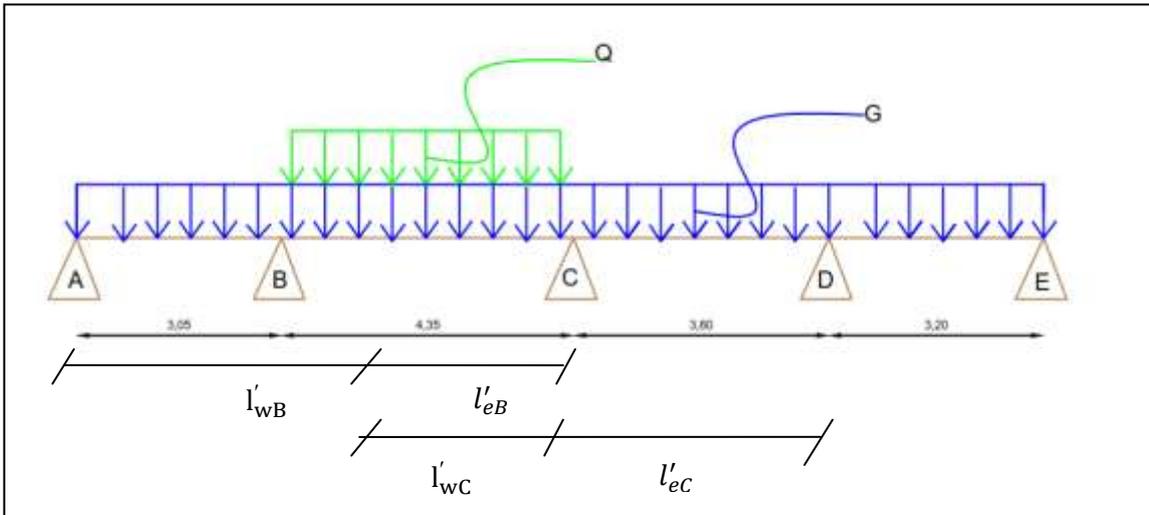


Figure : 05

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wB} = l = 3.05 \text{ m}$
- $l'_{eB} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$
- $l'_{wC} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$
- $l'_{eC} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$

$$M_B = \frac{G_u \times l_{wB}^3 + q_u \times l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{4.51 \times 3.05^3 + 6.948 \times 3.48^3}{8.5(3.05 + 3.48)} = 7.58 \text{ KNm}$$

$$M_C = \frac{q_u \times l_{wC}^3 + G_u \times l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{6.948 \times 3.48^3 + 4.51 \times 3.04^3}{8.5(3.48 + 3.04)} = 7.57 \text{ KNm}$$

➤ Travée CD :

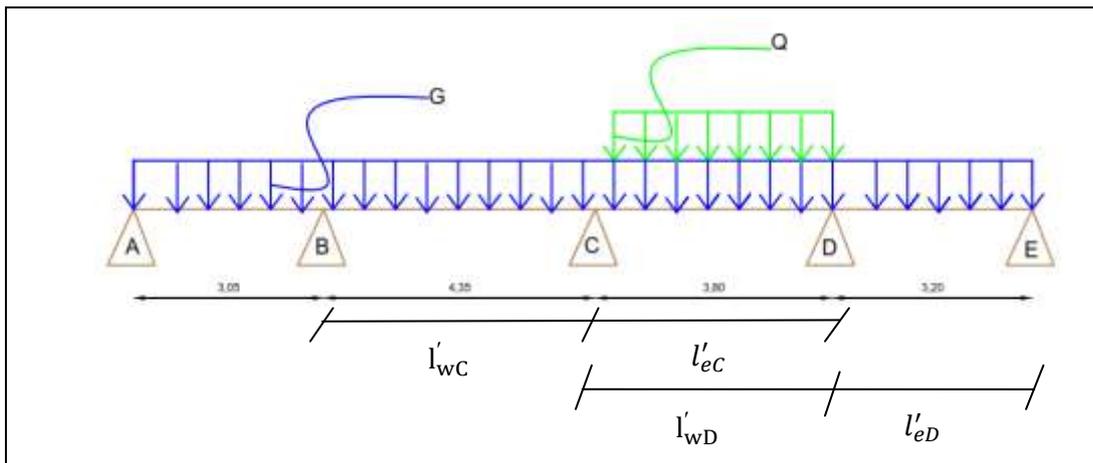


Figure : 06

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wD} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$
- $l'_{eD} = l = 3.20 \text{ m}$
- $l'_{wC} = 0.8l = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m}$
- $l'_{eC} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$

$$M_C = \frac{G_u \times l_{wC}^3 + q_u \times l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{4.51 \times 3.48^3 + 6.948 \times 3.04^3}{8.5(3.48 + 3.04)} = 6.95 \text{KNm}$$

$$M_D = \frac{q_u \times l_{wD}^3 + G_u \times l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{6.948 \times 3.04^3 + 4.51 \times 3.20^3}{8.5(3.04 + 3.20)} = 6.47 \text{KNm}$$

➤ Travée DE :

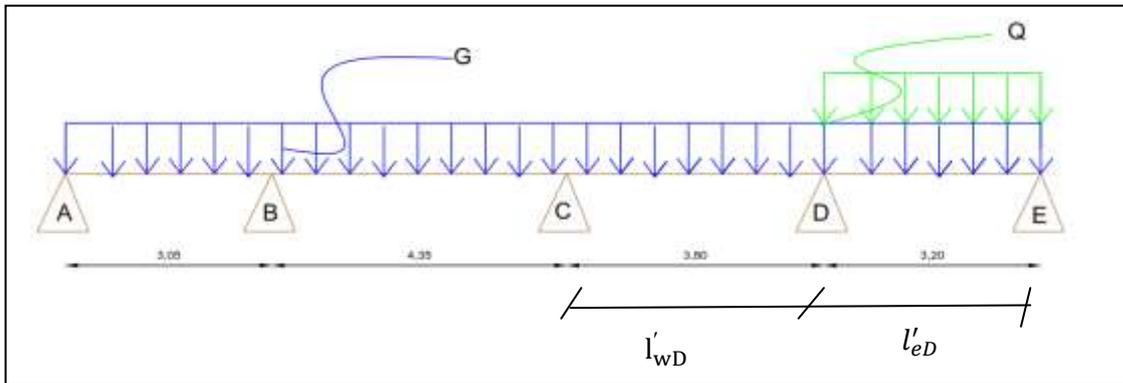


Figure : 07

Langueur des travées fictives :

- $l'_{wD} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$
- $l'_{eD} = l = 3.20 \text{ m}$

$$M_D = \frac{G_u \times l_{wD}^3 + q_u \times l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{4.51 \times 3.04^3 + 6.948 \times 3.20^3}{8.5(3.04 + 3.20)} = 6.68 \text{KNm}$$

$$M_E = 0 \text{ KNm}$$

3. Calcul des moments sur appuis correspondant au moment minimal en travée :

➤ Travée AB

$M_A = 0 \text{ KNm}$  ..... (Travée de rive)

$M_B = 7.58 \text{ KNm}$ ..... (Figure 05)

➤ Travée BC :

$M_B = 6.97 \text{ KNm}$ ..... (Figure 04)

$M_C = 6.95 \text{ KNm}$ ..... (Figure 06)

➤ Travée CD :

$M_C = 5.57 \text{ KNm}$ ..... (Figure 05)

$M_D = 6.68 \text{ KNm}$ ..... (Figure 07)

➤ Travée DE :

$M_D = 6.47 \text{ KNm}$ ..... (Figure 06)

$M_E = 0 \text{ KNm}$ ..... (Travée de rive)

**Calcul des moments en travée :***1. Calcul des moments max en travée :*

➤ Travée AB :

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{ KNm} \\ M_B = -6.97 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 04)}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q l_{AB}} = \frac{3.05}{2} + \frac{-6.97}{6.948 \times 3.05} = 1.196 \text{ m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.196}{2} (3.05 - 1.196) + (-6.97) \frac{1.196}{3.05} = 4.970 \text{ KNm}$$

➤ Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_B = -7.58 \text{ KNm} \\ M_C = -7.57 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 05)}$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{q l_{BC}} = \frac{4.35}{2} + \frac{-7.57 + 7.58}{6.948 \times 4.35} = 2.17 \text{ m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{6.948 \times 2.17}{2} (4.35 - 2.17) - 7.58 \left(1 - \frac{2.17}{4.35}\right) - 7.57 \left(\frac{2.17}{4.35}\right) = 8.86 \text{ KNm}$$

➤ Travée CD:

$$\left. \begin{array}{l} M_C = -6.95 \text{ KNm} \\ M_D = -6.47 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 06)}$$

$$x = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{q l_{CD}} = \frac{3.80}{2} + \frac{-6.47 + 6.95}{6.948 \times 3.80} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{CD} - x) + M_C \left(1 - \frac{x}{l_{CD}}\right) + M_D \frac{x}{l_{CD}}$$

$$M_{tCD}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.92}{2} (3.80 - 1.92) - 6.95 \left(1 - \frac{1.92}{3.80}\right) - 6.47 \left(\frac{1.92}{3.80}\right) = 5.832 \text{ KNm}$$

➤ Travée DE:

$$\left. \begin{array}{l} M_D = -6.68 \text{ KNm} \\ M_E = 0 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 07)}$$

$$x = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{ql_{DE}} = \frac{3.20}{2} + \frac{6.98}{6.948 \times 3.20} = 1.90 \text{ m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{DE} - x) + M_D \left(1 - \frac{x}{l_{DE}}\right) + M_E \frac{x}{l_{DE}}$$

$$M_{tDE}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.9}{2} (3.20 - 1.9) - 6.98 \left(1 - \frac{1.9}{3.20}\right) = 5.867 \text{ KNm}$$

2. Calcul des moments en travée correspondants au moment max aux appuis :

➤ Travée AB:

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{ KNm} \\ M_B = -8.827 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 01)}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{ql_{AB}} = \frac{3.05}{2} + \frac{-8.827}{6.948 \times 3.05} = 1.09 \text{ m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.09}{2} (3.05 - 1.09) - 8.827 \frac{1.09}{3.05} = 4.266 \text{ KNm}$$

➤ Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_B = -8.827 \text{ KNm} \\ M_C = -8.80 \text{ KNm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Figure 01)} \\ \text{(Figure 02)} \end{array}$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{ql_{BC}} = \frac{4.35}{2} + \frac{-8.80 + 8.827}{6.948 \times 4.35} = 2.17 \text{ m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{6.948 \times 2.17}{2} (4.35 - 2.17) - 8.827 \left(1 - \frac{2.17}{4.35}\right) - 8.80 \times \frac{2.17}{4.35} = 12.003 \text{ KNm}$$

➤ Travée CD:

$$\left. \begin{array}{l} M_C = -8.80 \text{ KNm} \\ M_D = -7.97 \text{ KNm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Figure 02)} \\ \text{(Figure 03)} \end{array}$$

$$x = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{q l_{CD}} = \frac{3.80}{2} + \frac{-6.47 + 8.80}{6.948 \times 3.80} = 1.93 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{CD} - x) + M_C \left(1 - \frac{x}{l_{CD}}\right) + M_D \frac{x}{l_{CD}}$$

$$M_{tCD}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.93}{2} (3.80 - 1.93) - 8.80 \left(1 - \frac{1.93}{3.80}\right) - 7.97 \frac{1.93}{3.80} = 4.161 \text{ KNm}$$

➤ Travée DE:

$$M_D = -7.97 \text{ KNm (Figure 03)}$$

$$M_E = 0 \text{ KNm}$$

$$x = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{q l_{DE}} = \frac{3.20}{2} + \frac{7.97}{6.948 \times 3.20} = 1.958 \text{ m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = \frac{q_u x}{2} (l_{DE} - x) + M_D \left(1 - \frac{x}{l_{DE}}\right) + M_E \frac{x}{l_{DE}}$$

$$M_{tDE}^{\max} = \frac{6.948 \times 1.958}{2} (3.20 - 1.958) - 7.97 \left(1 - \frac{1.958}{3.20}\right) = 5.35 \text{ KNm}$$

### 3. Calcul des moments min en travée :

➤ Travée AB:

$$M_A = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = -7.58 \text{ KNm (Figure 05)}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{G_u l_{AB}} = \frac{3.05}{2} + \frac{-7.58}{4.51 \times 3.05} = 0.974 \text{ m}$$

$$M_{tAB}^{\min} = \frac{G_u x}{2} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB}^{\min} = \frac{4.51 \times 0.974}{2} (3.05 - 0.974) - 7.85 \frac{0.974}{3.05} = 2.139 \text{ KNm}$$

➤ Travée BC:

$$M_B = -6.97 \text{ KNm (Figure 04)}$$

$$M_C = -6.95 \text{ KNm (Figure 06)}$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{G_u \times l_{BC}} = \frac{4.35}{2} + \frac{-6.95 + 6.97}{4.51 \times 4.35} = 2.17 \text{ m}$$

$$M_{tBC}^{\min} = \frac{G_u x}{2} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{tBC}^{\min} = \frac{4.51 \times 2.17}{2} (4.35 - 2.17) - 6.97 \left(1 - \frac{2.17}{4.35}\right) - 6.95 \times \frac{2.17}{4.35} = 3.699 \text{ KNm}$$

➤ Travée CD:

$$\left. \begin{aligned} M_C &= -5.57 \text{ KNm} \\ M_D &= -6.68 \text{ KNm} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{(Figure 05)} \\ \text{(Figure 07)} \end{array}$$

$$x = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{G_u l_{CD}} = \frac{3.80}{2} + \frac{-6.68 + 5.57}{4.51 \times 3.80} = 1.83 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\min} = \frac{G_u x}{2} (l_{CD} - x) + M_C \left(1 - \frac{x}{l_{CD}}\right) + M_D \frac{x}{l_{CD}}$$

$$M_{tCD}^{\min} = \frac{4.51 \times 1.83}{2} (3.80 - 1.83) - 5.57 \left(1 - \frac{1.83}{3.80}\right) - 6.68 \frac{1.83}{3.80} = 2.025 \text{ KNm}$$

➤ Travée DE:

$$M_D = -6.47 \text{ KNm (Figure 06)}$$

$$M_E = 0 \text{ KNm}$$

$$x = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{G_u l_{DE}} = \frac{3.20}{2} + \frac{6.47}{4.51 \times 3.20} = 2.04 \text{ m}$$

$$M_{tDE}^{\min} = \frac{G_u x}{2} (l_{DE} - x) + M_D \left(1 - \frac{x}{l_{DE}}\right) + M_E \frac{x}{l_{DE}}$$

$$M_{tDE}^{\min} = \frac{4.51 \times 2.04}{2} (3.20 - 2.04) - 6.47 \left(1 - \frac{2.04}{3.20}\right) = 2.99 \text{ KNm}$$

**Conclusion:**

1 courbe		2 courbes	
$M_A = M_E = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\max} = 4.266 \text{ KNm}$	$M_A = M_E = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\max} = 4.970 \text{ KNm}$
$M_C = -8.80 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\max} = 12.003 \text{ KNm}$	$M_B = -6.97 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\max} = 8.86 \text{ KNm}$
$M_B = -8.82 \text{ KNm}$	$M_{tCD}^{\max} = 4.161 \text{ KNm}$	$M_B = -7.58 \text{ KNm}$	$M_{tCD}^{\max} = 5.832 \text{ KNm}$
$M_D = -7.97 \text{ KNm}$	$M_{tDE}^{\max} = 5.35 \text{ KNm}$	$M_C = 6.95 \text{ KNm}$	$M_{tDE}^{\max} = 5.867 \text{ KNm}$
		$M_C = -7.57 \text{ KNm}$	
		$M_D = 6.47 \text{ KNm}$	
		$M_D = 6.68 \text{ KNm}$	

3 courbes	
$M_A = M_E = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\min} = 2.139 \text{ KNm}$
$M_B = -6.97 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\min} = 3.699 \text{ KNm}$
$M_B = -7.58 \text{ KNm}$	$M_{tCD}^{\min} = 2.025 \text{ KNm}$
$M_C = -5.57 \text{ KNm}$	$M_{tDE}^{\min} = 2.99 \text{ KNm}$
$M_C = -6.95 \text{ KNm}$	
$M_D = -6.47 \text{ KNm}$	
$M_D = -6.68 \text{ KNm}$	

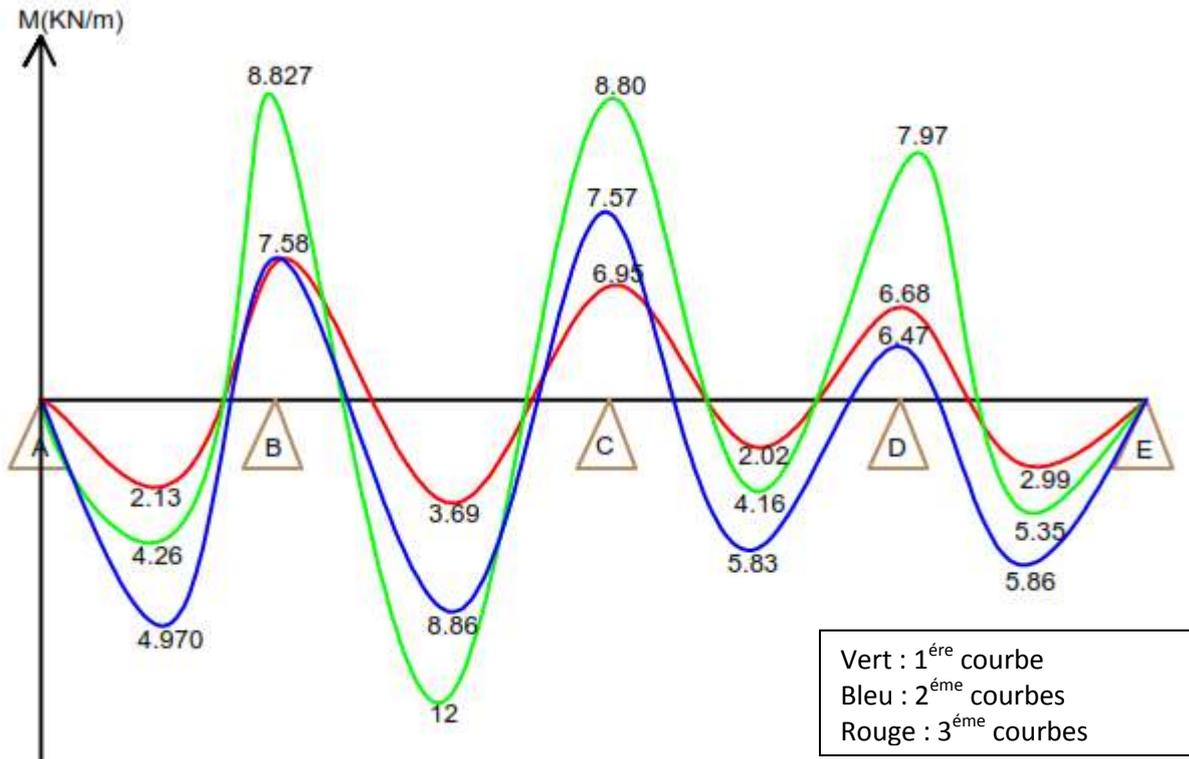


Figure 3-1-9 : Diagramme des moments fléchissant pour la poutre à quatre travées (ELU) (courbe enveloppe)

Légende:

La courbe rouge : moment min en travée

La courbe bleue : moment max en travée

La courbe verte : moment max sur appui

### B. Calcul de l'effort tranchant

#### 1. Etude de la travée AB :

$$*\theta_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.948 \times 3.05}{2} = 10.5957 \text{KN}$$

$$*\theta_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -10.5957 \text{KN}$$

*I=er* cas de chargement :

$$\left. \begin{aligned} M_A &= 0 \text{KNm} \\ M_B &= -6.97 \text{KNm} \end{aligned} \right\} \text{(Figure 4)}$$

$$\Rightarrow V_{A1} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 10.5957 + \frac{-6.97}{3.05} = 8.31 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{B1} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -10.5957 + \frac{-6.97}{3.05} = -12.88 \text{KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement :

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{ KNm} \\ M_B = -8.827 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 1)}$$

$$\Rightarrow V_{A2} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 10.5957 + \frac{-8.827}{3.05} = 7.70 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{B1} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -10.5957 + \frac{-8.827}{3.05} = -13.48 \text{ KN}$$

2. Etude de la travée BC :

$$* \theta_A = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = \frac{6.948 \times 4.35}{2} = 15.1119 \text{ KN}$$

$$* \theta_B = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -15.1119 \text{ KN}$$

1<sup>ère</sup> cas de chargement : surcharger BC uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} M_C = -7.57 \text{ KNm} \\ M_B = -7.58 \text{ KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 5)}$$

$$\Rightarrow V_{B1} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 15.1119 + \frac{-7.57 + 7.58}{4.35} = 15.12 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -15.1119 + \frac{-7.57 + 7.58}{4.35} = -15.11 \text{ KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement surcharger BC et AB uniquement :

$$M_C = -7.57 \text{ KNm (Figure 5)}$$

$$M_B = -8.827 \text{ KNm (Figure 1)}$$

$$\Rightarrow V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 15.1119 + \frac{-7.57 + 8.827}{4.35} = 15.40 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{C2} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -15.1119 + \frac{-7.57 + 8.827}{4.35} = -14.83 \text{ KN}$$

3<sup>ème</sup> cas de chargement surcharger BC et CD uniquement :

$$M_C = -8.80 \text{ KNm (Figure 2)}$$

$$M_B = -7.58 \text{ KNm (Figure 5)}$$

$$\Rightarrow V_{B3} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 15.1119 + \frac{-8.80 + 7.58}{4.35} = 14.83 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{C3} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -15.1119 + \frac{-8.80 + 7.58}{4.35} = -15.39 \text{ KN}$$

## 3. Etude de la travée CD :

$$* \theta_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = \frac{6.948 \times 3.80}{2} = 13.20 \text{KN}$$

$$* \theta_B = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -13.20 \text{KN}$$

1<sup>er</sup> cas de chargement : surcharger CD uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} M_C = -6.95 \text{KNm} \\ M_D = -6.47 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 6)}$$

$$\Rightarrow V_{C1} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 13.20 + \frac{-6.47 + 6.95}{3.80} = 13.32 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{D1} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -13.20 + \frac{-6.47 + 6.95}{3.80} = -13.07 \text{KN}$$

2<sup>eme</sup> cas de chargement surcharger BC et CD uniquement :

$$M_C = -8.80 \text{KNm (Figure 2)}$$

$$M_D = -6.47 \text{KNm (Figure 6)}$$

$$\Rightarrow V_{C2} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{l_{BC}} = 13.20 + \frac{-6.47 + 8.80}{3.80} = 13.81 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{D2} = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -13.20 + \frac{-6.47 + 8.80}{3.80} = -12.58 \text{KN}$$

3<sup>eme</sup> cas de chargement surcharger CD et DE uniquement :

$$M_C = -6.95 \text{KNm (Figure 6)}$$

$$M_D = -7.97 \text{KNm (Figure 3)}$$

$$\Rightarrow V_{C3} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{l_{BC}} = 13.20 + \frac{-7.97 + 6.95}{3.80} = 12.93 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{D3} = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -13.20 + \frac{-7.97 + 6.95}{3.80} = -13.46 \text{KN}$$

## 4. Etude de la travée DE :

1<sup>er</sup> cas surcharge la travée DE uniquement :

$$* \theta_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} = \frac{6.948 \times 3.20}{2} = 11.11 \text{KN}$$

$$* \theta_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} = -11.11 \text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_D = -6.68 \text{KNm} \\ M_E = 0 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure 7)}$$

$$\Rightarrow V_{D1} = \theta_D + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 11.11 + \frac{6.68}{3.20} = 13.19 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{E1} = \theta_E + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -11.11 + \frac{6.68}{3.20} = -9.02 \text{KN}$$

2<sup>ème</sup> cas surcharge la travée DE et CD uniquement :

$$\left. \begin{aligned} M_D &= -7.97 \text{ KNm} \\ M_E &= 0 \text{ KNm} \end{aligned} \right\} \text{ (Figure 3)}$$

$$\rightarrow V_{D2} = \theta_D + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 11.11 + \frac{7.97}{3.20} = 13.60 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{E1} = \theta_E + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -11.11 + \frac{7.97}{3.20} = -8.61 \text{ KN}$$

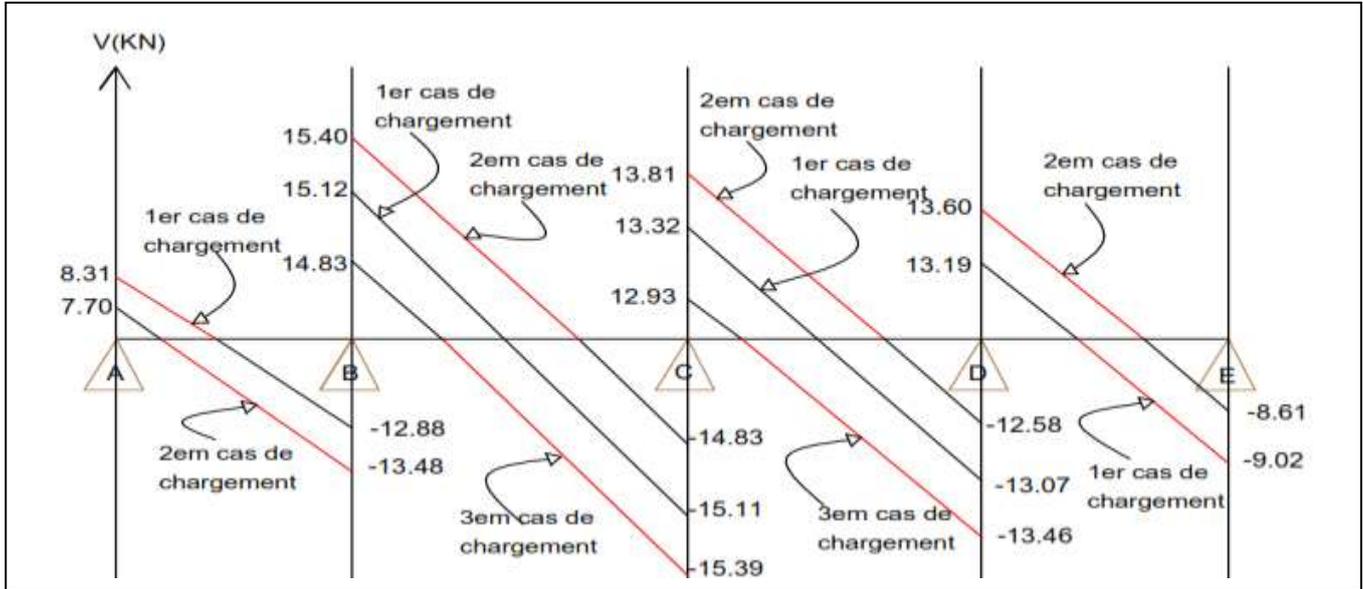


Figure 3-1-10 : Le diagramme des efforts tranchants pour la poutre à quatre travées (ELU)

I. cas de la poutrelle a deux travées (ELU)

A. Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments pour les appuis

1. Calcul des moments max sur appuis :

- $M_A = 0 \text{ KNm}$
- $M_C = 0 \text{ KNm}$
- $M_B$

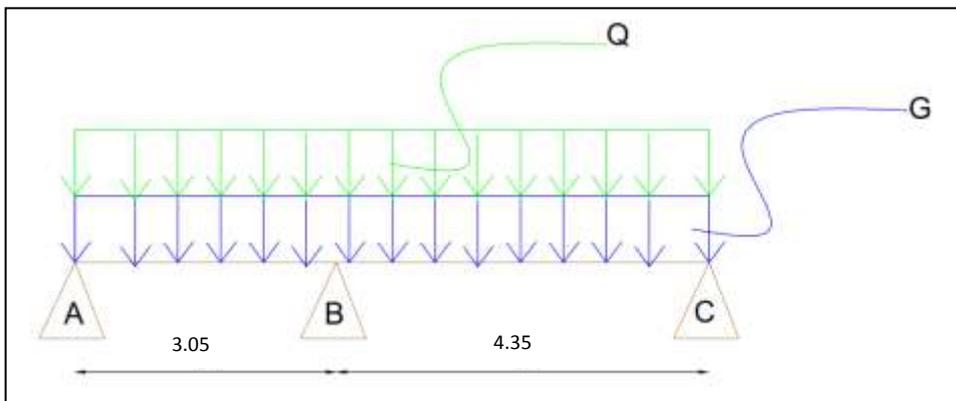


Figure a

Longueur des travées fictives :

- $l'_{wB} = 3.05 \text{ m}$

- $l'_{eB} = 4.35 \text{ m}$

$$M_B = \frac{q_w \times l_{wB}^3 + q_e \times l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{6.948 \times 3.05^3 + 6.948 \times 4.35^3}{8.5(3.05 + 4.35)} = 12.226 \text{ KNm}$$

1. Calcul des moments sur appuis correspondant aux moments max en travée :

➤ Travée AB:

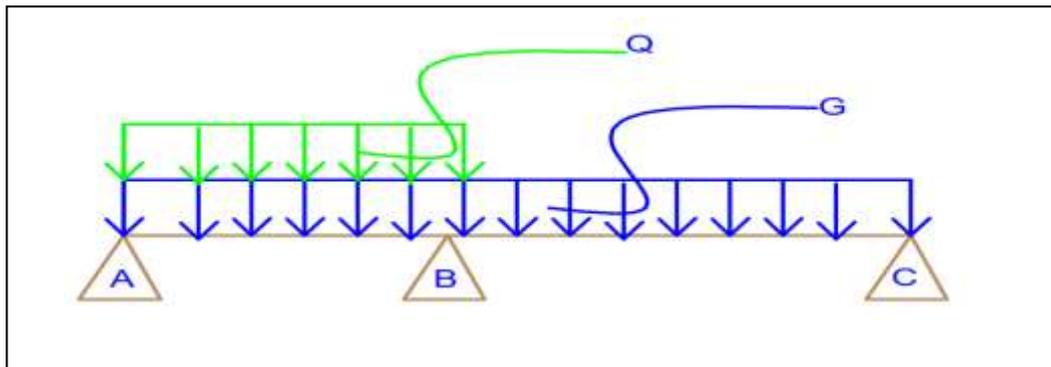


Figure b

$$M_A = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = \frac{q_w \times l_{wB}^3 + q_e \times l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{6.948 \times 3.05^3 + 4.51 \times 4.35^3}{8.5(3.05 + 4.35)} = 9.03 \text{ KNm}$$

➤ Travée BC:

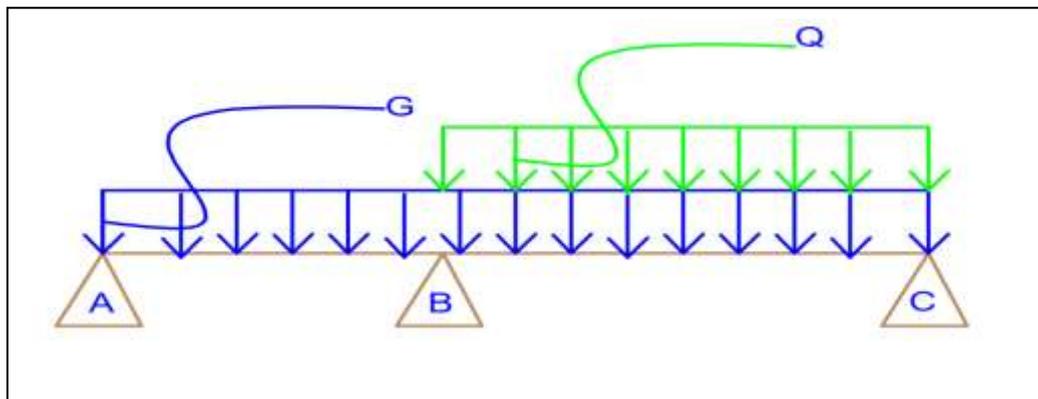


Figure C

$$M_C = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = \frac{G_u \times l_{wB}^3 + q_u \times l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{4.51 \times 3.05^3 + 6.948 \times 4.35^3}{8.5(3.05 + 4.35)} = 11.12 \text{ KNm}$$

2. Calcul des moments sur appuis correspondant au moment minimal en travée :

➤ Travée AB:

$$M_A = 0 \text{KNm}$$

$$M_B = 11.12 \text{ Figure c}$$

➤ Travée BC:

$$M_C = 0 \text{KNm}$$

$$M_B = 9.03 \text{ Figure b}$$

**Calcul des moments en travée**

1. Calcul des moments max en travée :

➤ Travée AB:

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{KNm} \\ M_B = -9.03 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ Figure b}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB} \times q_u} = \frac{3.05}{2} + \frac{-9.03}{3.05 \times 6.948} = 1.09 \text{m}$$

$$M_{tAB}^{max} = \frac{q_u \times x}{2} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB}^{max} = \frac{6.948 \times 1.09}{2} (3.05 - 1.09) - 9.03 \frac{1.09}{3.05} = 4.194 \text{KNm}$$

➤ Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_C = 0 \text{KNm} \\ M_B = -11.12 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ Figure C}$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC} \times q_u} = \frac{4.35}{2} + \frac{11.12}{4.35 \times 6.948} = 2.54 \text{m}$$

$$M_{tBC}^{max} = \frac{q_u \times x}{2} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{tBC}^{max} = \frac{6.948 \times 2.54}{2} (4.35 - 2.54) - 11.12 \left(1 - \frac{2.54}{4.35}\right) = 11.34 \text{KNm}$$

2) calcul du moment en travée correspondants aux moments max aux appuis

➤ Travée AB

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{KNm} \\ M_B = -12.226 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ Figure a}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB} + q_u} = \frac{3.05}{2} + \frac{-12.226}{3.05(6.948)} = 0.94 \text{m}$$

$$M_{AB}^{max} = \frac{q_u \times x}{0} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{AB}^{max} = \frac{6.948 \times 0.94}{2} (3.05 - 0.94) - 12.226 \times \frac{0.94}{3.05} = 3.122 \text{KNm}$$

➤ Travée BC :

$$\left. \begin{array}{l} M_C = 0 \\ M_B = -12.226 \end{array} \right\} \text{ Figure a}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_C + M_B}{l_{AB} \times q_u} = \frac{4.35}{2} + \frac{12.266}{4.35 \times 6.948} = 2.57\text{m}$$

$$M_{BC}^{\max} = \frac{q_u \times x}{2} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{BC}^{\max} = \frac{6.948 \times 2.57}{2} (4.35 - 2.57) - 12.226 \left(1 - \frac{2.57}{4.35}\right) = 10.89\text{KNm}$$

3) calculer des moments min en travée

➤ Travée AB

$$\left. \begin{array}{l} M_C = 0 \\ M_B = -11.12 \end{array} \right\} \text{ Figure c}$$

$$x = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB} + q_a} = \frac{3.05}{2} + \frac{-11.12}{3.05(4.51)} = 0.72\text{m}$$

$$M_{AB}^{\min} = \frac{G_u \times x}{2} (l_{AB} - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_B \frac{x}{l_{AB}}$$

$$M_{AB}^{\min} = \frac{4.51 \times 0.72}{2} (3.05 - 0.72) - 11.12 \frac{0.72}{3.05} = 1.157\text{KNm}$$

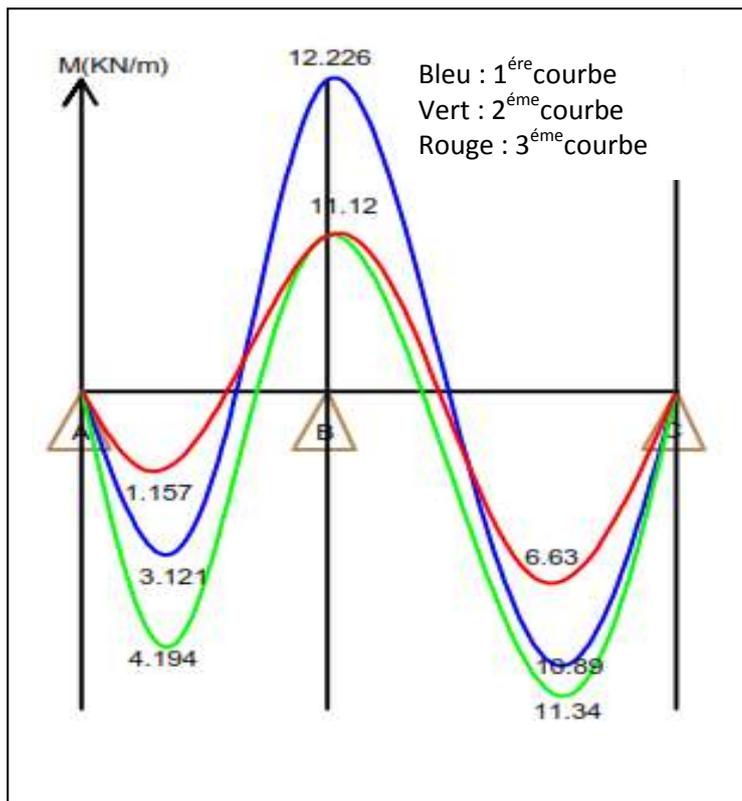
➤ Travée BC

$$\left. \begin{array}{l} M_C = 0 \\ M_B = 9.03 \end{array} \right\} \text{ Figure b}$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{AB} + q_u} = \frac{4.35}{2} + \frac{9.03}{4.35(4.51)} = 2.63\text{m}$$

$$M_{BC}^{\min} = \frac{G_u \times x}{0} (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \frac{x}{l_{BC}}$$

$$M_{BC}^{\min} = \frac{4.51 \times 2.63}{2} (4.35 - 2.63) - 9.03 \left(1 - \frac{2.63}{4.35}\right) = 6.63\text{KNm}$$



1 <sup>ère</sup> courbe	
$M_A = M_C = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\max} = 3.122 \text{ KNm}$
$M_B = -12.226 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\max} = 10.89 \text{ KNm}$
$M_B = -12.226 \text{ KNm}$	
2 <sup>ème</sup> courbes	
$M_A = M_C = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\max} = 4.194 \text{ KNm}$
$M_B = 9.03 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\max} = 11.34 \text{ KNm}$
$M_B = 11.12 \text{ KNm}$	
3 <sup>ème</sup> courbes	
$M_A = M_C = 0 \text{ KNm}$	$M_{tAB}^{\min} = 1.157 \text{ KNm}$
$M_B = 9.03 \text{ KNm}$	$M_{tBC}^{\min} = 6.63 \text{ KNm}$
$M_B = 11.12 \text{ KNm}$	

Figure 3-1-11 : Diagramme des moments fléchissant pour la poutre à deux travées (ELU)

**B .Calcul de l'effort tranchant**

1. Etude de la travée AB :

*I =<sup>er</sup>* cas de chargement :

$$* \theta_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = \frac{6.948 \times 3.05}{2} = 10.5957 \text{ KN}$$

$$* \theta_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} = -10.5957 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{matrix} M_A = 0 \text{ KNm} \\ M_B = -9.03 \text{ KNm} \end{matrix} \right\} \text{ (Figure b)}$$

$$\Rightarrow V_{A1} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 10.5957 + \frac{-9.03}{3.05} = 7.635 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{B1} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -10.5957 + \frac{-9.03}{3.05} = -13.556 \text{ KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement :

$$*\theta_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.948 \times 3.05}{2} = 10.5957 \text{KN}$$

$$*\theta_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -10.5957 \text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \text{KNm} \\ M_B = -12.226 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure a)}$$

$$\Rightarrow V_{A2} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 10.5957 + \frac{-12.226}{3.05} = 6.587 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{B2} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -10.5957 + \frac{-12.226}{3.05} = -14.604 \text{KN}$$

2. Etude de la travée BC :

1<sup>er</sup> cas de chargement :

$$*\theta_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 15.119 \text{KN}$$

$$*\theta_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -15.119 \text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_B = -11.12 \text{KNm} \\ M_C = 0 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure C)}$$

$$\Rightarrow V_{B1} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 15.119 + \frac{11.12}{4.35} = 17.675 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -15.119 + \frac{11.12}{4.35} = -12.562 \text{KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement :

$$*\theta_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 15.119 \text{KN}$$

$$*\theta_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -15.119 \text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_B = -12.226 \text{KNm} \\ M_C = 0 \text{KNm} \end{array} \right\} \text{ (Figure a)}$$

$$\Rightarrow V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 15.119 + \frac{12.226}{4.35} = 17.929 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{C2} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -15.119 + \frac{12.226}{4.35} = -12.308 \text{KN}$$

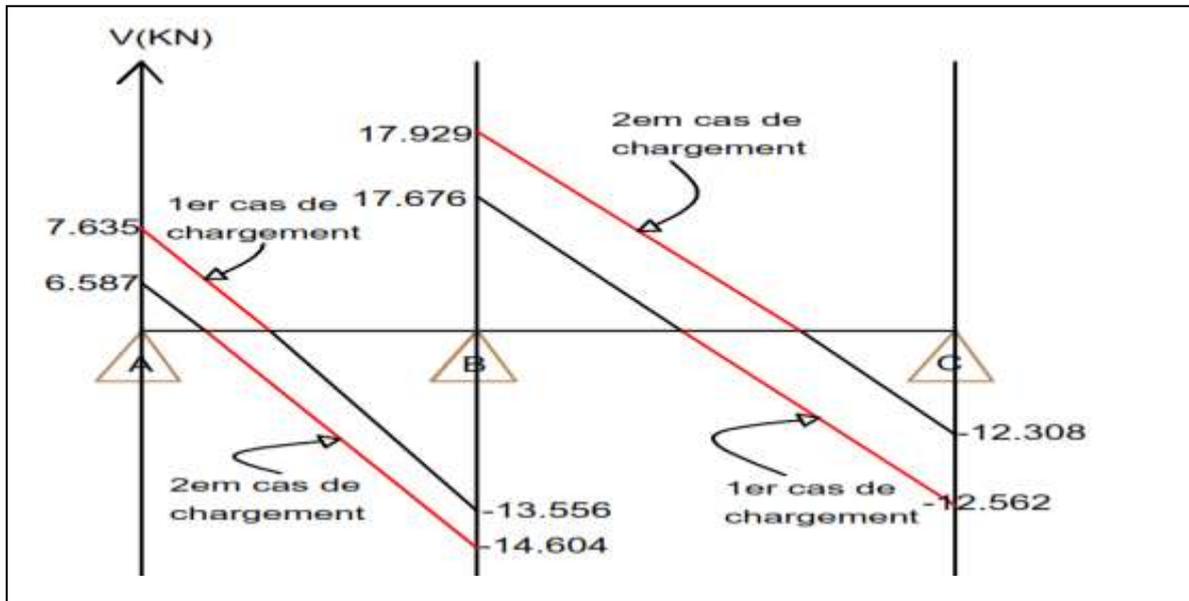


Figure 3-1-12 : Le diagramme des efforts tranchants pour la poutre à deux travées (ELU)

### III. cas de la poutrelle a quatre travées (ELS)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre on obtient les valeurs des efforts internes à l'ELS, en multipliant les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \quad q_u &= 6.946 \text{ KN/m} \\ \bullet \quad q_s &= 4.97 \text{ KN/m} \end{aligned} \right\} \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.97}{6.946} = 0.715$$

	ELU		ELS	
	$M_u$ [KN.m]	$T_u$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$T_s$ [KN]
AB travée	4.907	/	3.55	/
BC travée	12	/	8.58	/
CD travée	5.83	/	4.16	/
DE travée	5.86	/	4.18	/
appuis A	0	8.31	0	5.94
appuis B	8.827	15.40	6.31	11.01
		-13.48		-9.63
appuis C	8.8	13.81	6.29	9.87
		-15.93		-11
appuis D	7.97	13.6	5.69	9.72
		-13.46		-9.623
appuis E	0	-9.02	0	6.44

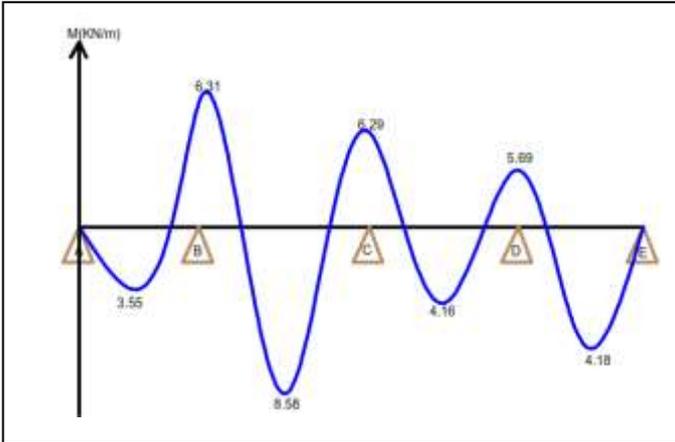


Figure 3-1-13 : Diagramme des moments fléchissent pour la poutre à quatre travées à (ELS)

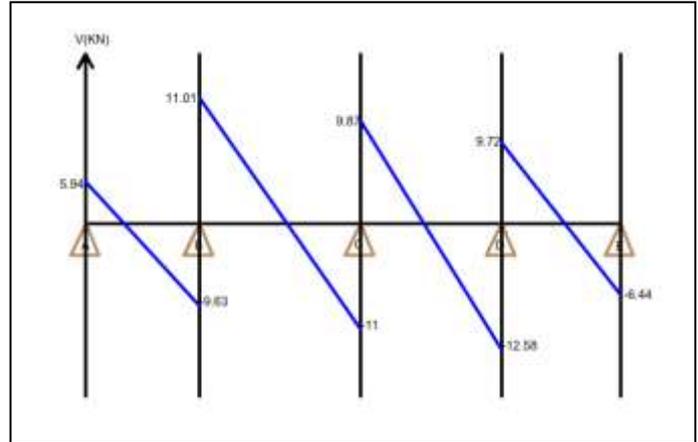


Figure 3-1-14 : Le diagramme des efforts tranchants pour la poutre à quatre travées (ELS)

IV. cas de la poutrelle à deux travées (ELS) :

	ELU		ELS	
	$M_u$ [KN.m]	$T_u$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$T_s$ [KN]
travée AB	4.194	/	2.99	/
travée BC	11.34	/	8.10	/
Appuis A	0	7.635	0	5.45
Appuis B	12.226	17.929	8.74	12.81
		-14.604		-10.44
Appuis C	0	-12.562	0	-8.98

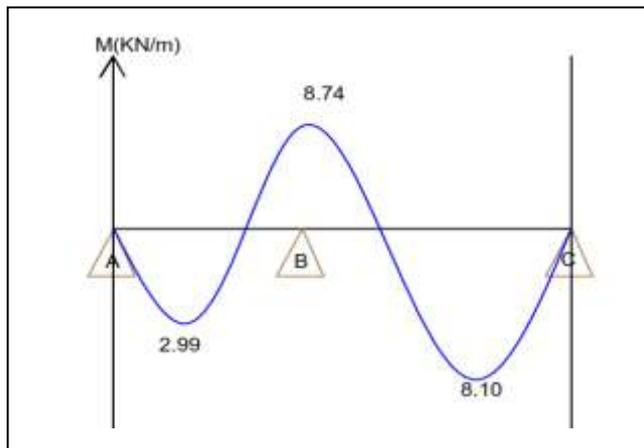


Figure 3-1-15 : Diagramme des moments fléchissent pour la poutre à deux travées à (ELS)

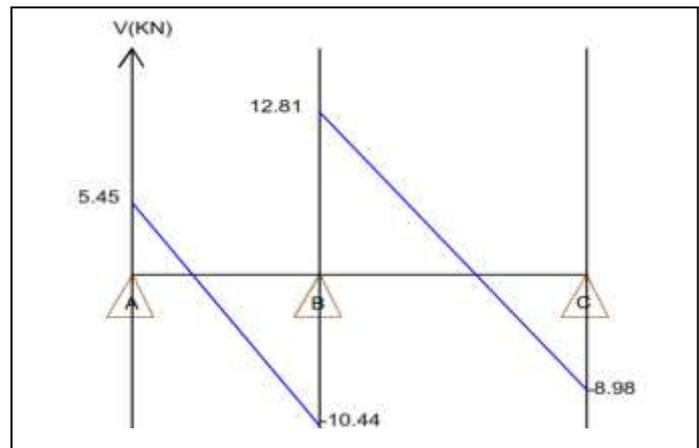


Figure 3-1-16 : Le diagramme des efforts tranchants pour la poutre à deux travées (ELS)

Calcul des armatures à l'ELU :

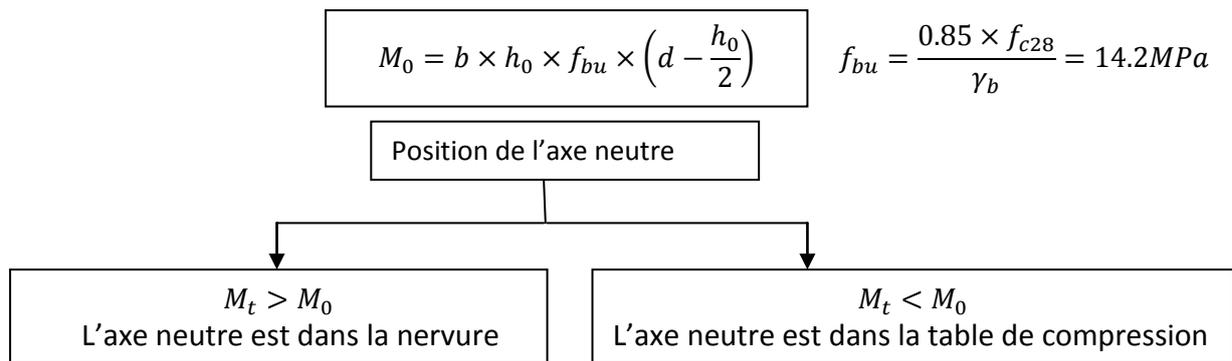
1. Armature longitudinale :

$M_t^{max} = 12 \text{ KNm}$ (moment max en travées) $M_a^{max} = 12.226 \text{ KNm}$ (moment max aux appuis)
--

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont:  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $c=2 \text{ cm}$  ;  $d=18\text{cm}$

❖ Armatures en travée :

Le moment repris par la table de compression est donné par la formule suivante



\*  $M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left[0.18 - \frac{0.04}{2}\right] = 59.072 \text{ KNm}$

\*  $M_t^{max} = 12 \text{ KNm}$

$M_t^{max} = 12 \text{ KNm} < M_0 = 59.072 \text{ KNm}$

L'axe neutre est dans la table de compression ; Le béton tendu est négligé la section en T se calcule donc comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$\mu_u = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12 \times 10^3}{0.980 \times 0.18 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 3\text{HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures aux appuis :**

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour une section rectangulaire ( $b_0xh$ ) soit  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise au moment max.

$$* M_a^{max} = 12.226 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.226 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.221 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.873$$

$$\mu_u = 0.221 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.226 \times 10^3}{0.873 \times 0.18 \times 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$* \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**2. Armature transversales:**

Selon l'article (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99), le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Avec  $\phi_l^{max}$ : diamètre max des armatures longitudinales

Les armatures transversale seront réalisées par étriers de  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

**3. Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

✚ **Vérification à l'ELU :**

➤ Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A 4.2.1/BAEL91 modifié 99):

\* **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} A_{sa} = 2.26\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \end{matrix} \right\} A_{sa} > A_{\min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

\* **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} A_{st} = 2.35\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41\text{cm}^2 \end{matrix} \right\} A_{st} > A_{\min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition de non fragilité est vérifiée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91 modifié 99) :

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$**

Effort tranchant max à l'ELU :  $T_u^{max} = 17.929\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = \frac{17.929 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.83\text{MPa}$$

➔ **Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right] = \min \left[ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa} \right] = \min [3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.83\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

➤ La contrainte d'adhérences d'entrainement :

On doit vérifier la condition suivante  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

- $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{17.929 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.47\text{MPa}$

- $T_u$  : effort tranchant

- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 2 \times 1.2 \times 3.14 = 7.536\text{ cm}$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$

$\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

$\tau_{se} = 1.47\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

➤ Ancrages des armatures :

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopte  $l_s = 45 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4 l_s$  pour les aciers HA

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} ; L_a = 18 \text{ cm}$$

➤ Influence de l'effort tranchant  $s$  :

❖ Influence sur le béton :

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times 0.9 \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 120 \times 0.9 \times 180}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

On a  $V_u^{\max} = 17.929 \text{ KN} \ll \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée

✚ Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3) :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Vérification de la résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2) :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Aux appuis :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$**

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{250.40}{20.335} = 12.31 \text{ MPa}$

Avec

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.858 \\ K_1 = 20,335 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{8.74 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 250.40 \text{ MPa}$$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa.$

$\sigma_{bc} = 12.31 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ ..... Condition vérifiée.

**En travée :  $A_t = 2.35 cm^2$**

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236.95}{19.84} = 11.94MPa$

Avec

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.84 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.58 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 236.95MPa$$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa.$

$\sigma_{bc} = 11.94 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ ..... Condition vérifiée.

D'après le BAEL on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

1)  $\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0.046 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044$ ..... Condition vérifiée.

2)  $\frac{h}{L} = 0.046 < \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8.58}{15 \times 11.78} = 0.048$ .....Condition non vérifiée.

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 11.78KNm$$

3)  $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$ .....condition non vérifiée.

Donc le calcul de la flèche est indispensable

➤ Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

Pour  $L \leq 5m \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$

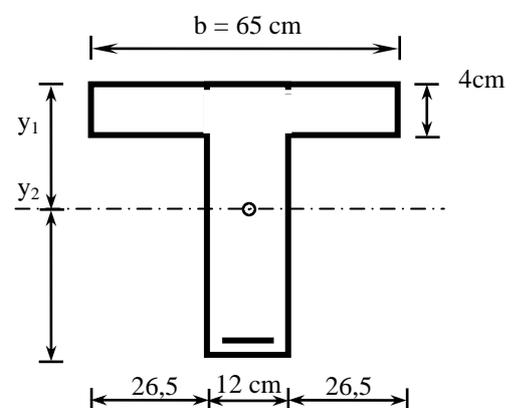
Pour  $L > 5m \implies \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000}$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

On a :  $L = 4.35m < 5m.$

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 cm$$



$$\text{➤ } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$E_v$ : Module de déformation différée

➤ L : Longueur de la poutre considérée L = 4.35 m.

➤  $M_t^S$ : Moment de service maximal en travée.  $M_t^S = 8,58 \text{ KNm}$ .

➤  $I_{fv}$ : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

1.  $I_0$  : Moment d'inertie quadratique de la section totale homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

**Calcul des paramètres :**

Position de l'axe neutre :  $y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$  et  $y_2 = h - y_1$

Avec :  $S_{x\hat{x}}$  est le moment statique de la section homogène.

$B_0$  Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left( 7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 \times (12,9 - 2)^2 = 20003.24 \text{ cm}^2$$

2. Calcule du coefficient  $\mu$  :

a) *Calcul du rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure  $\rho$  :*

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \quad \rho = 0,01 \quad \beta = 0,982$$

b) *Calcul de  $\sigma_s$  :*

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{8,58 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 206,5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 206,5 + 2,1} ; 0\right) = 0,64$$

3. Calcul du coefficient  $I_{fv}$  :

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{2}{5} \frac{0,05 \times 2,1}{(1300 + 360) \times 0,01} = 0,0025$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,24 \times 10^4}{1 + (0,64 \times 0,0025)} = 219684145,4 \text{ mm}^4$$

**Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,58 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 10818,865 \times 219684145,4} = 6,83 \text{ mm}$$

$$f = 6,83 \text{ mm} < \bar{f} = 8,7 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

1. Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, Il est soumis à son poids propre  $G$  et a un effort latéral  $Q$  du a la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$ , donc il sera calculé a la flexion composée



Figure 2-1 : Acrotère

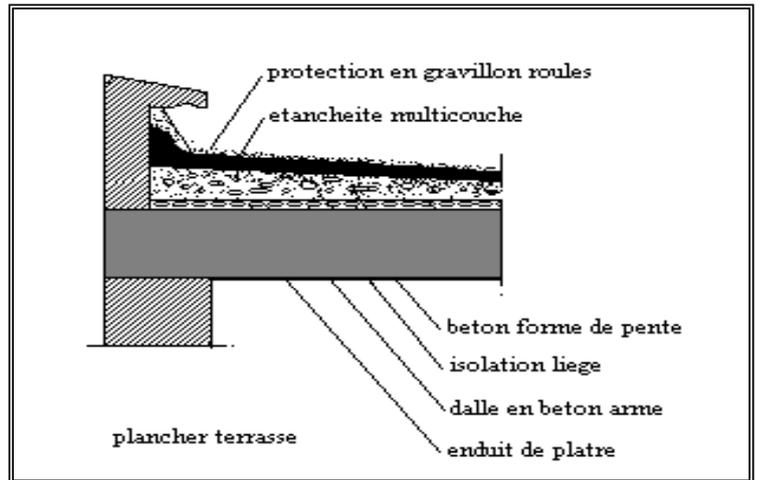


Figure 2-2 : Coupe verticale de l'acrotère

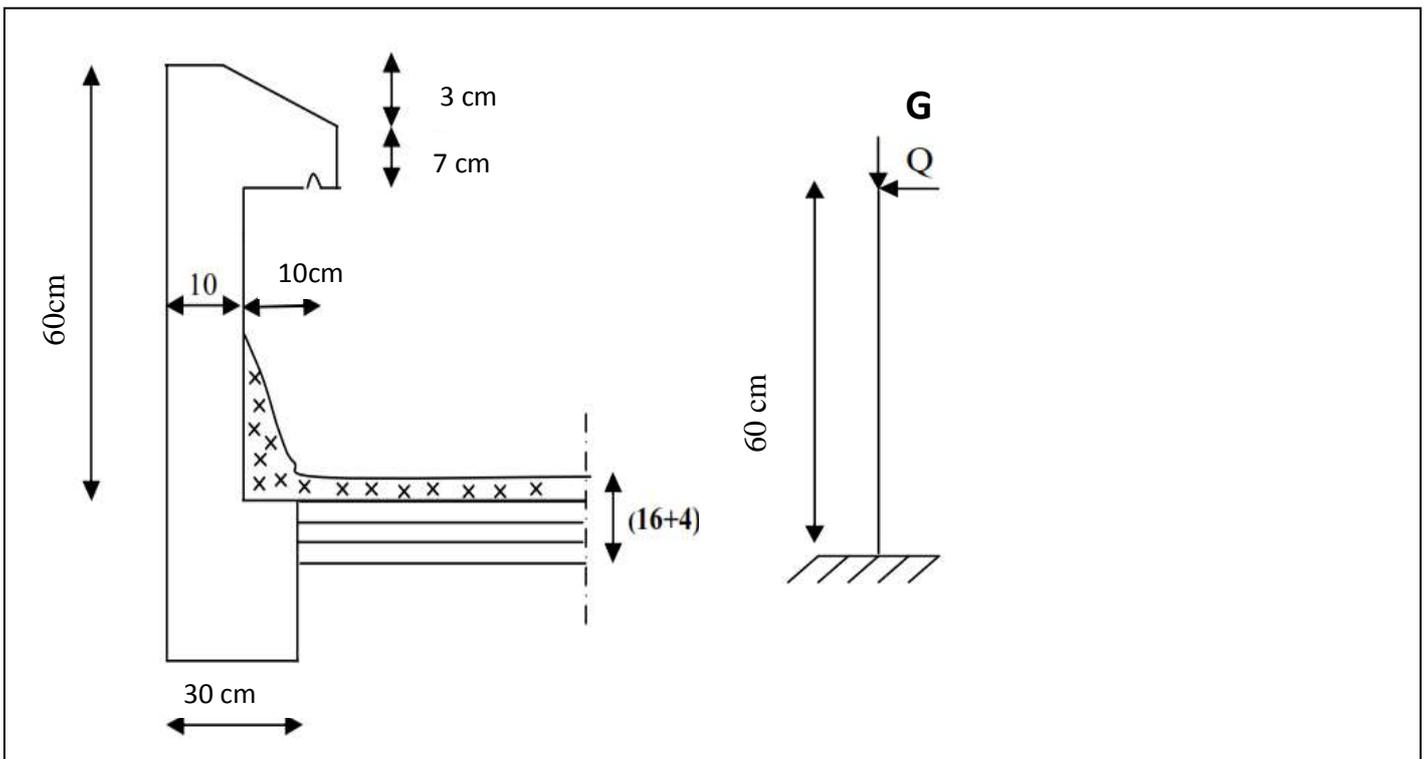


Figure 2-3 : Coupe verticale de l'acrotère et son schéma statique

## 2. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère :  $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton)

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - (0.03 \times \frac{0.1}{2}) \right] = G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal du au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant max du a la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.ml}$

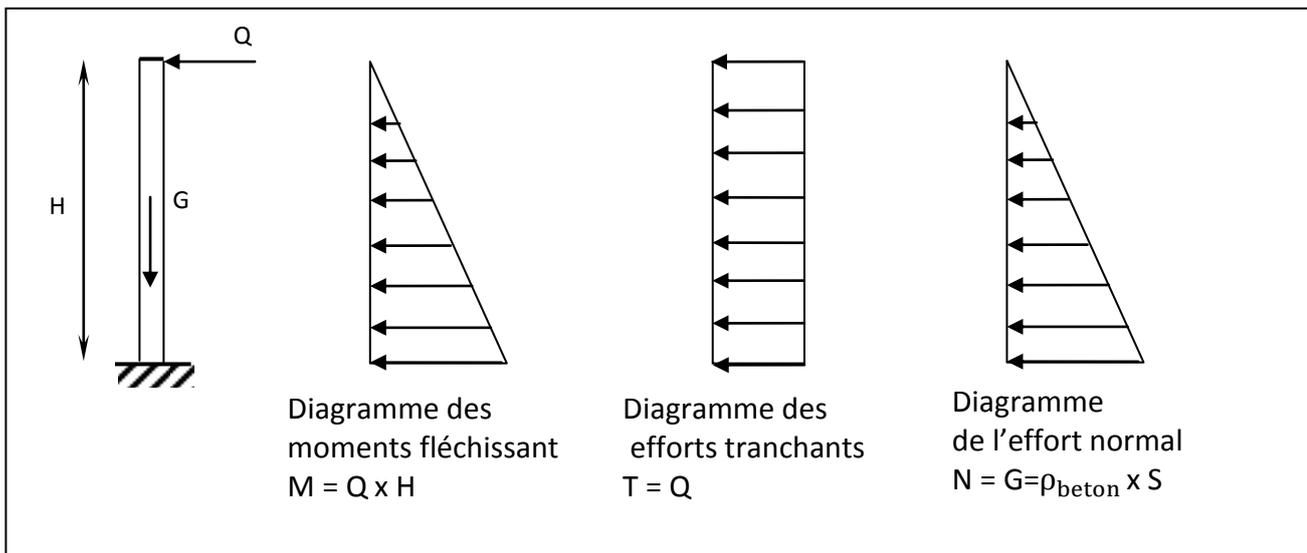


Figure 2-4 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

## 3. Combinaison de charges :

a) A l'ELU : La combinaison de charge à considérer est  $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2.312 \text{ KN}$
- Moment de flexion :  $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,60 = 2.4 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

b) A l'ELS : La combinaison de charge à considérer est :  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,7125 \text{ KN}$ .
- Moment de flexion :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$ .
- Effort tranchant :  $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

**4. Ferrailage :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire (une bande de 1m de largeur)

- Epaisseur de la section :  $h = 10 \text{ cm}$
- Largeur de la section  $b = 100 \text{ cm}$
- L'enrobage  $c = c' = 3 \text{ cm}$
- Hauteur utile  $d = h - c = 7 \text{ cm}$

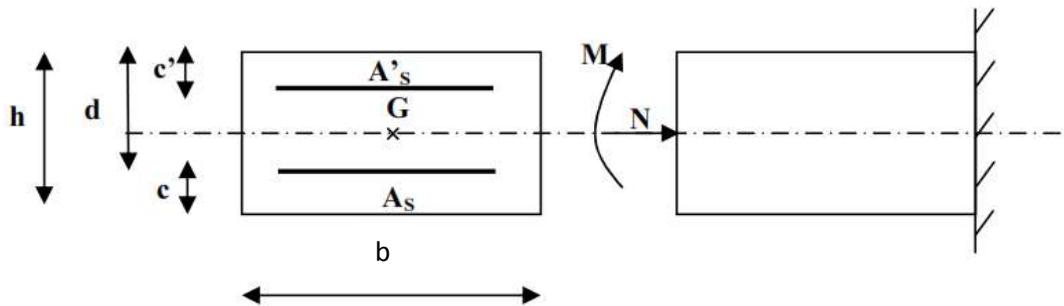


Figure 2-5: Schéma statique de calcul

**a) Position du centre de pression Cp**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.4}{2.312} = 1.038 \text{ m}$
- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$
- Avec  $c = 3 \text{ cm}$

$e_u > \frac{h}{2} - c \implies$

Section partiellement comprimée (CPC)

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures

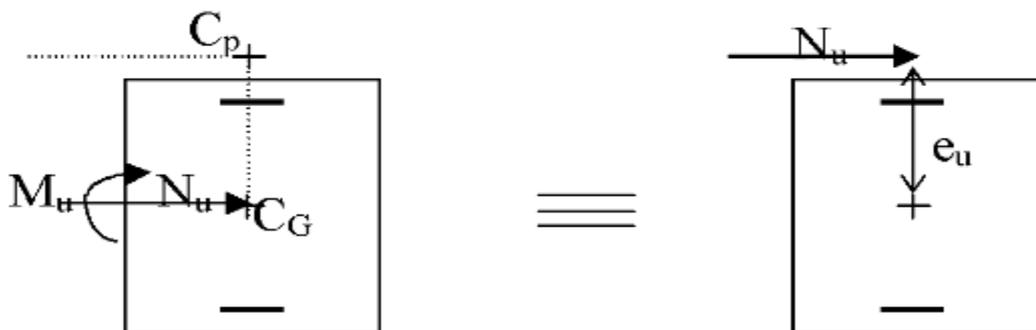


Figure 2-6: position du centre de pression

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis on flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

### b) Calcul de la section des armatures fictives (en flexion simple) :

➤ **Moment fictif ( $M_f$ ) :**

- $a = e_u + 0.5h - c = 103.8 + 0.5 \times 10 - 3 = 105.8 \text{ cm}$
- $M_f = N_u \times a = 2.312 \times 1.058 = 2.45 \text{ KN m}$

➤ **Moment réduit ( $\mu$ ) :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\bullet f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bullet f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bullet \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentel}$$

$$\bullet \gamma_b = 1.5 \text{ autre cas}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_b$ : contrainte du beton comprimé

$$\mu = \frac{2.45 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.12}$$

$$\mu = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.776 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures fictives  $A_f$ :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.35 \times 10^6}{0.776 \times 70 \times 348} = 124.32 \text{ mm}^2 = 1.243 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel}$
- $\gamma_s = 1.15 \text{ autre cas}$

### c) Calcul de la section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1.243 - \frac{2.312 \times 10}{348} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

## 5. Les vérifications :

### a) Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :

➔ **Armature principales :**

Il faut vérifier que  $A \geq A_{\min}$

Avec :

- $A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28} [e_s - 0.445d]}{f_e [e_s - 0.185d]}$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj}$  }  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1 [35 - 0.445 \times 7]}{400 [35 - 0.185 \times 7]} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_u = 1.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

On adoptera **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➔ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

- $T_u$  Effort tranchant à l'ELU :  $T_u = 1.5 \text{ Q} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- $b$ : Largeur minimal de la section ( $b=100\text{cm}$ )
- $d$  : Hauteur utile ( $d=7\text{cm}$ )

➔ Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$

FPP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$

FTP ou FP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$

- FPP : Fissuration peu préjudiciable
- FTP : Fissuration très préjudiciable
- FP : Fissuration préjudiciable
- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  autre cas

Pour la fissuration préjudiciable nous avons

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.0214 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements. La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$

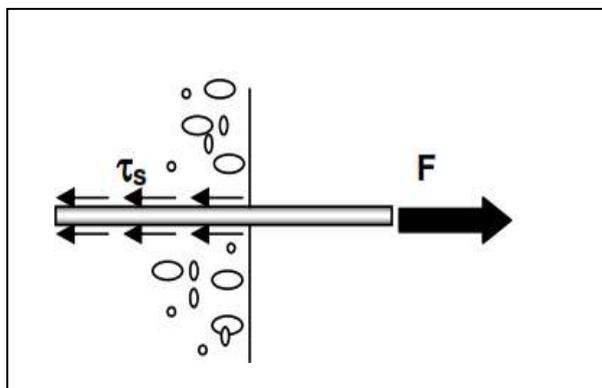


Figure 2-7 : Appliquer à une barre un effort de traction F

**✚ Facteurs influant sur l'adhérence**

L'adhérence est favorisée par :

- l'état de surface des aciers : l'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse
- la qualité du béton d'enrobage : en particulier le dosage et les conditions de vibration qui influent sur la compacité

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement  $\psi_s$  **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
- $\Psi_s := 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

Cette contrainte va s'opposé à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.24 \text{ MPa}$
- $T_u$  : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.048 \text{ cm}$   
 $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres  
 $n$  : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification des espacements des barres :

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ Ancrages des barres verticales :

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopter  $l_s = 30 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS :

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

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

- Moment de flexion :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$ .
- Effort normal de compression :  $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,7125 \text{ KN}$ .

➤ Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A-4.5.3.2/BAEL 91) :

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

•  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$

- Avec :
- $\eta$  : Coefficient de fissuration  
 $\eta = 1.3$  pour les HA si  $\phi < 6 \text{ mm}$   
 $\eta = 1.6$  pour les HA si  $\phi \geq 6 \text{ mm}$   
 Nous avons adopté  $\phi = 8 \text{ mm}$  donc

- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

➔  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{d A_s \beta_1} = \frac{0.60 \times 10^6}{70 \times 2.01 \times 10^2 \times 0.915} = 46.60 \text{ MPa}$

Donc  $\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

➤ Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/BAEL 91) :

$\varphi_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$

$\varphi_1 = 0.29$  Donc  $\beta_1 = 0.915$  et  $k = 0.023$

$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.023 \times 46.60 = 1.0718 \text{ MPa}$  }  $\sigma_{bc} = 1.0718 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée  
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Vérification au séisme (Art 6.2.3/RPA99):

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p, \text{ elle doit être inférieure à } Q$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone  
dans notre cas : Zone IIa  
Groupe d'usage 2 } A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- $C_p$  : Facteur de force horizontal variant entre (0.3 et 0.8)  
L'acrotère est un élément en console donc ( $C_p = 0.8$ )

- $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.7125 kN/ml

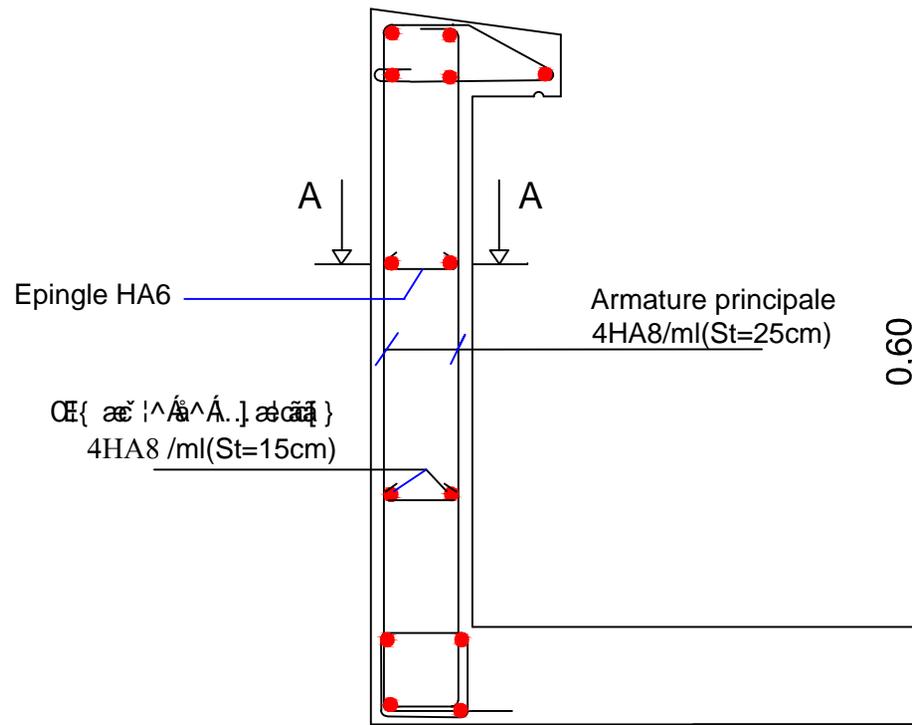
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :** Notre ferrailage est calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS

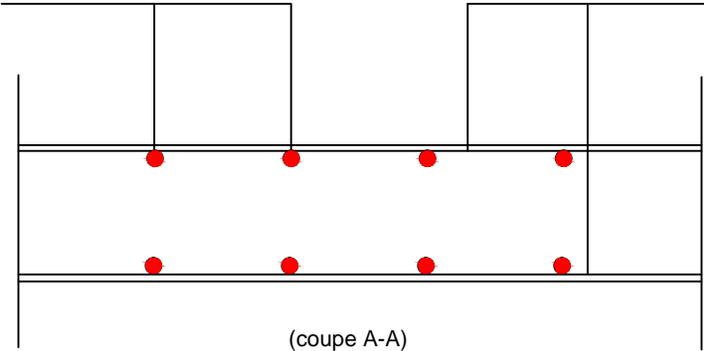
**Conclusion :** Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage adopté est le suivant

- Armature principale : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> S<sub>t</sub> = 25cm**
- Armature de répartition : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> S<sub>t</sub> = 15cm**



Armature principale  
4 HA8 /ml(St=25cm)

Armature principale  
4HA8(St=15cm)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA

MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

TITRE:

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°13

ECHELLE 1/50

### 3. ETUDE DE LA SALLE MACHINE

#### 1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (08 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ) surface d'impacte au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie.

- La surface de la cabine est ( $2.1 \times 2.4 = 5.04 \text{ m}^2$ )
- en plus de sont poids propre, la dalle est soumise a une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 8 tonnes ( $P = 80 \text{ KN}$ ) repartie sur une surface de  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$  transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

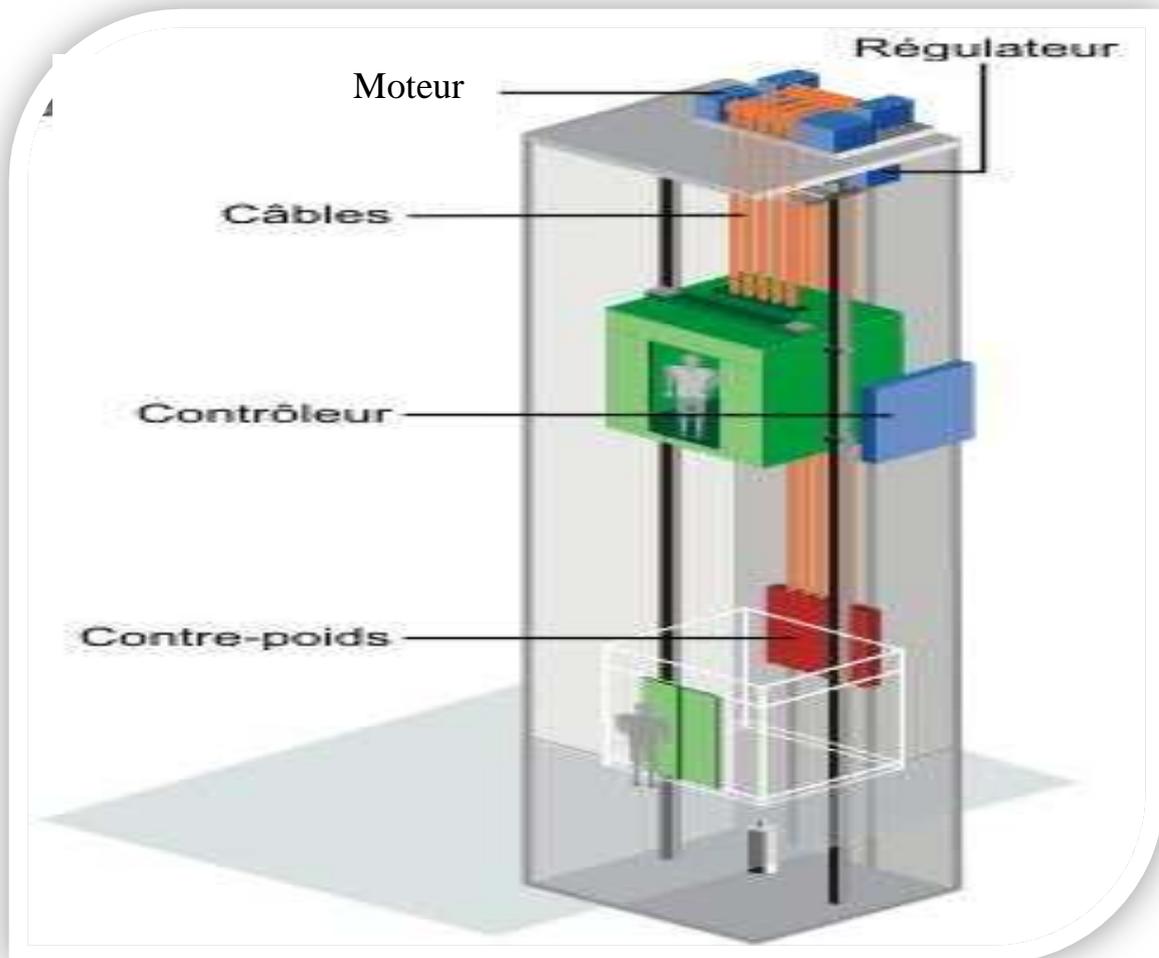


Figure 3-1 : Salle machine

## 2. Dimensionnement :

### ❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm}$  } On adopte une hauteur  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t^{\min} = 12 \text{ cm}$

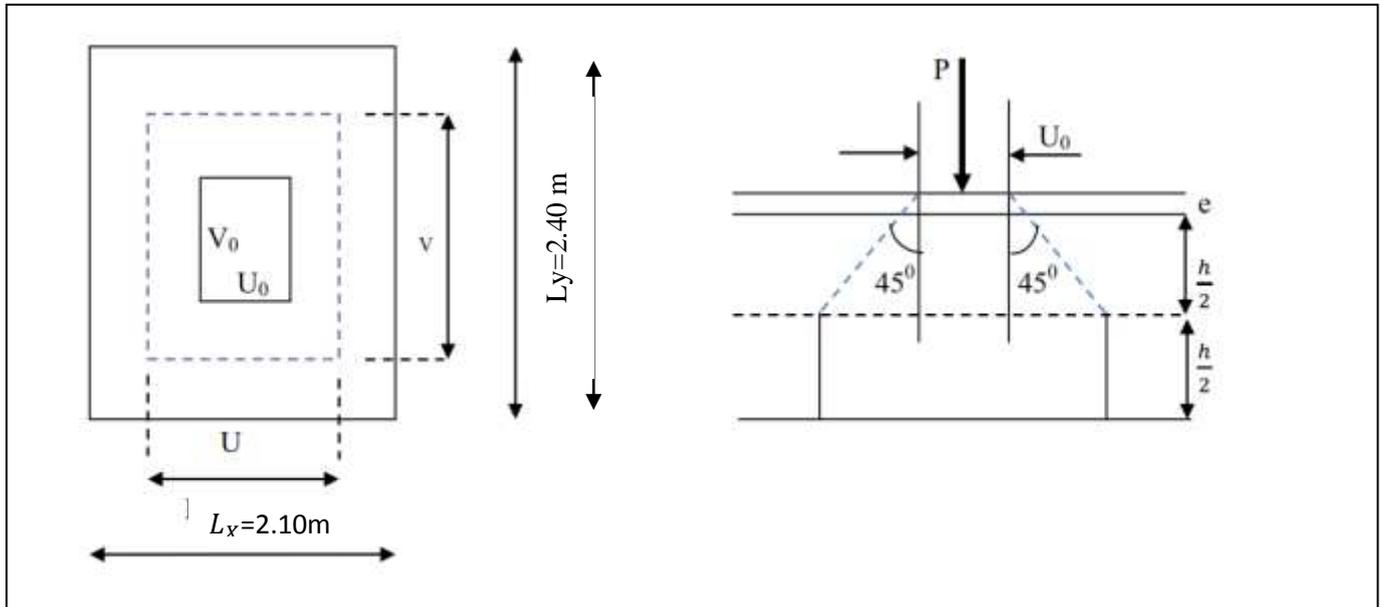


Figure 3-2 : Schéma statique de la

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact.

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 15 \text{ cm}$  épaisseur de la dalle
- $U_0 = 80 \text{ cm}$
- $V_0 = 80 \text{ cm}$
- $\xi$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton  $\xi = 1$
- $e$  : revêtement de la dalle ( $e = 2 \text{ cm}$ )

D'où :  $U = 80 + 4 + 15 = 99 \text{ cm}$

$V = 80 + 4 + 15 = 99 \text{ cm}$

**3. Détermination des sollicitations :**

❖ **A L'ELU :**

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{KN/ml}$

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 80 = 108 \text{KN (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

❖ **A L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 80 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**4. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

*a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système du levage:*

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- $\nu$  : coefficient de Poisson ( $\nu=0$  à L'ELU et  $\nu=0.2$  à L'ELS)
- $p$  : Intensité de la charge centrée
- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{210}{240} = 0.9$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{99}{210} = 0.47$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{99}{240} = 0.40$$

À partir des abaques de PIGEAUD  
et après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0.1089$$

$$M_2 = 0.091$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 108 \times 0.1089 = 11.76 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 108 \times 0.091 = 9.82 \text{KN.m}$$

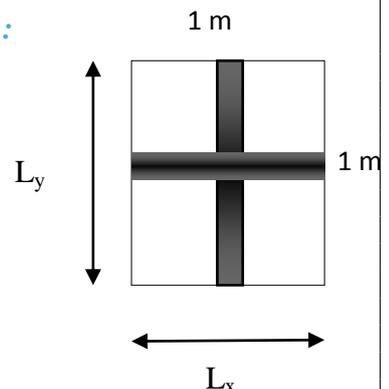
*b. Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{240} = 0.9$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens

Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= 0 \quad (\text{à l'ELU}) \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu_x &= 0.0458 \\ \mu_y &= 0.778 \end{aligned}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0458 \times 6.56 \times 2.1^2 = 1.325 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.778 \times 1.325 = 1.03 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.76 + 1.325 = 13.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.82 + 1.03 = 10.85 \text{ KN.m}$$

**d. Correction des moments :**

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 13.08 = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 10.85 = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 13.08 = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 10.85 = 5.42 \text{ KN.m}$$

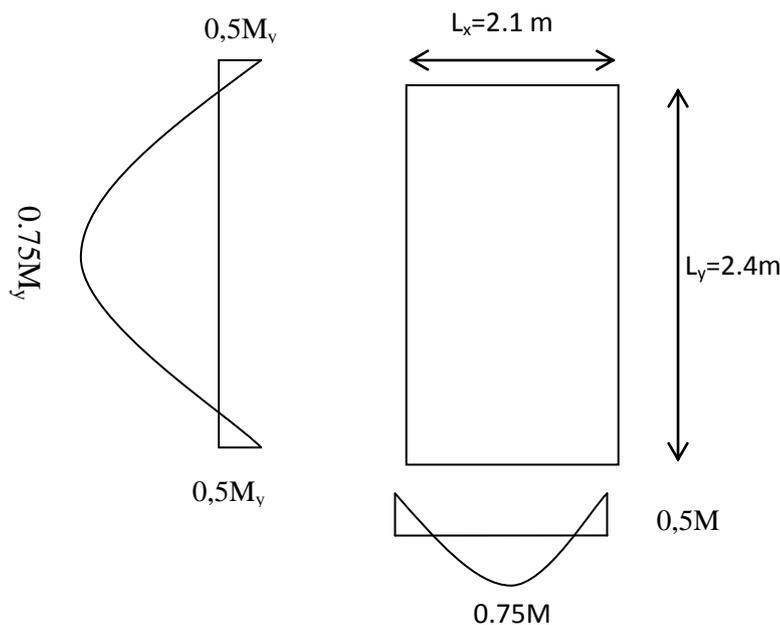


Figure 3-3 : Distribution des moments sur le panneau

**e. Ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur

➔ **Dans le sens de la petite portée  $l_x$**

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.81 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

Avec :

$$M_u^t = 9.81 \text{ KNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.04 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.980 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.81 \times 10^5}{0.980 \times 13 \times 348} = 221.26 \text{ mm}^2 = 2.21 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

Soit 2HA12 ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03$$

Avec :

$$M_u^a = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.985 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.54 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 348} = 146.76 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➔ Dans le sens de la grande portée  $ly$

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03$$

Avec :

$$M_u^t = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.985 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.13 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 348} = 182.44 \text{ mm}^2 = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

Avec :

$$M_u^a = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.02 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.990 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.42 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 348} = 121.01 \text{ mm}^2 = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 5. Vérification à l'ELU :

*a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :*

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant

➔ Armature parallèle aux petit cotes  $lx$  :

$$A_x^{min} = \frac{(3 - \varphi_x)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.9}{2} \times 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

➔  $W_0$  : pourcentage d'acier minimal égale à :

- **0.8°/∞** : pour les hautes adhérences FeE400
- **0.6°/∞** : pour les hautes adhérences FeE500

$$\rightarrow \varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.9$$

➔  $b = 100 \text{ cm}$

➔  $h = 15 \text{ cm}$

Or  $A_{st}^a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

$A_{st}^t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

➔ **Armature parallèle aux grands coté  $l_y$  :**

$$A_y^{min} = w_0 \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Or  $A_{st}^a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

$A_{st}^t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

**Armature principales  $S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\}$**

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$  .....condition vérifiée

**Armature principales  $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$**

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$  ..... condition vérifiée

**c) Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42) :**

On admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 3.96 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 445.5 \text{ KN/ml}$$

- $Q_u$  : charge applique à L'ELU

$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108$

- $h_t = 15 \text{ cm}$  épaisseur totale de la dalle

- $U_c$  : périmètre sur le quel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(99+99) = 396 \text{ cm} = 3.96 \text{ m}$

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

$q_u = 108 \text{ KN/ml} \leq 445.5 \text{ KN/ml}$  ..... condition vérifiée.

**d) Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4.79 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.035 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm} = 135 \text{ mm}$  : hauteur utile

➤ Au milieu de  $L_y$  :  $T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.56 \times 2.10 \times 2.40}{2 \times 2.40 + 2.10} = 4.79 \text{ KN}$

➤ Au milieu de  $L_x$  :  $T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{6.56 \times 2.10 \times 2.40}{3 \times 2.40} = 4.59 \text{ KN}$

$\tau = 0.035 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$  .....condition est vérifiée.

## 6. Calcul à l'état limite de service (L'ELS):

### a) Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dus au système du levage:

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P (vM_1 + M_2)$$

Avec :

- $v$  : coefficient de poisson ( $v=0$  à L'ELU et  $v=0.2$  à L'ELS)
- $p$  : Intensité de la charge centrée
- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{210}{240} = 0.9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{99}{210} = 0.47 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{99}{240} = 0.40 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{À partir des abaques de PIGEAUD et après une} \\ \text{interpolation on aura :} \\ \\ M_1 = 0.1089 \\ M_2 = 0.091 \end{array}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = 80 (0.1089 + 0.2 \times 0.091) = 10.168 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (v M_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.1089 + 0.091) = 9.022 \text{ KN.m}$$

### b) Evaluation des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{240} = 0.9 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Panneau rectangulaire isolé portant dans} \\ \text{les deux sens} \\ \\ \text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ \text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{array}$$

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

- $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0.2 \text{ (à L'ELS)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0529 \times 4.75 \times 2.1^2 = 1.108 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.846 \times 1.108 = 0.937 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.168 + 1.108 = 11.276 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.022 + 0.937 = 9.959 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments**

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 11.276 = 8.457 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 9.959 = 7.469 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 11.276 = 5.638 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 9.959 = 4.979 \text{ KN.m}$$

**e) Ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur

Dans le sens de la petite portée lx

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.457 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03$$

Avec :

$$M_u^t = 8.457 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.985 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.457 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 348} = 189.78 \text{ mm}^2 = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

Soit 2HA12 ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.638 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

Avec :

$$M_u^a = 5.638 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.02 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.990 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.638 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 348} = 125.88 \text{ mm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée  $l_y$**

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.469 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03$$

Avec :

$$M_u^t = 7.469 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.985 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.469 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 167.61 \text{ mm}^2 = 1.67 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.979 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

Avec :

$$M_u^a = 4.979 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.02 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.990 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.979 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 111.16 \text{ mm}^2 = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

## 7. Vérification à l'ELS :

### a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

#### Armature parallèle aux petites cotes $l_x$ :

##### ➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 8.457 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.457 \times 10^6}{0.9215 \times 130 \times 226} = 312.36\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{100 \times 13} = 0.17 \longrightarrow k_1 = 59.08 \text{ et } \beta_1 = 0.9325$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{312.36}{59.08} = 5.28\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 5.638 \text{ KNm} ; A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.638 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 157} = 295.12\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{100 \times 13} = 0.12 \longrightarrow k_1 = 71.96 \text{ et } \beta_1 = 0.9415$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{295.12}{71.96} = 4.10\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

#### Armature parallèle aux grandes cotes $l_y$ :

##### ➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 7.469 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.469 \times 10^6}{0.9215 \times 130 \times 226} = 275.87\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{100 \times 13} = 0.17 \longrightarrow k_1 = 59.08 \text{ et } \beta_1 = 0.9325$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{275.87}{59.08} = 4.66\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 4.979 \text{ KNm} ; A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.979 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 157} = 260.62\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{100 \times 13} = 0.12 \longrightarrow k_1 = 71.96 \text{ et } \beta_1 = 0.9415$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{260.62}{71.96} = 3.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

*b) Diamètre maximal des barres :*

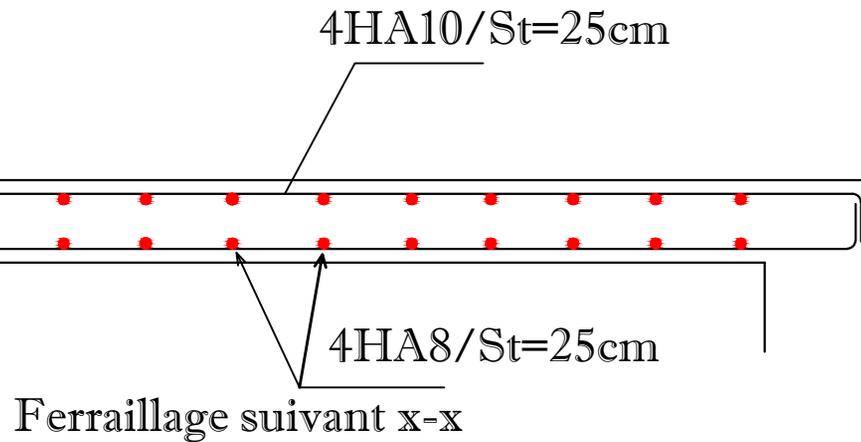
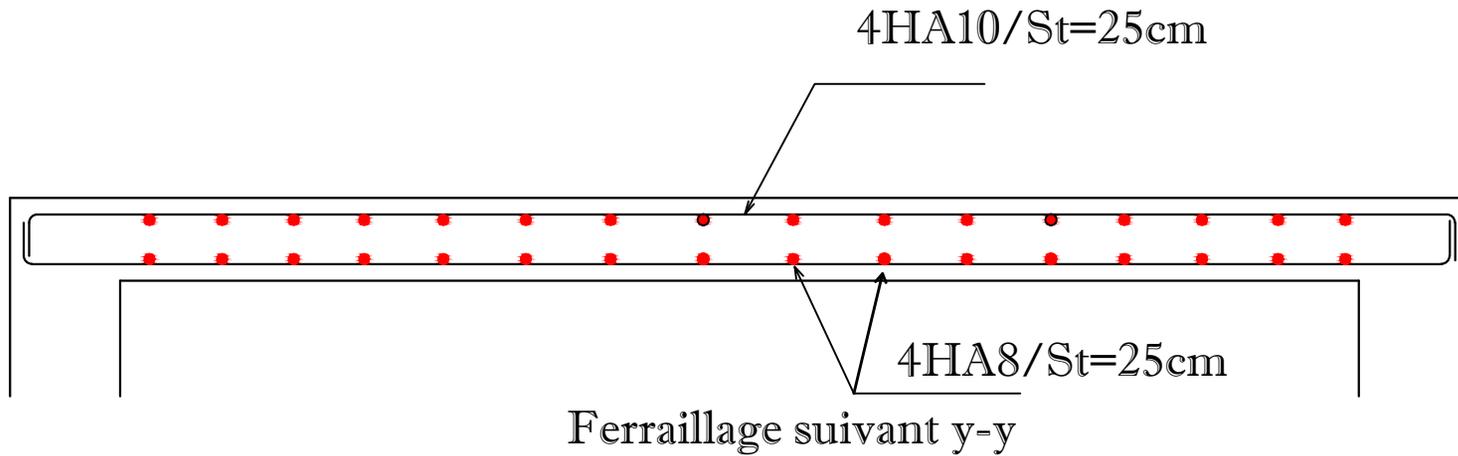
$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

$\phi_{max}$  nous avons ferrailé avec des HA12 ..... condition vérifiée.

**Remarque :** les conditions sont vérifiées dans les deux sens

*c) Etat limite de fissuration :*

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :  
 MME: CHAHOUR KAHINA

PROMOTION 2015-2016

TITRE:

*Ferrailage de la dalle  
 salle machine*

PLANCHE N°14

ECHELLE 1/50

## 4. ETUDE DE L'ESCALIER

### 1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Notre structure est composée d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux du sous-sol jusqu'au dernier niveau. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. On a deux types d'escalier

- Escaliers de l'entre sol : se sont des escaliers à quartier tournant
- Escaliers étages courants et RDC : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

### 2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

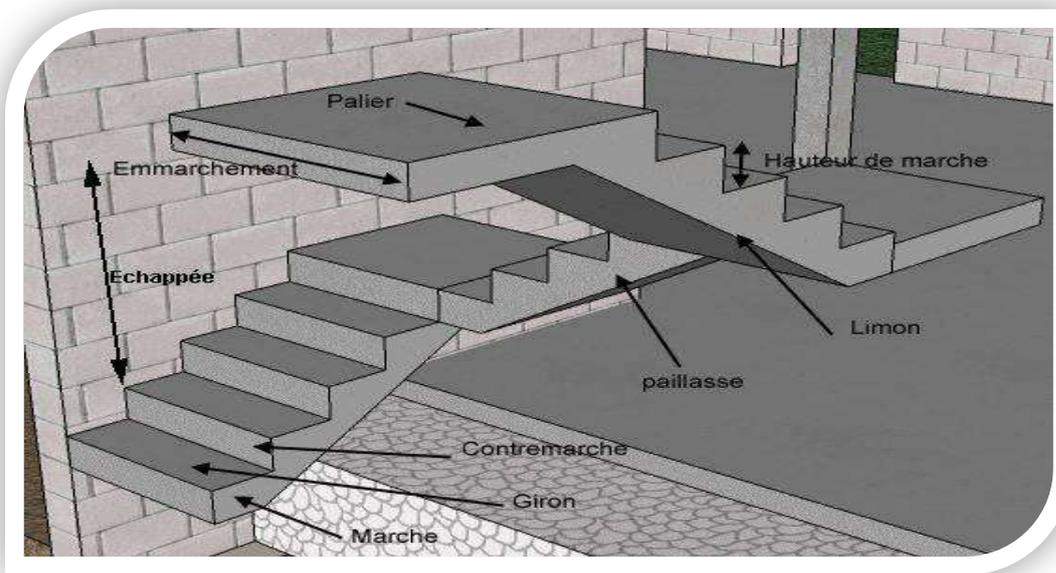


Figure 4-1: Schéma statique de l'escalier

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches
- **La ligne de foulée** : C'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur
- **G** : Giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier)
- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives.
- **e** : épaisseur de la paillasse et du palier.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- **E** : l'emmarchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation :  $0.90 \text{ m} \leq E \leq 1.20 \text{ m}$ .
- **H** : Hauteur de l'étage.

**3. Dimensionnement des escaliers a deux paliers intermédiaires :**

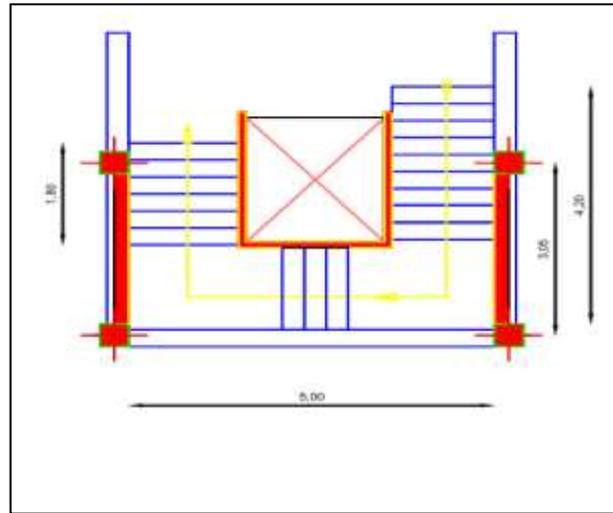
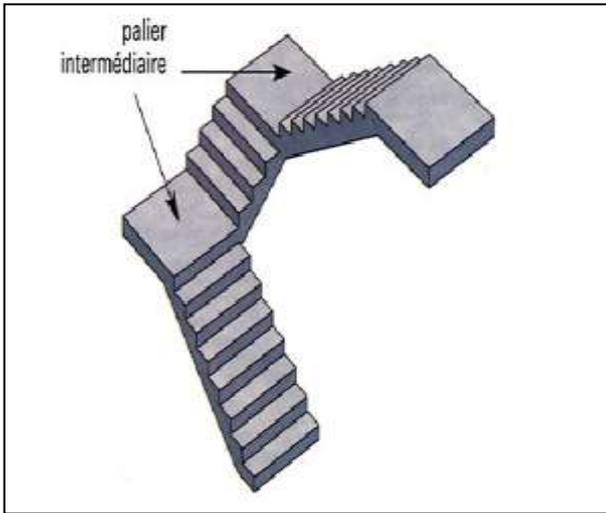


Figure 4-2:Schéma de l'escalier

Figure 4-3:Vue en plans de l'escalier

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

**1) Pré dimensionnement de la volée :**

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marches .Le dimensionnement des marche et contre marche se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français :

$$\ll 60\text{cm} \leq G+2h \leq 64\text{cm} \gg$$

- contre marche (La hauteur de marche) :  $16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$

On opte pour  $h = 17\text{ cm}$

- Le giron :

$$27\text{cm} \leq G \leq 31\text{cm}$$

$$\left. \begin{matrix} 60\text{cm} \leq G + 2h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{formule de Blondel} \\ h = 17\text{ cm} \end{matrix} \right\}$$

$$\left. \begin{matrix} 26\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm} \\ \text{Donc } G=30\text{cm} \end{matrix} \right\}$$

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible .l'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23 cm l'escalier est inconfortable, notamment en décente.

- Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq G+2h \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} < 64 \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

	G (cm)	H (cm)	h (cm)	n=H/h
Etage courant	30	408	17	24
RDC	30	357	17	21
Entre sol	30	306	17	18

Avec (n) le nombre de contre marche

## 2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

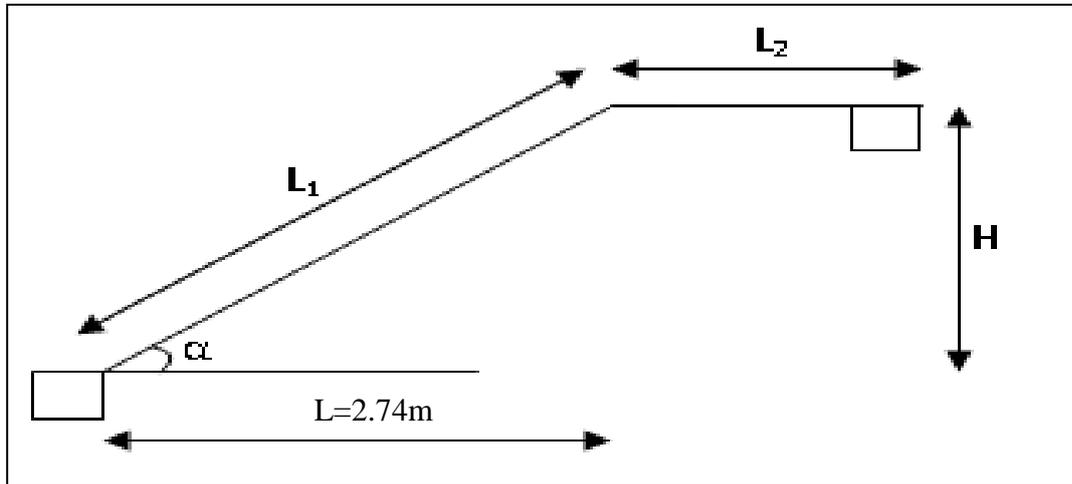


Figure 4-4 : Schéma statique de l'escalier

L'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : longueur du palier et de la paillasse  $L_0 = L_1 + L_2$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{G} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{274}{0.87} \Rightarrow L_1 = 315\text{cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 315 + 111 \Rightarrow L_0 = 426\text{cm}$$

$$\frac{426}{30} \leq e_p \leq \frac{426}{20} \Rightarrow 14.2 \leq e_p \leq 21.3\text{cm}$$

On prend  $e_p = 15\text{cm}$

**4. Détermination des charges et des surcharges :**

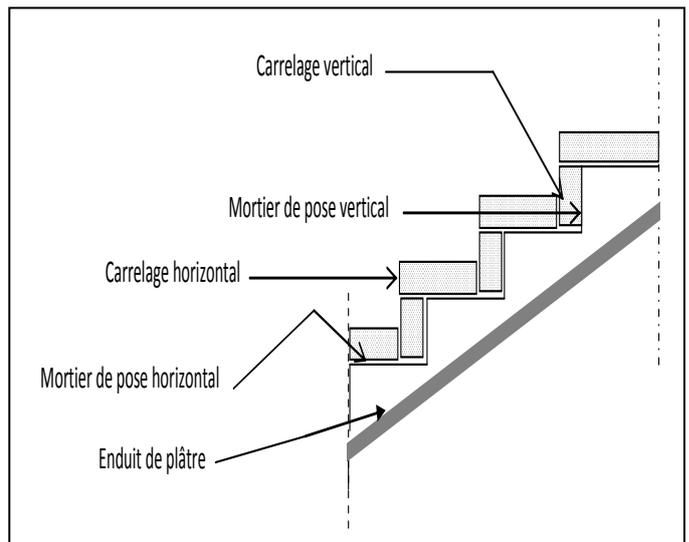
**A. Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m de longueur

- Poids propre de la paillasse  $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 29.53} \times 1 = 4.31 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : 0.2 KN/ml
- Poids des revêtements

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	G [ KN / ml]
Enduit ciment	0.02	22	0.44
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
			1.68



La charge totale de la paillasse :  $G_t = 4.31 + 2.125 + 0.2 + 1.68 = 8.315 \text{ KN/ml}$

➤ **Palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [ KN / ml]
Poids propre de la dalle pleine en BA	$e_p = 0.15$	25	3.75
Poids sable	0.02	18	0.36
Poids mortier	0.02	22	0.44
Poids carrelage	0.02	22	0.44
Poids enduit ciment	0.02	22	0.44

La charge totale du palier :  $G_t = 3.75 + 0.36 + 0.44 + 0.44 + 0.44 = 5.43 \text{ KN/ml}$

**B. Surcharge d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 22, elle dépend de l'usage

$$Q=2.5 \times 1\text{m} = 2.5\text{KN/ml}$$

**5. Détermination des charges et des surcharges :****Calcul à L'ELU :**

$$\text{Palier} : q_u^p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.08 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_u^v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.97 \text{ KN/ml}$$

**Calcul à L'ELS :**

$$\text{Palier} : q_s^p = G_p + Q = 7.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_s^v = G_v + Q = 10.81 \text{ KN/ml}$$

**6. Calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM  
En prenant l'ensemble (volée+ palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis  
le calcul se fera pour une bande de 1 m

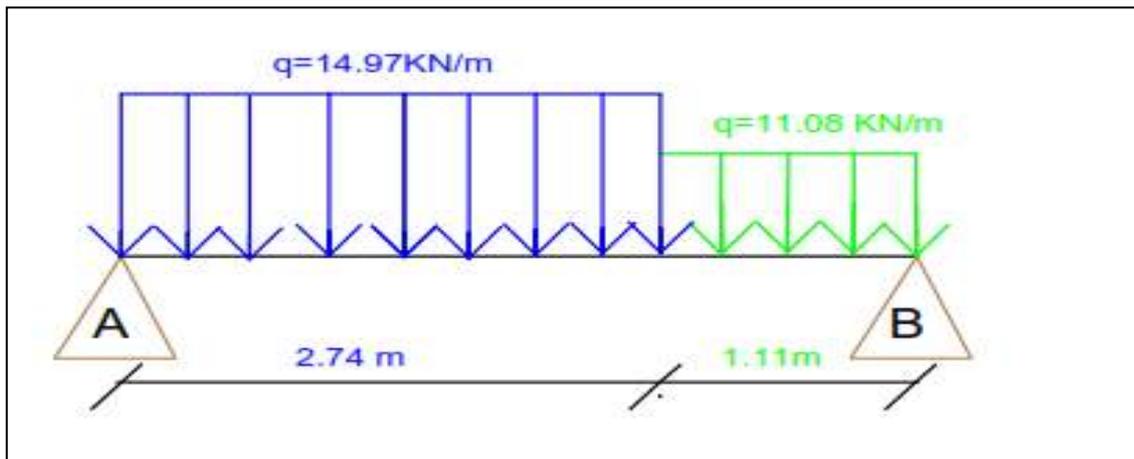


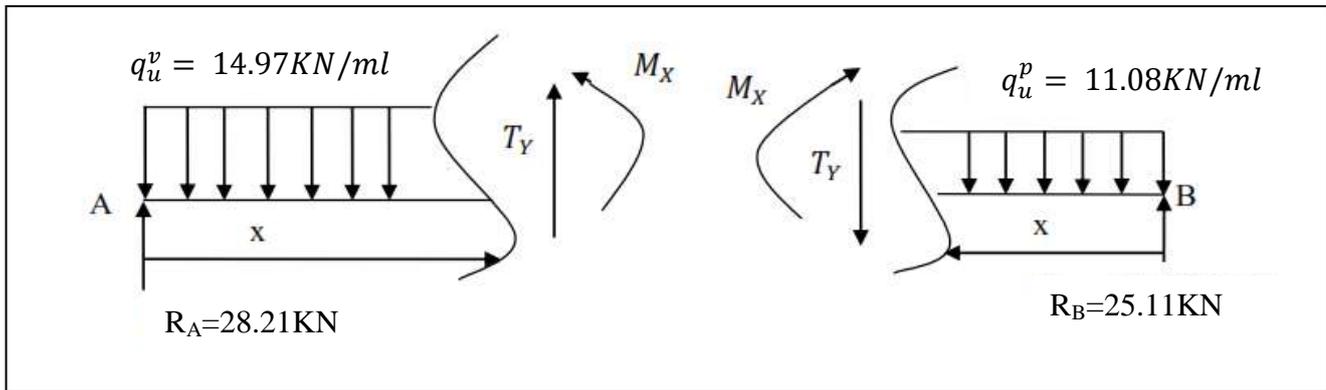
Figure 4-5 : Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^p$  et  $q_u^v$

➤ Réaction d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F = 0 \quad R_A + R_B = q_u^v \times 2.74 + q_u^p \times 1.11 = 53.32 \text{ KN} \\ \Sigma M_{/A} = 0 \quad q_u^p \times 2.74 \times \frac{2.74}{2} + q_u^v \times 1.11 \times \left(\frac{1.11}{2} + 2.74\right) - R_B(2.74 + 1.11) = 0 \\ R_B = 25.11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 25.11 \text{ KN} \\ R_A = 28.21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ calcul des efforts tranchant :



1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.74 \text{ m}$   
 $T(x) = -R_A + q_u^v x$

$x=0 \dots\dots\dots T = -28.21 \text{ KN}$   
 $x=2.74 \dots\dots\dots T = 12.80 \text{ KN}$

$T(x)=0 \quad -R_A + q_u^v x = 0$   
 $x = \frac{R_A}{q_u^v} = 1.88 \text{ m}$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.11 \text{ m}$   
 $T(x) = R_B - q_u^p x$

$x=0 \dots\dots\dots T = 25.11 \text{ KN}$   
 $x=1.11 \dots\dots\dots T = 12.80 \text{ KN}$

➤ calcul du moment fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.74 \text{ m}$   
 $M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} = 28.21x - 7.48x^2$

\*  $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ KNm}$   
 \*  $x=2.74 \text{ m} \dots\dots\dots M = 21.13 \text{ KNm}$   
 \*  $x=1.88 \dots\dots\dots M_{\text{max}} = 26.59 \text{ KNm}$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.11 \text{ m}$   
 $M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2} = 25.11x - 5.54x^2$

\*  $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ KNm}$   
 \*  $x=1.11 \text{ m} \dots\dots\dots M = 21.13 \text{ KNm}$

Finalemment :

Tronçon	Expression de $T_y$	Expression de $M_x$	x (m)	$T_y$ (KN)	$M_x$ (KN m)
$0 \leq x \leq 2.74 \text{ m}$	$T(x) = -R_A + q_u^v x$	$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$	0	-28.21	0
			2.74	12.80	-35.09
$0 \leq x \leq 1.11 \text{ m}$	$T(x) = R_B - q_u^p x$	$M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2}$	0	25.11	0
			1.11	12.80	14.22

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

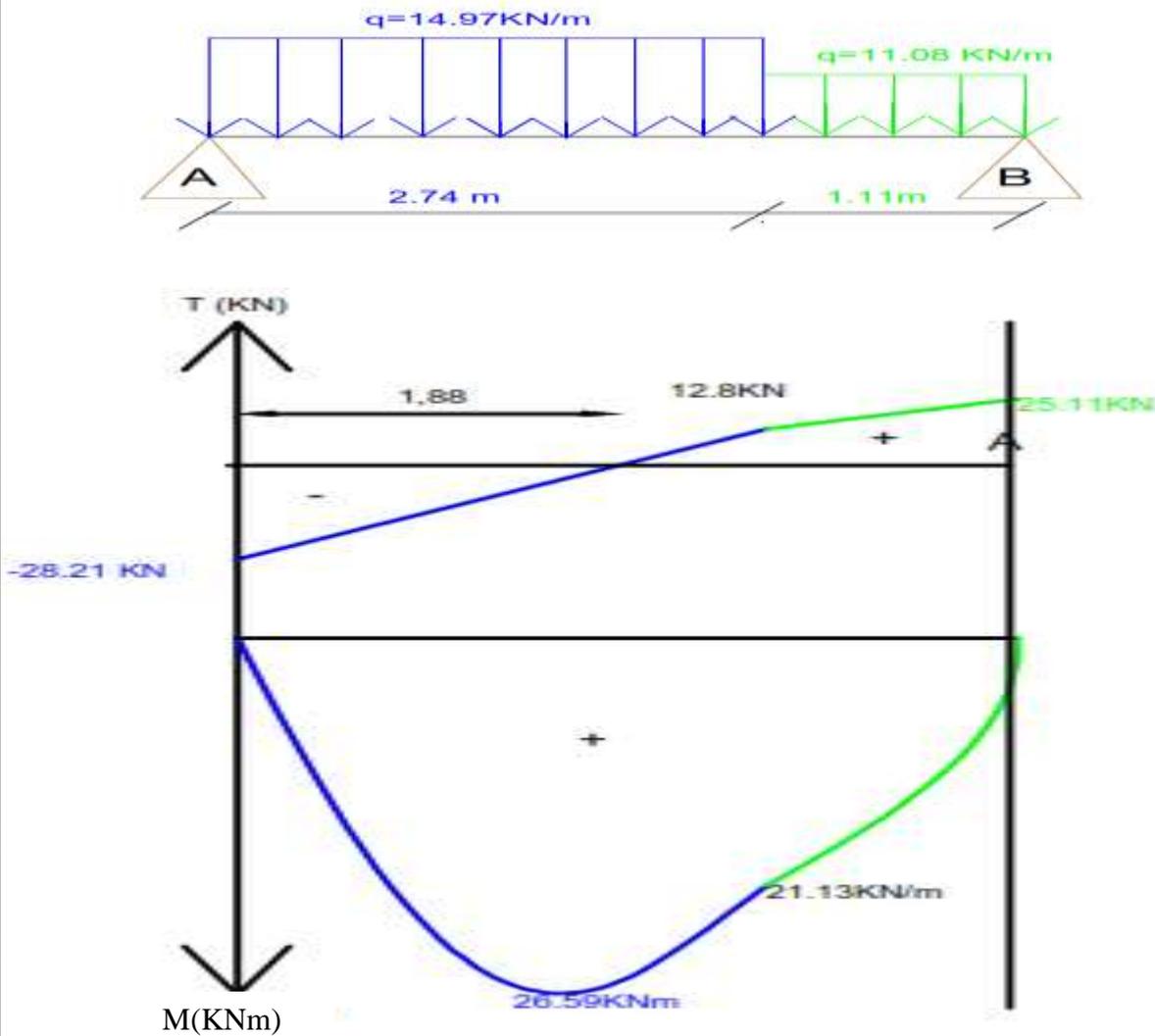


Figure 4-6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée

• **Moment en appuis:**

$$M_u^{ap} = (-0,3) M_u^{max} = (-0,3) \times 26.59 = -7.98 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_u^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 26.59 = 22.60 \text{ KN.m}$$

### 7. Calcul des armatures:

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment .Le calcul se fera pour une bande de 1m

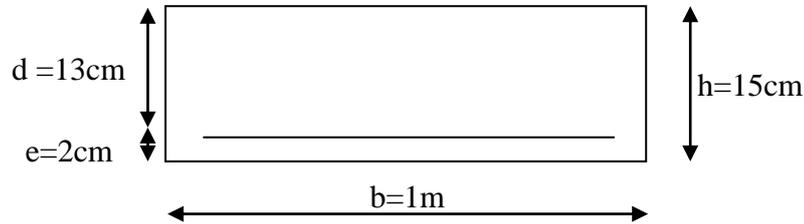


Figure 4-7 : Schéma statique de ferrailage d'escalier.

#### ➤ Sur appuis :

$$M_u^{ap} = 7.98 \text{ KN.m}$$

#### Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 \implies \mu = 0,03 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,033 \implies \beta = 0,9835$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.98 \times 10^3}{0,9835 \times 13 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{sa} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### Armatures de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### ➤ En travée :

$$M_u^t = 22.60 \text{ KN.m}$$

#### Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,094 \implies \beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{22.60 \times 10^3}{0,966 \times 13 \times 348} = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### Armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**8. Les vérifications à l'ELU :**

➤ **Répartition des barres:**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales:**

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 45 ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = 20\text{cm} < 33 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition:**

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25\text{cm} < 45 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :**

*En travée :*

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartition:**

$$A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**Armatures principales:**

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

*Sur appuis :*

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**Armatures principales:**

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A -5-1-2/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{28.21 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,217 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 28.21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec: } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les hautes adhérences}$$

**En travée :**

$$T_u^{max} = 28.21 \text{ KN}$$

$$\sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.21 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$T_u^{max} = 28.21 \text{ KN}$$

$$\sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.21 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125.6} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

➔ **Influence sur le béton** [Art A.5.1.313/BAEL 91]

$$\text{On doit vérifier que : } T_{max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9 \text{ d} = 0,9 \times 13 = 11.7 \text{ cm}$$

$$T_{max} = 28.21 \text{ KN} < 0,4 \times 11.7 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 108 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 28.21 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➔ **Influence sur l'Acier** [Art 5.1.313/BAEL 91] :

$$\text{On doit vérifier que : } A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( T^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 28.21 \times 10^3 - \frac{7.98 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = -114.986 \text{ mm}^2 = -1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > -1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Encrenage des barres : (BAEL91/Art A.6.1.23)**

➔ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1,5$

Armatures principales :  $A_{sa} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposée par le BAEL lorsque on utilise des aciers de nuance FeE400 à  $L_a = 0,4 L_s$

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 28,22 = 11,29 \text{ cm.}$$

➔ **Ancrage des barres en travée :**

Armatures principales :  $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

avec :  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1,5$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

**9. Calcul des efforts internes à L'ELS:**

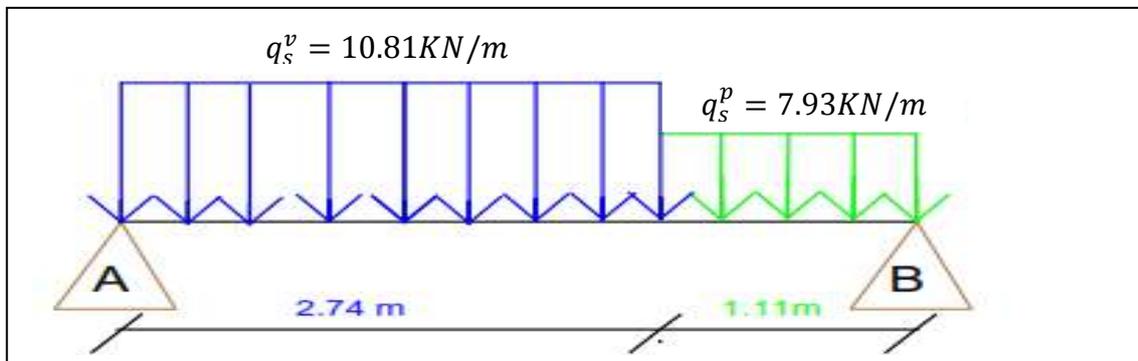


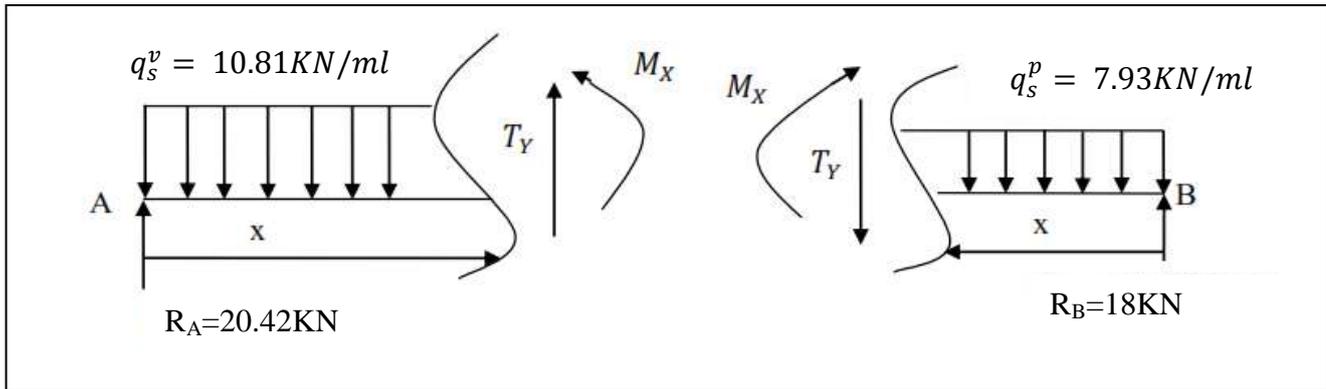
Figure 4-8 : Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^p$  et  $q_s^v$

➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 & R_A + R_B = q_s^v \times 2,74 + q_s^p \times 1,11 = 38,42 \text{ KN} \\ \Sigma M_A = 0 & q_s^p \times 2,74 \times \frac{2,74}{2} + q_s^v \times 1,11 \times \left(\frac{1,11}{2} + 2,74\right) - R_B(2,74 + 1,11) = 0 \\ & R_B = 38,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 18 \text{ KN} \\ R_A = 20,40 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des efforts tranchant :



1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.74$   
 $T(x) = -R_A + q_u^v x$   
 $x=0 \dots\dots\dots T = -20.42 \text{ kN}$   
 $x=2.74 \dots\dots\dots T = 9.2 \text{ kN}$   
 $T(x)=0 \quad -R_A + q_u^v x = 0$   
 $x = \frac{R_A}{q_u^v} = 1.88 \text{ m}$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.11$   
 $T(x) = R_B - q_u^p x$   
 $x=0 \dots\dots\dots T = 18 \text{ kN}$   
 $x=1.11 \dots\dots\dots T = 9.2 \text{ kN}$

➤ calcul du moment fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.74$   
 $M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2} = 20.42x - 5.4x^2$   
 \*  $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ kNm}$   
 \*  $x=2.74 \text{ m} \dots\dots\dots M = 15.4 \text{ kNm}$   
 \*  $x=1.88 \dots\dots\dots M_{\text{max}} = 19.3 \text{ kNm}$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.11$   
 $M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2} = 18x - 3.96x^2$   
 \*  $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ kNm}$   
 \*  $x=1.11 \text{ m} \dots\dots\dots M = 15.4 \text{ kNm}$

Finalement :

Tronçon	Expression de $T_y$	Expression de $M_x$	x	$T_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
$0 \leq x \leq 2.74$	$T(x) = -R_A + q_s^v x$	$M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2}$	0	-20.42	0
			2.74	9.2	15.4
$0 \leq x \leq 1.11$	$T(x) = R_B - q_s^p x$	$M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2}$	0	18	0
			1.11	9.2	15.4

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

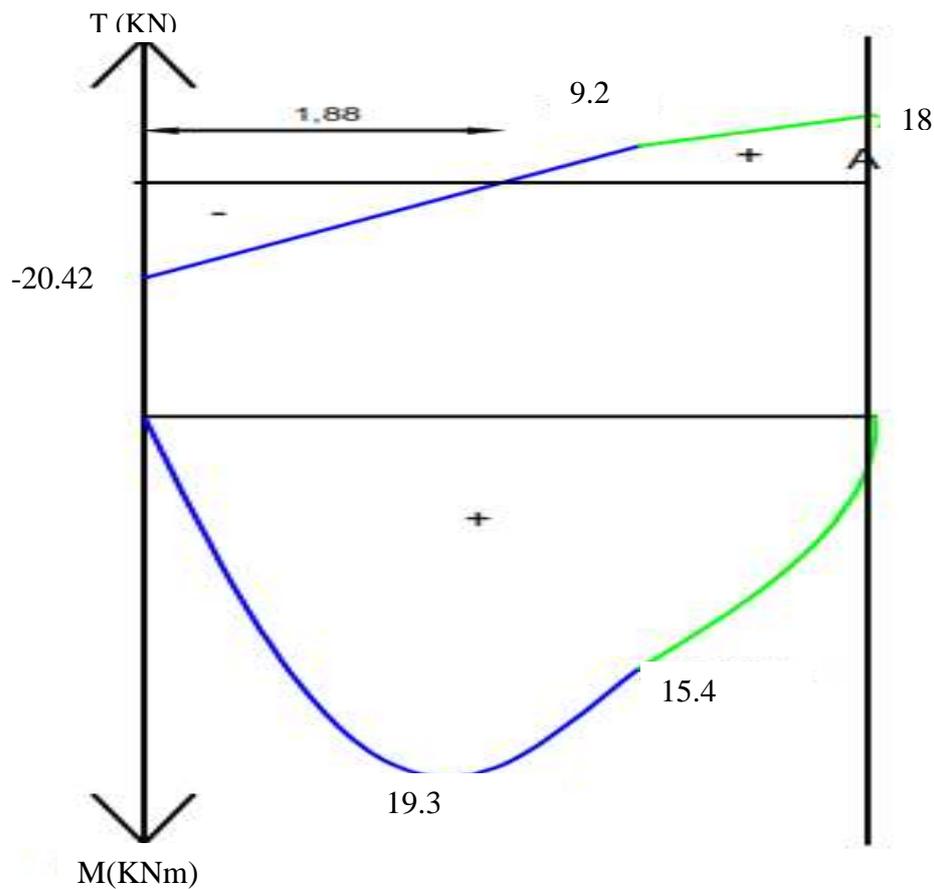
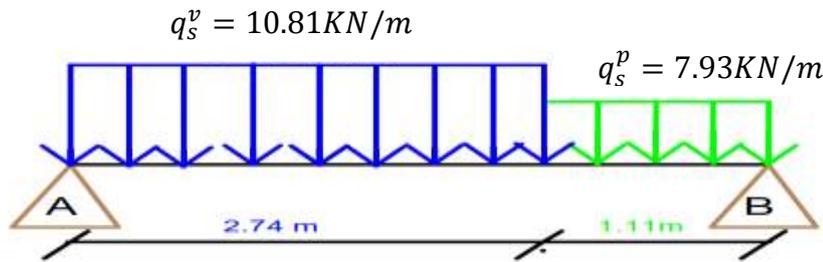


Figure 4-9 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée

• **Moment en appuis:**

$$M_s^{ap} = (-0,3) M_s^{max} = (-0,3) \times 19,3 = -5,79 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_s^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 19,3 = 16,40 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Le moment le plus défavorable est le moment calculé à l'ELU donc le ferrillage se fera à l'ELU

**10. Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

➔ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,19 \implies \beta_1 = 0,929 \implies K_1 = 55,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{16,40 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 541 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{541}{55,92} = 9,67 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée**

➔ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \implies \beta_1 = 0,9 \implies K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{16,40 \times 10^6}{0,9 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 248 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{248}{35} = 7,08 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée**

➤ **Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

- a)  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- b)  $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- c)  $\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{385} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

### Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$$\text{On a : } L = 3.85 \text{ m} < 5\text{m.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Avec : } f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

1)  $I$  = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

\* Calcul du paramètre  $y_1$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = 100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

\* Calcul du paramètre  $y_2$ :

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I = \frac{100}{3} \times (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2 = 30551.62 \text{ cm}^4$$

$$2) E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$E_v$ : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{16.40 \times 10^6 \times (3850)^2}{10 \times 10818.87 \times 30551.62 \times 10^4} = 7.35 \text{ mm}$$

$$f = 7.35 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 7.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

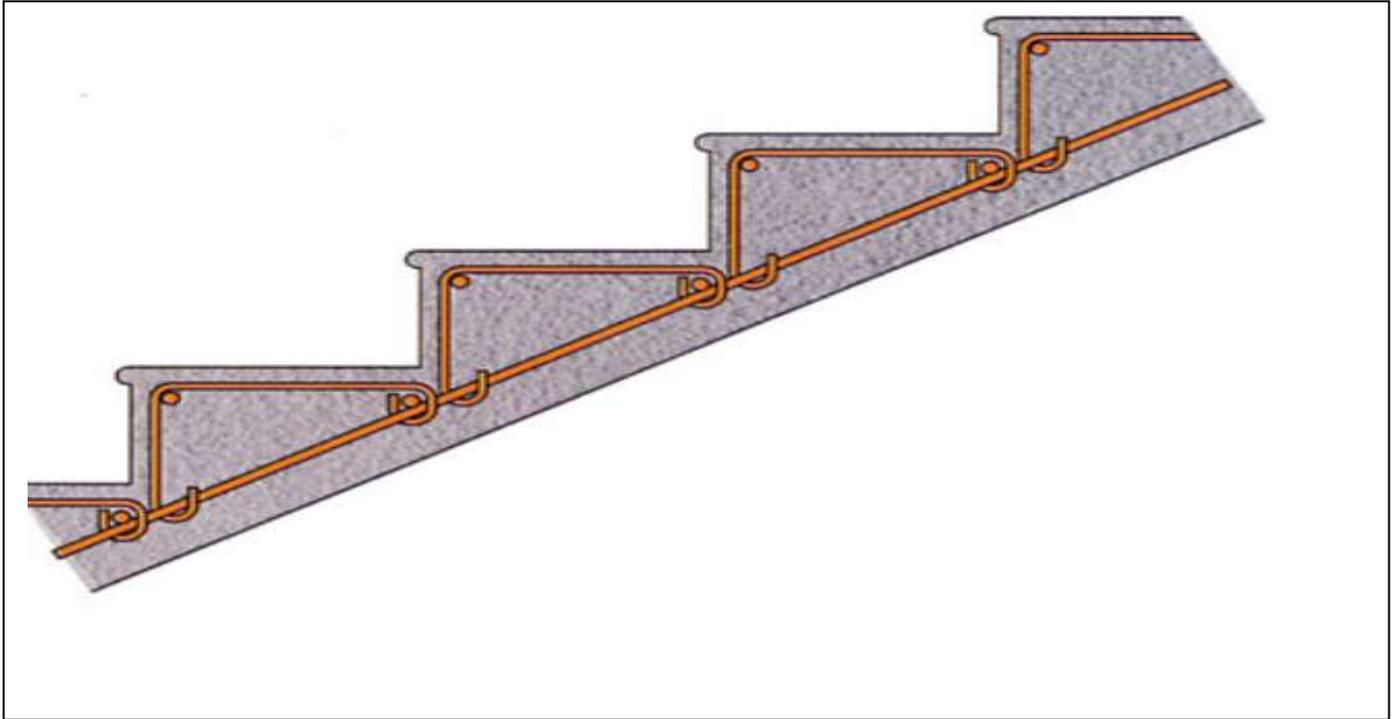
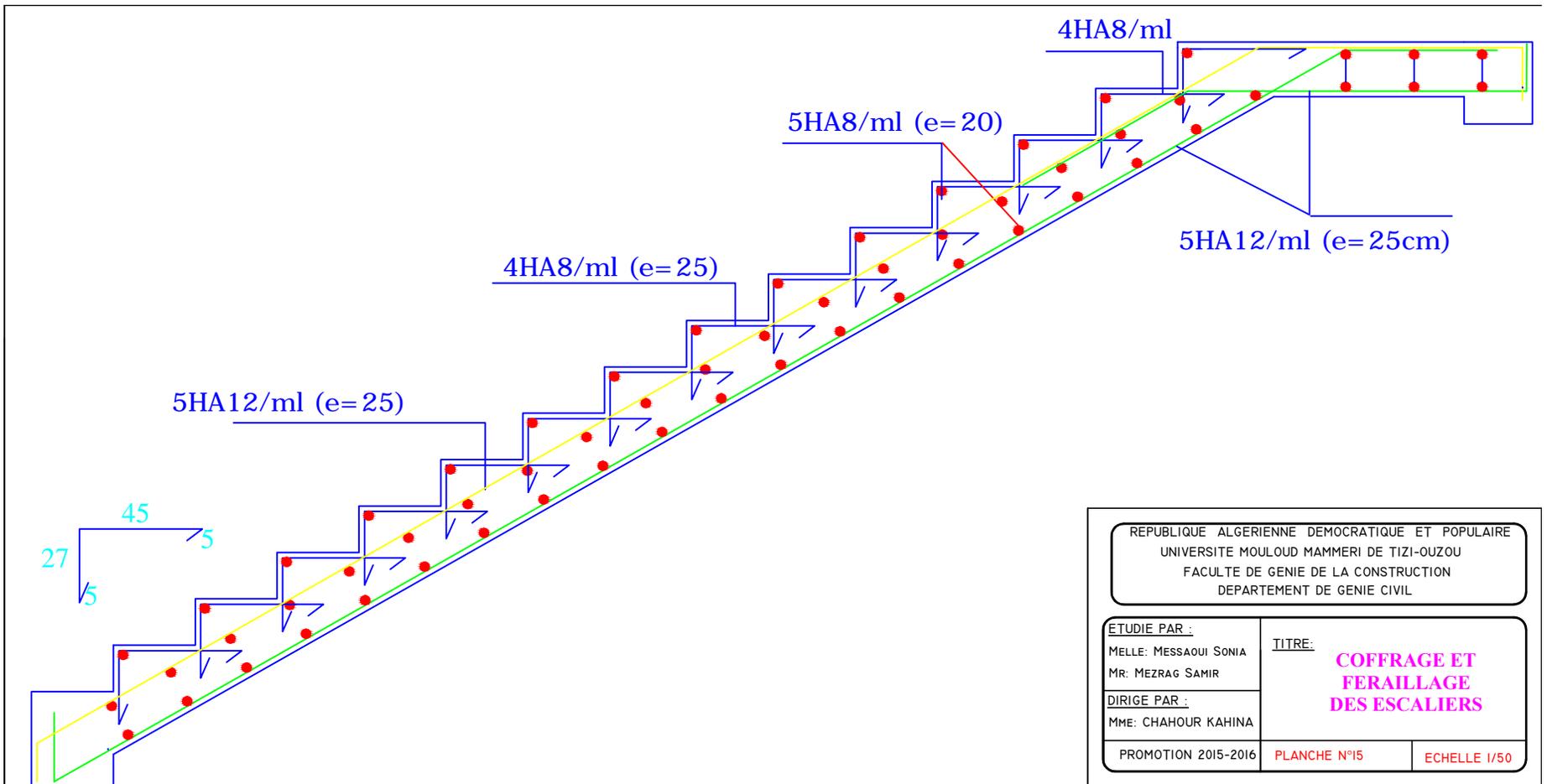


Figure 4-10: Mode de ferrailage des marches

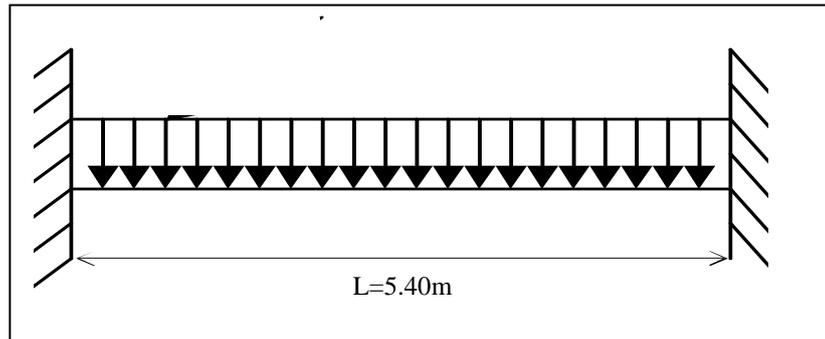


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE: <b>COFFRAGE ET          FERRAILLAGE          DES ESCALIERS</b>	
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°15
		ECHELLE 1/50

## 5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

### 1) Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 5.40m (entre nu d'appuis)



**Figure 5-1 : Schéma statique de la poutre palière.**

### 2) Pré dimensionnement :

#### a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}=5.40\text{m}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.
- $h_t$  : hauteur de la poutre.

$$\frac{540}{15} \leq h_t \leq \frac{540}{10} \quad \Longrightarrow \quad 36\text{cm} \leq h_t \leq 54\text{cm}$$

On opte pour  $h_t = 40\text{ cm}$

#### b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

### 3) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,4 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 28.21 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 20.42 \text{ KN}$$

#### ➤ Combinaison de charges :

$$\text{a) l'ELU : } q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times 2.5) + \frac{(2 \times 28.21)}{5.4} = 13.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{b) l'ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2.5 + \frac{(2 \times 20.42)}{5.4} = 10.06 \text{ KN/ml}$$

### 4) Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.82 \times 5.4^2}{8} = 50.37 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.82 \times 5.4}{2} = 37.31 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 50.37 = -15.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 50.37 = 42.81 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

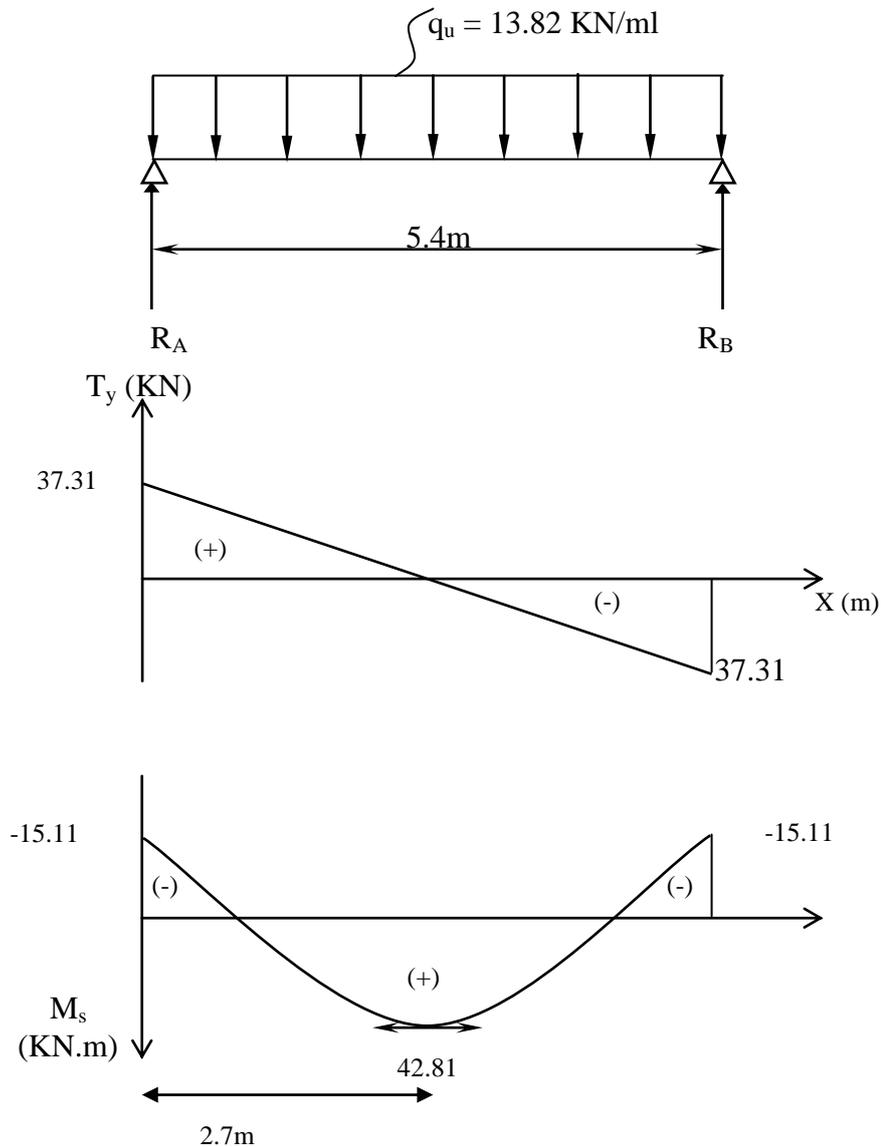


Figure 5-2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

c) Calcul des armatures

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42.81 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,084$$

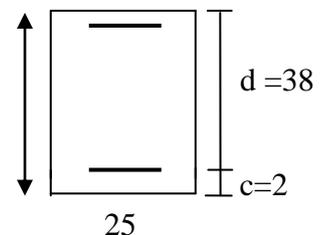
h = 40cm

$$\mu_b = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42.81 \times 10^3}{0.956 \times 38 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62cm



• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.11 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu_b = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.11 \times 10^3}{0.990 \times 38 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>.

**5) Vérifications à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \}$$

$$T_u^{max} = 37.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{37.31 \times 10}{25 \times 38} = 0,39 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Σu<sub>i</sub>: somme des périmètres utiles des armatures  $\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{37.31 \times 10}{0.9 \times 38 \times 13.188} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14; 11.43; 25\} = 11.43 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\varnothing = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement des barres: (RPA99, Art 7.5.2.2)**

1) **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) = \min(10; 16.8) = 10 \text{ m} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

2) **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**6) Vérifications à l'ELS**

$$q_s = 10.06 \text{ KN/ml.}$$

1) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.06 \times (5.4)^2}{8} = 36.66 \text{ KN.m}$$

2) **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.06 \times 5.4}{2} = 27.16 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 36.66 = 11 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 36.66 = 31.16 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

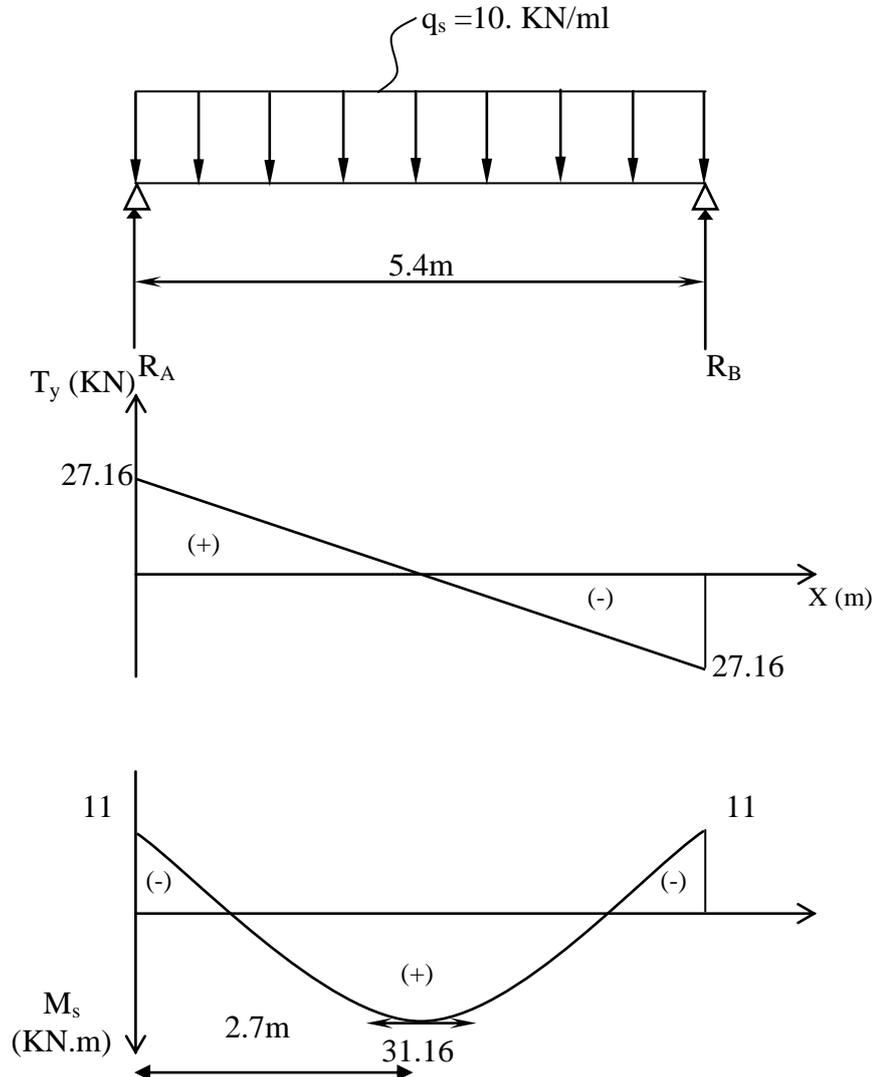


Figure 3-5-3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

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

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Aux appuis**

On a :  $M_s^a = 11 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 38} = 0,486$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,894 \quad K_1 = 32,39$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{11 \times 10^3}{0.894 \times 3.39 \times 38} = 95.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{95.51}{32.39} = 2.94 < 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

• **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100At}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 38} = 0,486$$

Du tableau on a :  $\beta_1 = 0,894$  et  $K_1 = 32,39$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{31.16 \times 10^3}{0.894 \times 4,62 \times 38} = 198.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{198.53}{32.39} = 6.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\text{a) } \frac{h}{L} = \frac{40}{540} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} = 0.07 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{31.16}{10 \times 36.66} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

**Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)**

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

avec :  $\bar{f}$  flèche admissible.

On a :  $L = 5.40 \text{ m} > 5\text{m}$ .

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} = 1.04\text{cm}$$

Avec :

1) I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

\* **Calcul du paramètre** :  $y_1$ :  $y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = 25 \times \frac{40^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 38 = 22633.4\text{cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 25 \times 40 + 15 \times 4.62 = 1069.3\text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{22633.4}{1069.3} = 21.2\text{cm}$$

\* **Calcul du paramètre**  $y_2$ :  $y_2 = h - y_1 = 40 - 21.2 = 18.8\text{cm}$

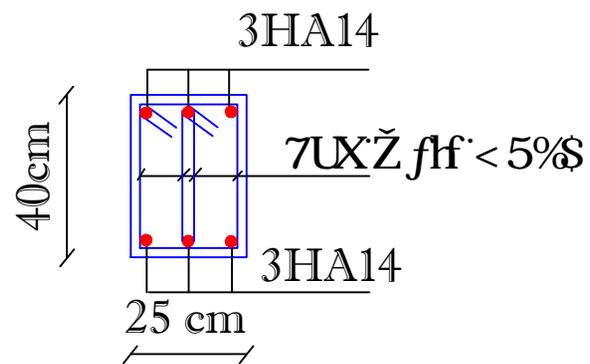
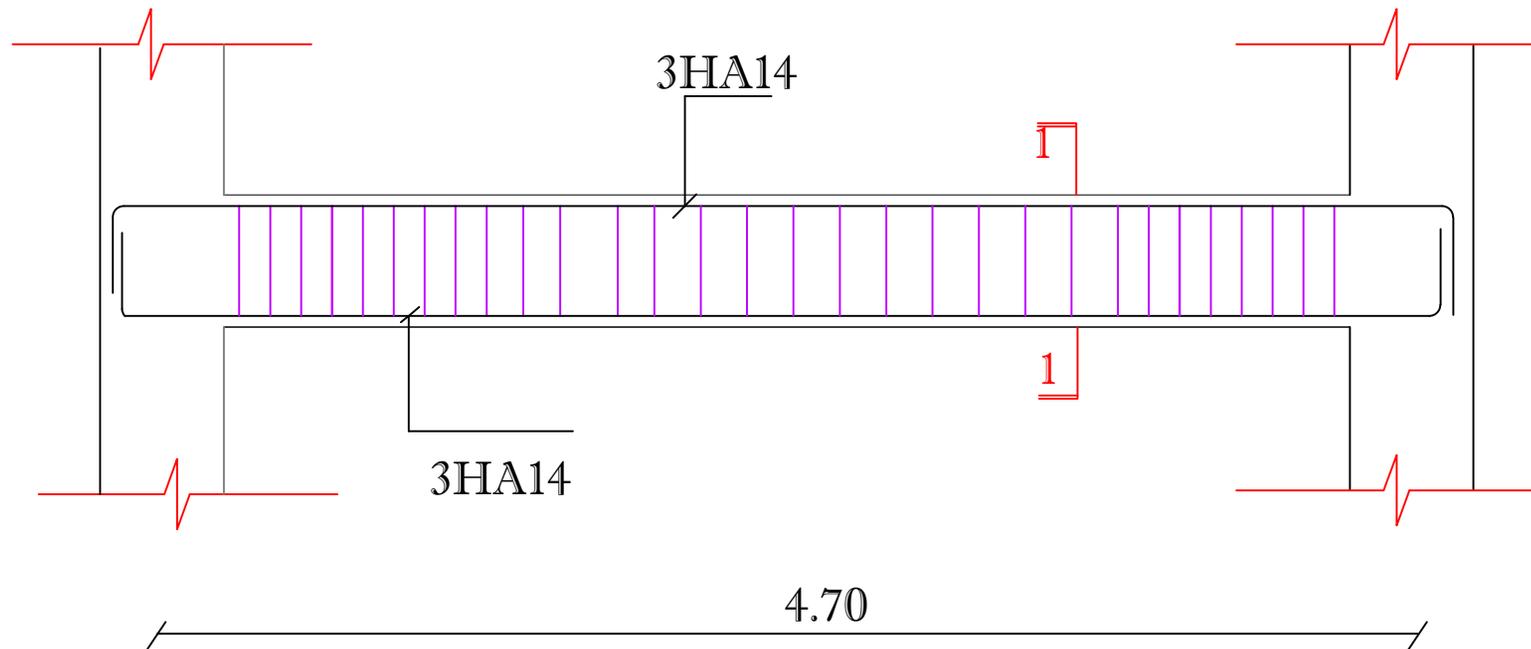
$$\text{Donc : } I_0 = \frac{25}{3} \times (21.2^3 + 18.8^3) + 15 \times 4.62 \times (18.8 - 2)^2 = 154332.5653\text{cm}^4$$

$$2) E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$E_v$ : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{31.16 \times 10^6 \times (5400)^2}{10 \times 10818.87 \times 154332.5653 \times 10^4} = 5.44\text{mm}$$

$$f = 5.44\text{mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 10.4\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



Coupe 1--1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA

MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

TITRE:

PLAN DE FERRAILLAGE  
 DE LA POUTRE PALIERE

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°16

ECHELLE 1/50

## 6. ETUDE DES BALCONS

### 1) Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encadrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanent uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm

L=1.40 m largeur du balcon

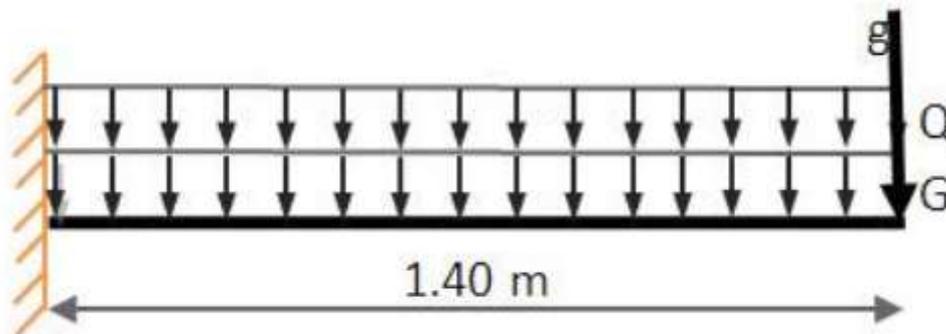


Figure 3-6-1: Schéma statique du chargement des balcons

### 2) Détermination des charges est surcharges :

a) Charges permanente :

\* Charge permanent :  $G = 5.19 \text{ KN/m}^2$

$G = 5.19 \text{ KN/m}^2$  .....chapitre 2

\* Charge concentrée (Poids garde-corps) :  $g = 1.78 \text{ KN/m}^2$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mure en brique creuses	0.10	9	0.9
2	Enduit ciment	0.02 x 2	22	0.88
<b>Charge permanente du garde corps <math>g = 1.78 \text{ KN/m}^2</math></b>				

Tableau 3-6-1 : La charge permanente revenant au balcon

b) Surcharge d'exploitation :

\* Surcharge du balcon :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

### 3) Combinaison de charges :

Pour une bonde de 1m de largeur

#### ➤ A L'ELU : 1,35G+1,5Q

- dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.19 + 1,5 \times 3.5) \times 1 = 12.26 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_u = 1,35g = (1,35 \times 1.78) \times 1 = 2.40 \text{ KN}$

#### ➤ A L'ELS : G+Q

- dalle :  $q_s = G + Q = (5.19 + 3.5) \times 1 = 8.69 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_s = g = 1.78 \text{ KN}$

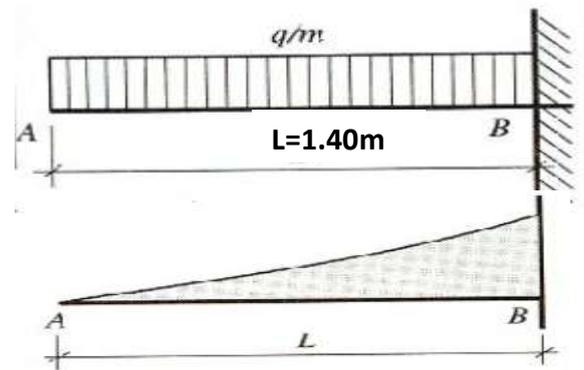
### 4) Calcule des moments :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

- \* Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.26 \times 1.40^2}{2}$$

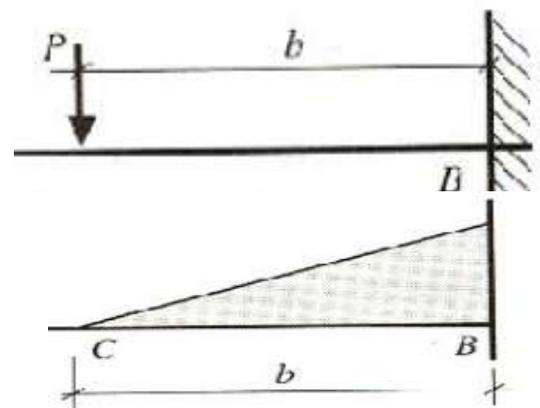
$$M_{qu} = -12.015 \text{ KN.m}$$



- \* Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gu} = -g_u \times b = -2.40 \times 1.40$$

$$M_{gu} = -3.36 \text{ KN.m}$$



- \* Moment total :  $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = -12.015 - 3.36 = -15.375 \text{ KNm}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue

### 5) Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (15cm) d'épaisseur en flexion simple

Largeur de la section  $b=100\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine  $h=15\text{cm}$

L'enrobage  $c=3\text{cm}$

Hauteur utile  $d=12\text{cm}$

$M_u = 15.375 \text{ KN m}$

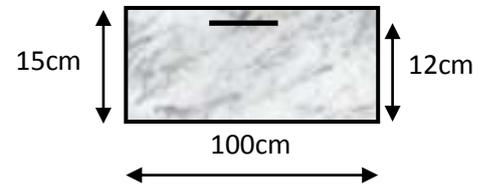


Figure 3-6-2 : Bande d'un mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_b$ : contrainte du béton comprimé

$$\mu = \frac{15.375 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.12} = 0.0756$$

$$\mu = 0.0756 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0756 \longrightarrow \beta = 0.946 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

#### ➤ Armatures principal:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.375 \times 10^6}{0.946 \times 120 \times 348} = 389.19 \text{ mm}^2 = 3.89 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$  cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$  autre cas

$$A_u = 3.89 \text{ cm}^2 \text{ On adoptera } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### ➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**6) Les vérifications :**

a) Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :

Il faut vérifier que  $A \geq A_{min}$

Avec :

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$
  - $f_e = 400 \text{ MPa}$
  - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$
  - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- }  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

➤ Vérification des espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99) :

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :

➔ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{19.56 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.163 \text{ MPa}$$

- $T_u$  Effort tranchant a l'ELU :  
 $T_u = q_u \times L + g_u = 12.26 \times 1.40 + 2.40 = 19.56 \text{ KN}$
- b: Largeur minimal de la section (b=100cm)
- d : Hauteur utile (d=12cm)

➔ Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$

<p>FPP <math>\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]</math></p> <p>FTP ou FP <math>\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• FPP : Fissuration peu préjudiciable</li> <li>• FTP : Fissuration très préjudiciable</li> <li>• FP : Fissuration préjudiciable</li> <li>• <math>\gamma_b = 1.15</math> situation accidentelle</li> <li>• <math>\gamma_b = 1.5</math> autre cas</li> </ul>
--	---

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{ct28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] = \min[2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence des barres (Entraînement) (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$$

b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{18.97 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.93\text{MPa}$

- $T_u$  : effort tranchant

- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm}$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

$n$  : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.93\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul de la longueur de scellement:

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

On adopter  $l_s = 45\text{cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encrê mesuré au moins  $l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm}$

On adopte des crochets de longueur  $l_r = 20\text{cm}$

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 521):

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

$V_u = 18.97\text{KN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 12 \times 100 \times 2.5 = 720.9\text{KN}$ ..... Condition vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

**Combinaison de charge:**

- dalle :  $q_s = G + Q = (5.19 + 3.5) \times 1 = 8.69\text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_s = g = 1.78\text{ KN}$

**Calcul des moments d'encastrement :**

\* Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qs} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8.69 \times 1.40^2}{2} = -8.516\text{KN.m}$$

\* Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gs} = -g_s \times b = -1.78 \times 1.40 = -2.492\text{KN.m}$$

\* Moment total :  $M_s = M_{qu} + M_{gs}$

$$M_s = -8.516 - 1.876 = 11\text{KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.37 \quad \text{Donc } \beta = 0.9055 \text{ et } K_1 = 30.39$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{11 \times 10^6}{0.9055 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 223.96\text{MPa}$$

$$\bullet \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{223.96}{30.39} = 7.36\text{MPa}$$

Donc on a  $\sigma_b = 7.36\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée

La section est vérifiée vis à vis de la compression

➤ Vérification de la flèche:(Art B.6.8.424/BAEL91) :

D'après le BAEL 9, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3. \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

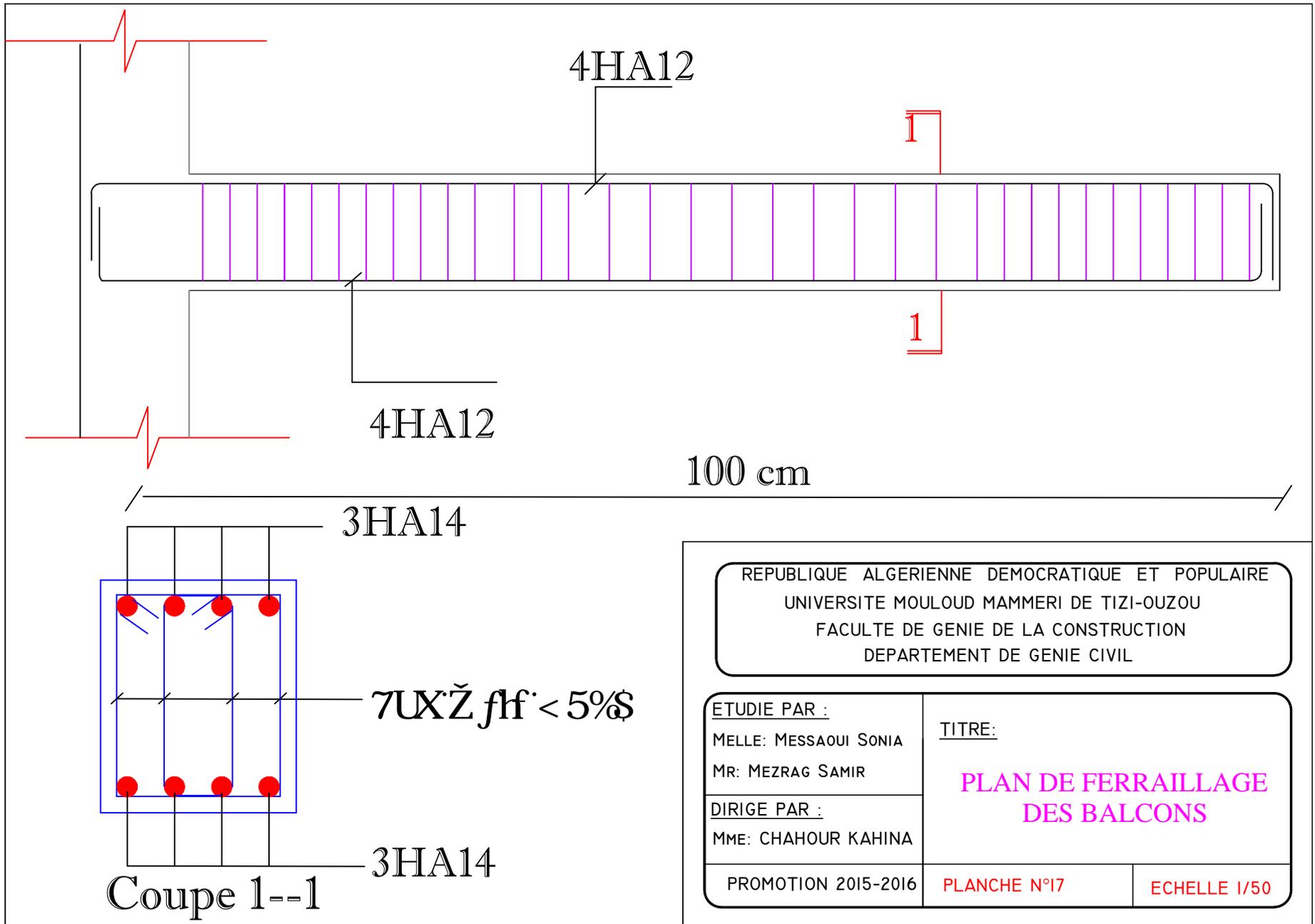
Avec :  $h=15\text{cm}$  ;  $L=1.40\text{m}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $A_u=5.65 \text{ cm}^2$  ;  $M_0 = M_S = 11\text{KNm}$  ;  $M_t = M_U = 15.375\text{KNm}$

$$1. \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.11 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.11 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{15.375}{15 \times 11} = 0.093 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \quad \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR  
 DIRIGE PAR :  
 MME: CHAHOUR KAHINA

TITRE:  
**PLAN DE FERRAILLAGE  
 DES BALCONS**

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°17

ECHELLE 1/50

**I.Introduction:**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits. Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

**II.Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques et statiques
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration .....etc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

**III.Etapes de modélisation:**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au modèle
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

## Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

### a) Choix de l'unité :

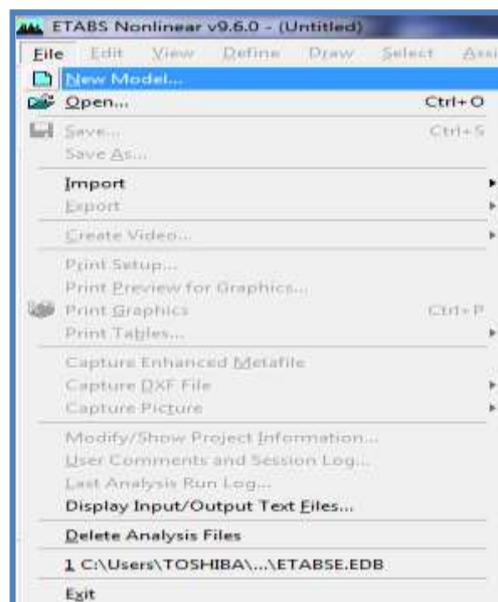
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m qui sera notre unité de travail

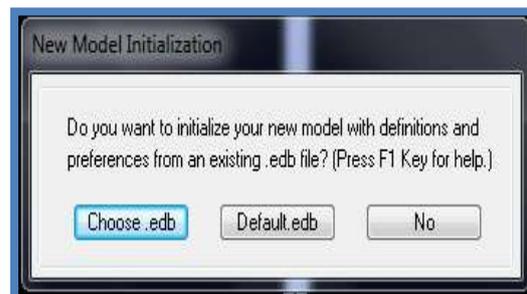


### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

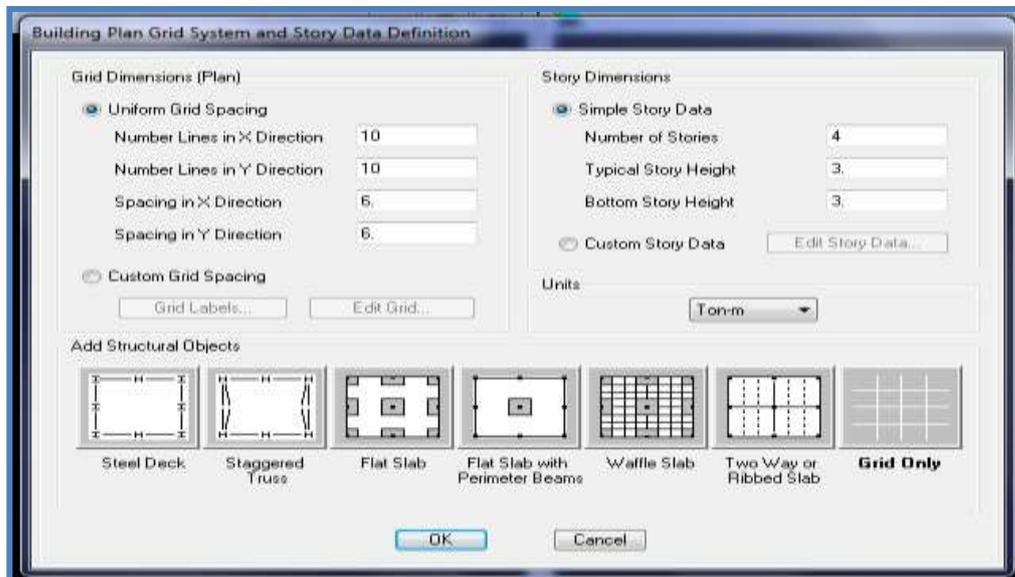


La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- \* Le nombre de lignes suivant x-x.
- \* Le nombre de lignes suivant y-y.

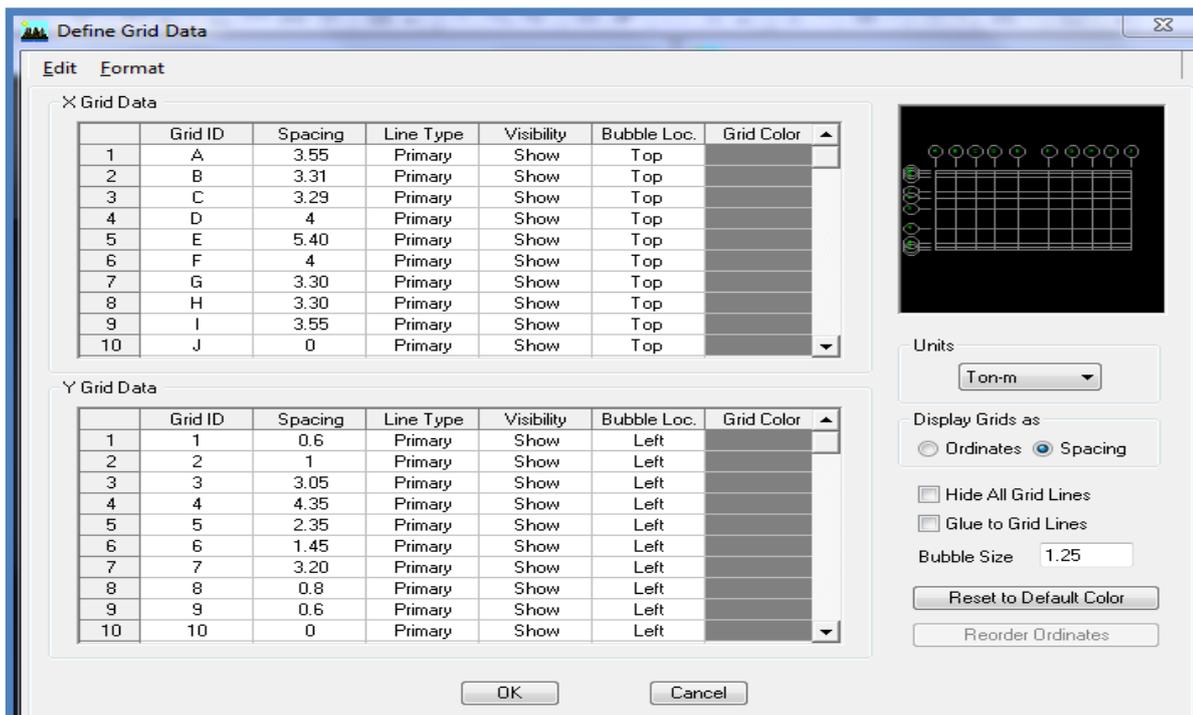


**c) Modification de la géométrie de base :**

On clique sure **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**



On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**

Story Data

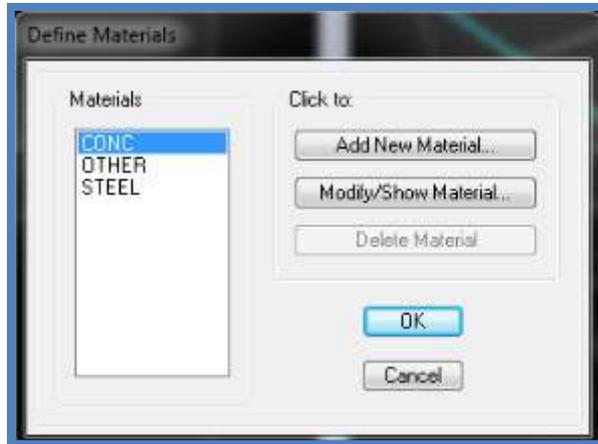
	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3.06	32.13	Yes		No	0.
10	STORY9	3.06	29.07	No	STORY10	No	0.
9	STORY8	3.06	26.01	No	STORY10	No	0.
8	STORY7	3.06	22.95	No	STORY10	No	0.
7	STORY6	3.06	19.89	No	STORY10	No	0.
6	STORY5	3.06	16.83	No	STORY10	No	0.
5	STORY4	3.06	13.77	No	STORY10	No	0.
4	STORY3	3.06	10.71	No	STORY10	No	0.
3	STORY2	3.57	7.65	No	STORY10	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

## Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

**Define → Materiales properties → CONIC → Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Material Name		Display Color	
BTON		Color 	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	0.25	Specified Conc Comp Strength, f'c	2812.2785
Weight per unit Volume	2.5	Bending Reinf. Yield Stress, fy	42184.178
Modulus of Elasticity	3216420	Shear Reinf. Yield Stress, fys	42184.178
Poisson's Ratio	0	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	1054604.44		

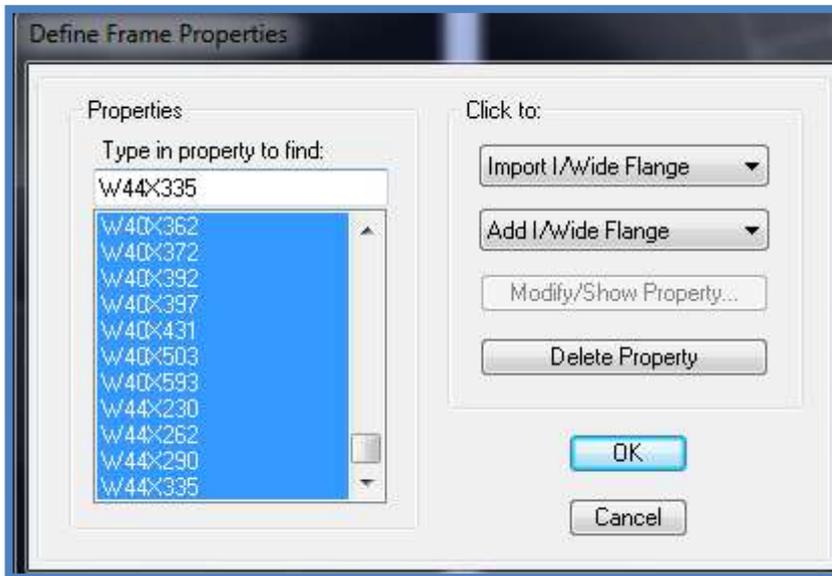
**Étape03:Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile... etc)**

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

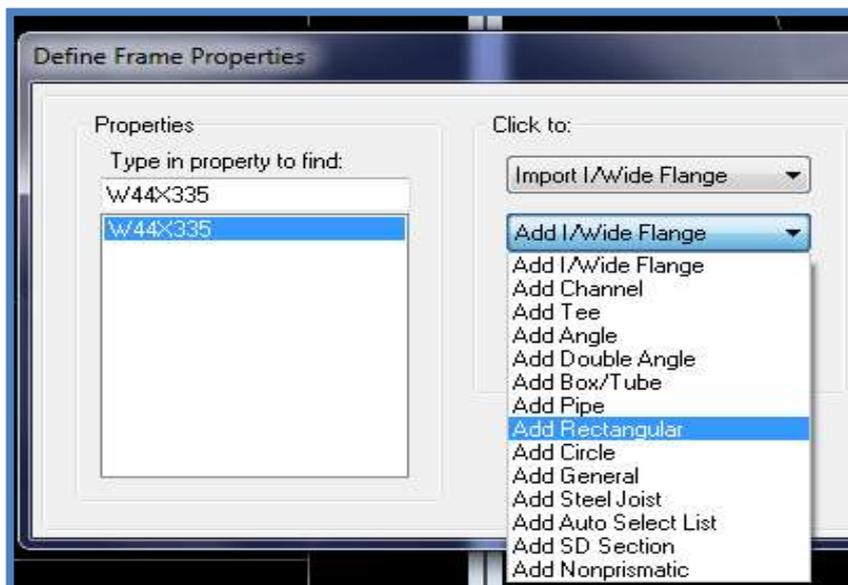
 Poutres, poteaux et poutrelle 

**Defin** → **Frame sections**

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**

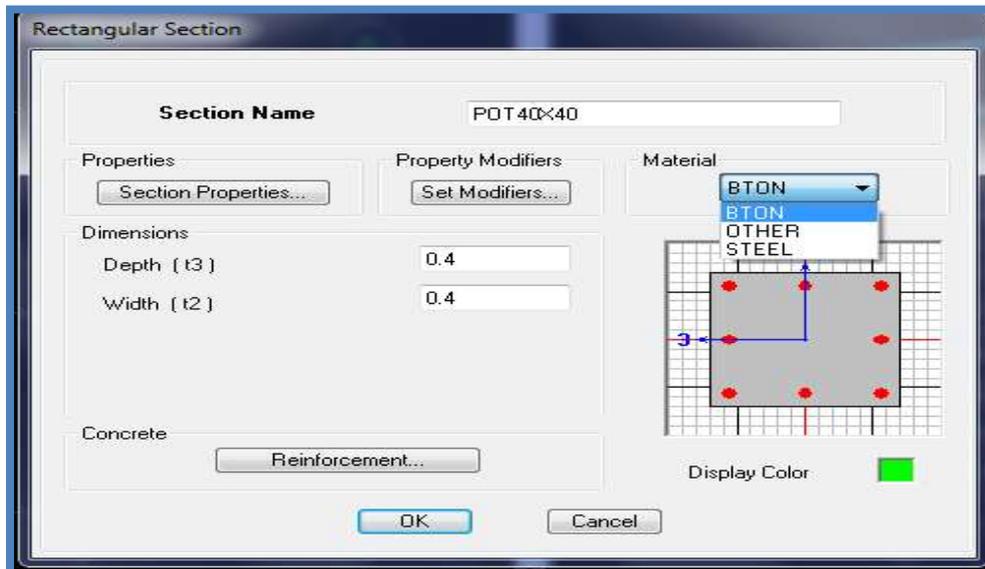


Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add Rectangler**



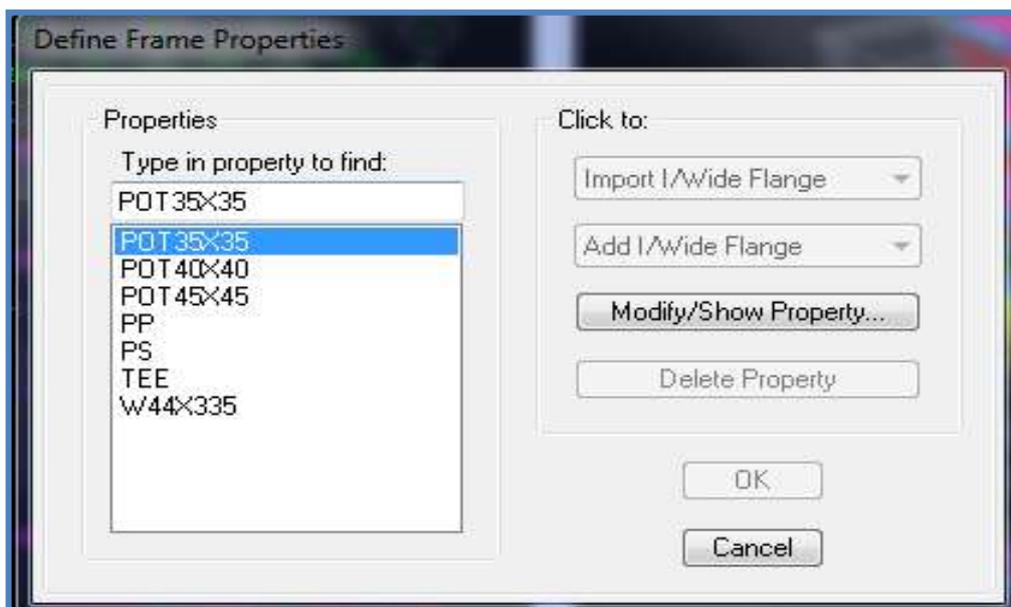
La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire vari selon que se sois des

- Poutres principales 30x35cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire 25x30 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 35x35 cm<sup>2</sup>

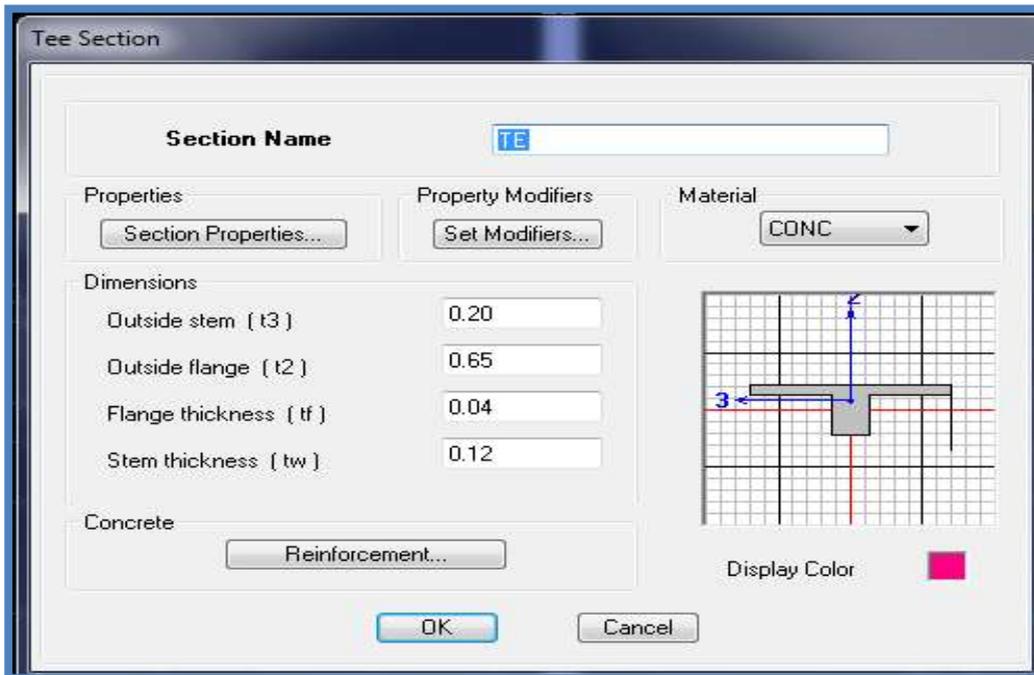


Remarque :

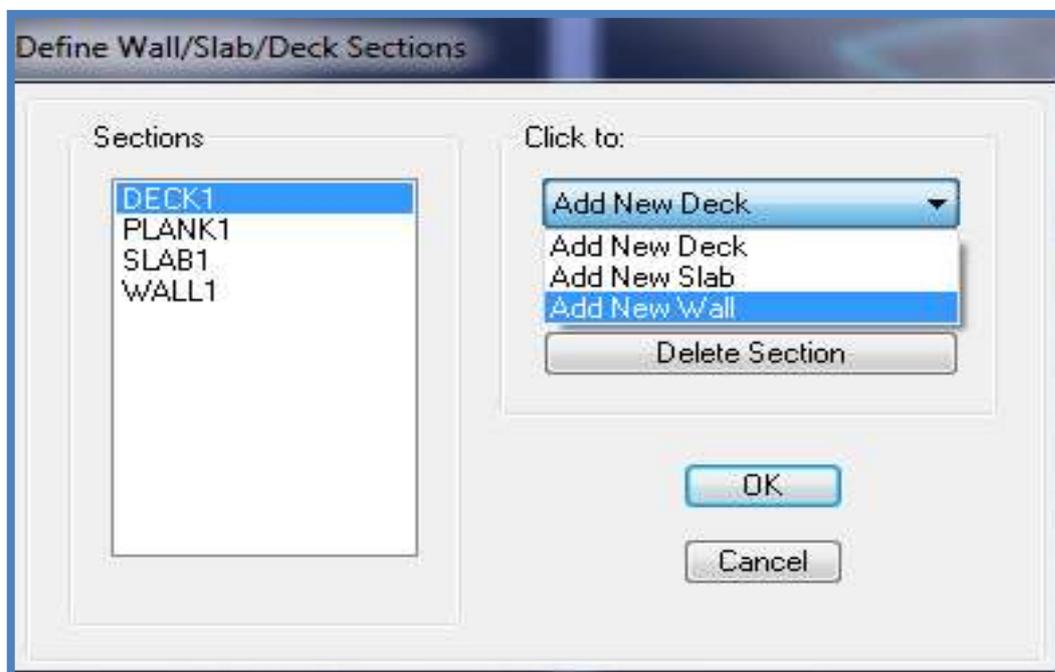
Pour les poutrelles même étape que pour les poteaux et poutre appart que si une section en Te pas rectangulaire



On introduit les données dans leurs cases respectives comme indiqué dans la capture suivante :




 Dalle pleines, voiles et raidisseur  
**Define** → **Wall/slab/Deck Sections**



SLAB= Dalles  
 WALL = Voiles  
 DECK= Plancher Collaborant

Wall/Slab Section

**Section Name** VOIL25

**Material** BTON

**Thickness**

Membrane 0.25

Bending 0.25

**Type**

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

**Load Distribution**

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Dimensionnement des voiles

Wall/Slab Section

**Section Name** DP15

**Material** BTON

**Thickness**

Membrane 0.15

Bending 0.15

**Type**

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

**Load Distribution**

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Dimensionnement des dalles plaines

Wall/Slab Section

**Section Name** RIDISEUR40x4

**Material** BETON

**Thickness**

Membrane 0.4

Bending 0.4

**Type**

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

**Load Distribution**

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Dimensionnement du raidisseur

**Etape 04 : Quatrième étape : affectation des éléments défini au model**

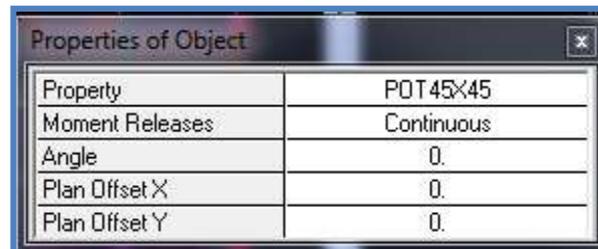
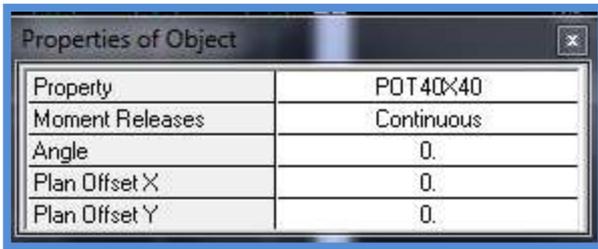
Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

✚ Pour les poteaux 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

04-05-06-07-08 étage :40x40 cm<sup>2</sup>

Entre sol- RDC-01-02-03 étage :45x45 cm<sup>2</sup>



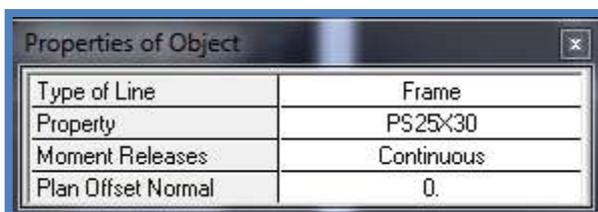
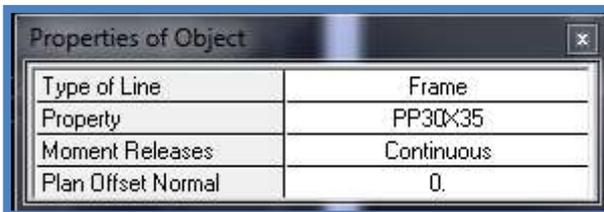
On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

✚ Pour les poutres 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

Poutre principale 30x35

Poutre secondaire 25x30



Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

✚ Pour les dalles pleines : 

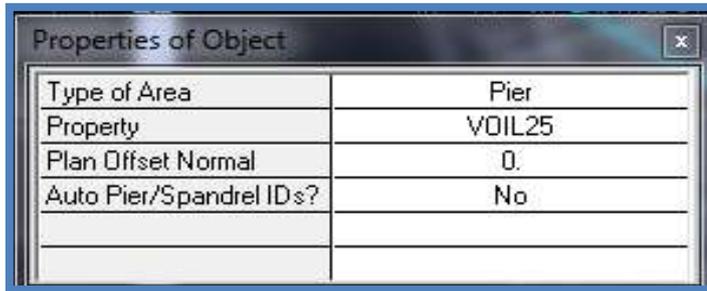
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DP15.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

✚ Pour les voiles 

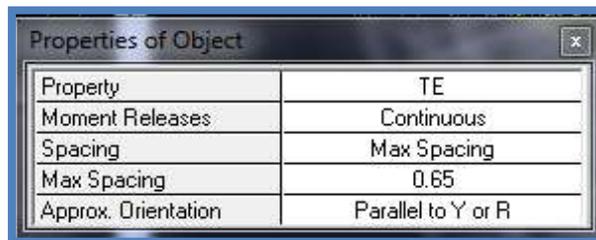
Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL25



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

✚ Pour les poutrelles 

Dans la boite de dialogue qui apparait on sélectionne dans property TE puis on choisit les propriétés indiquées dans la boite de dialogue ci-dessous.



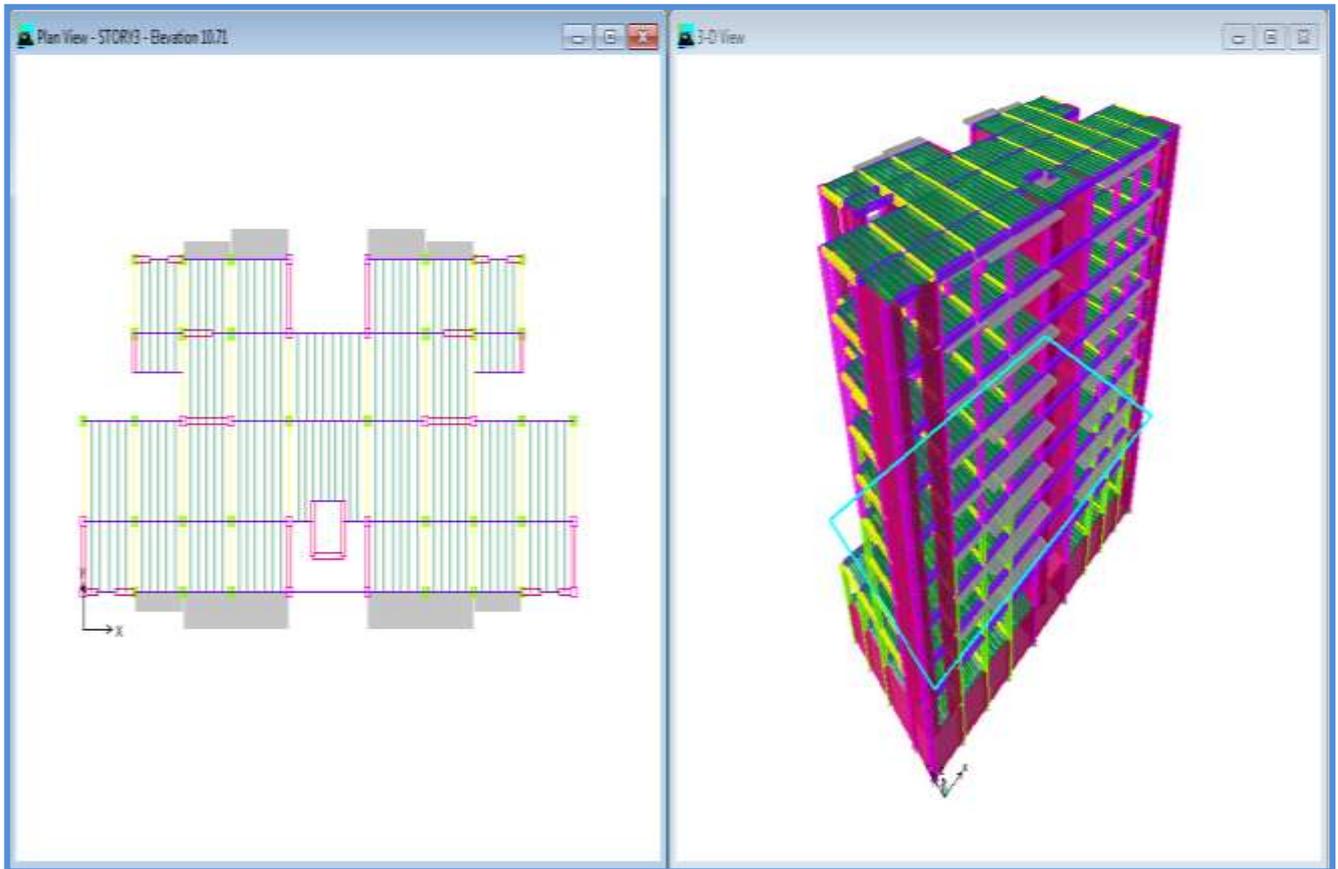
Remarque

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône 

La fenêtre suivante s'affiche

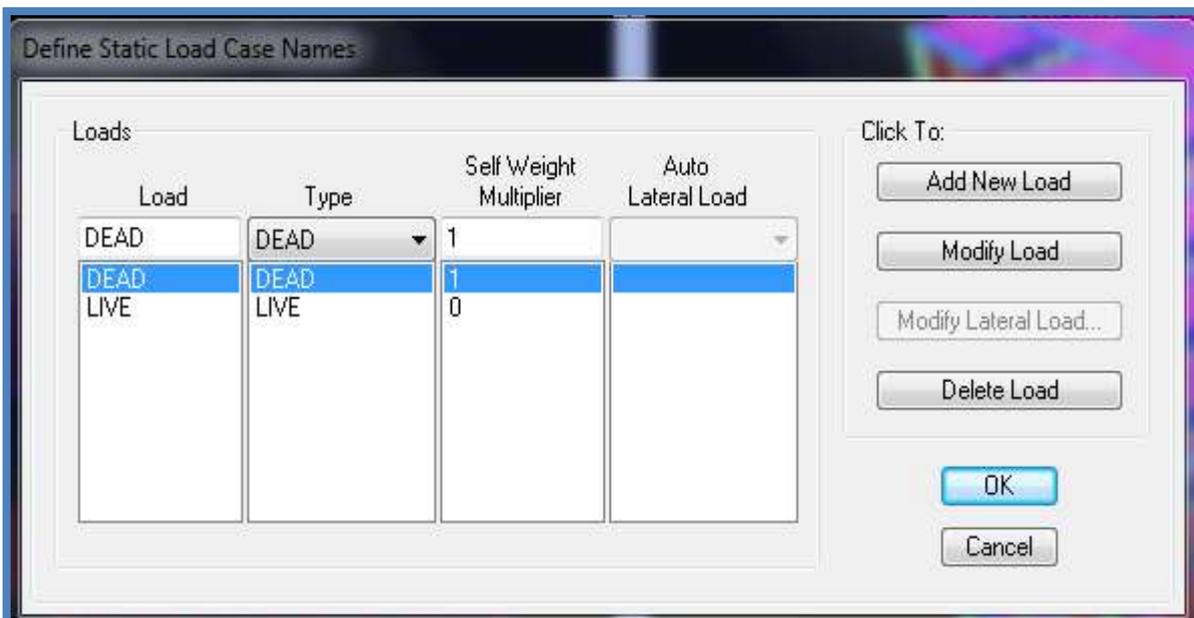


Tous les étages précédent nous ferons aboutir a la structure suivent



**Etape 05 : définition des charges statiques (G, Q).**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** → **Static Load Casesb**



### Etape 06 : introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leur case respective

- Zone II<sub>a</sub>: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S<sub>3</sub>: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

#### **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (4-4 \text{ RPA } 99)$$

Avec  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Condition minimale sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (09) travée .....CV

Suivent y on a (04) travée .....CV

- $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent x  $\frac{5.40}{3.30} = 1.426 > 1.5$ .....CNV

Suivent y  $\frac{4.35}{3.05} = 1.426 < 1.5$ .....CV

$$p_1^x=0.05 \quad p_1^y=0$$

b) Redondance en plan (surabondance) :

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivent x :

$$\left. \begin{array}{l} 10 \text{ files porteuses .....CV} \\ \frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{5.40}{3.30} = 1.63 > 1.5 \text{ .....CNV} \end{array} \right\} p_2^x=0.05$$

Suivent y :

$$\left. \begin{array}{l} 05 \text{ files porteuses .....CV} \\ \frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{4.35}{1.45} = 3 > 1.5 \text{ .....CNV} \end{array} \right\} p_2^y=0.05$$

c) Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivant x .....CV

Suivant y .....CV

- Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment

- $e_x = |X_T - X_G| \leq 15\%l_x$
  - $e_y = |y_T - y_G| \leq 15\%l_y$
- $l_x = 34.10$   
 $l_y = 17.35$

Le logiciel nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

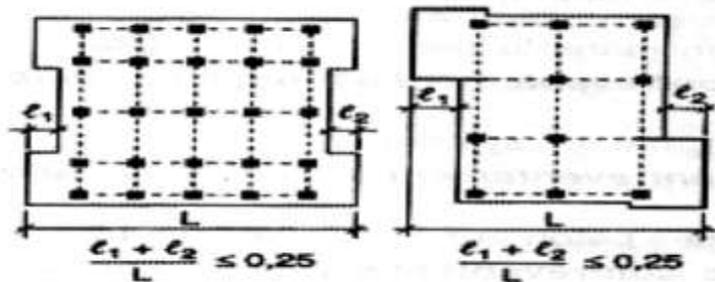
STORY	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
STORY1	16.85	8.821	16.85	3.977	0	4.844
STORY2	16.85	8.81	16.85	6.63	0	2.18
STORY3	16.85	8.3	16.85	7.743	0	0.557
STORY4	16.85	8.3	16.85	8.166	0	0.134
STORY5	16.85	8.296	16.85	8.409	0	0.113
STORY6	16.85	8.292	16.85	8.566	0	0.274
STORY7	16.85	8.292	16.85	8.678	0	0.386
STORY8	16.85	8.292	16.85	8.76	0	0.468
STORY9	16.85	8.298	16.85	8.82	0	0.522
STORY10	16.85	8.152	16.85	8.865	0	0.713
					15% $l_x = 5.115$	15% $l_y = 2.60$
					CV	CNV

➤ Condition sur les décrochements :

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à (04)

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{34.10}{17.35} = 1.96 < 4 \dots\dots\dots CV$$

- La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction



$$\text{Suivent x : } \frac{e_1 + e_2}{l_x} = \frac{6.85 + 6.85}{34.10} = 0.4 > 0.25 \dots\dots\dots CV$$

$$\text{Suivent y : } \frac{e_1 + e_2}{l_y} = \frac{3.20 + 0}{17.35} = 0.18 < 0.25 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Condition sur les ouvertures :**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier  
 $S_0 \leq 15\%S_T$      $35 \leq 63.9$  .....CV

$p_3^x=0$                    $p_3^y=0.05$

d) Régularité en élévation :

➤ **Condition sur le système de contreventement :**

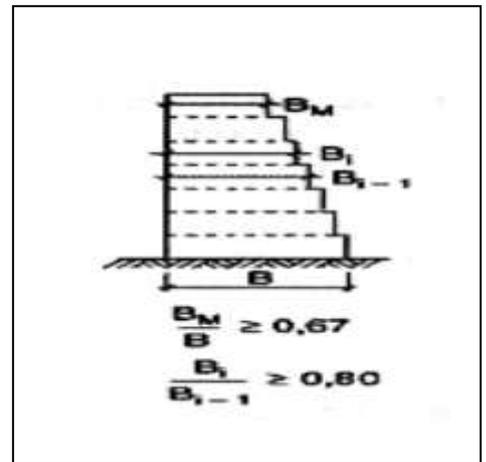
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation .....CV

➤ **Condition sur les masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet.....CV

➤ **Condition sur les décrochements en élévation :**

	Suivent y	Suivent x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{17.40}{14.80} = 1.17 > 0.8$	$\frac{34.10}{34.10} = 1 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{17.40}{14.80} = 1.17 > 0.67$	$\frac{34.10}{34.10} = 1 > 0.67$



Les conditions sont vérifiées

$p_4^x = p_4^y = 0$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise

$p_5=0.05$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

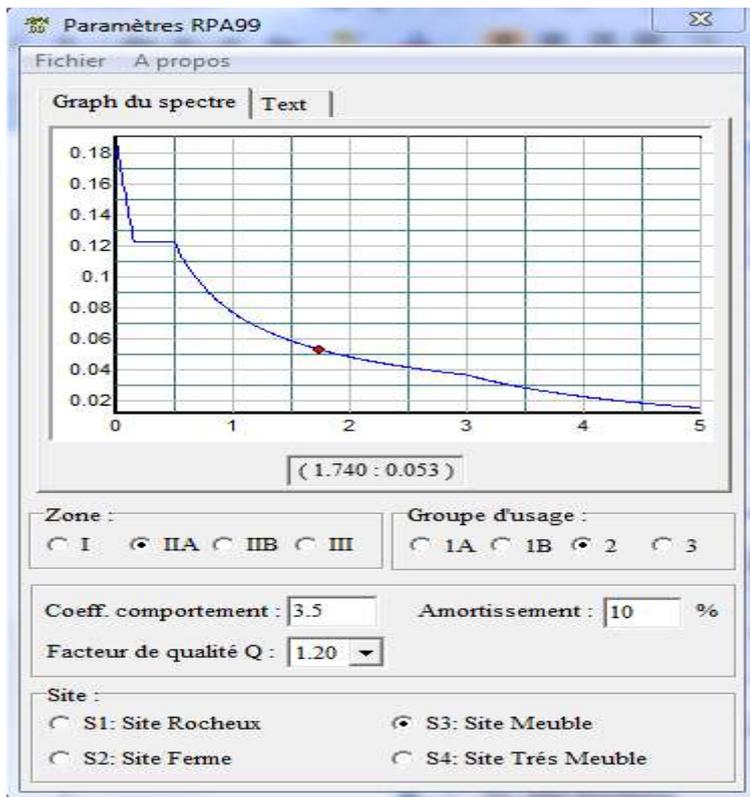
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

$p_6=0.05$

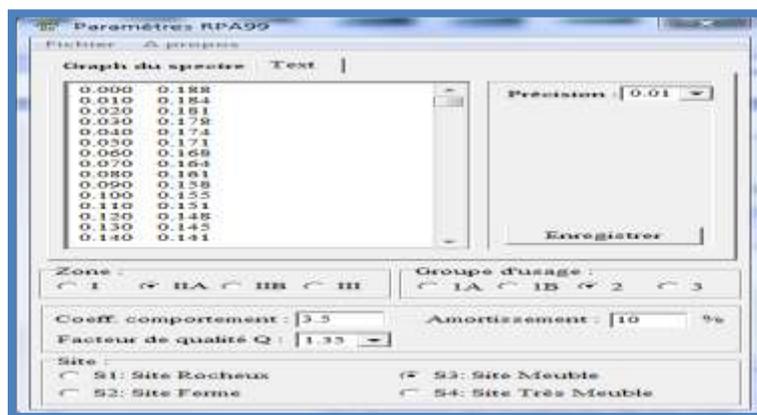
Finalemnt :

$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.20$

$Q_y = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.20$

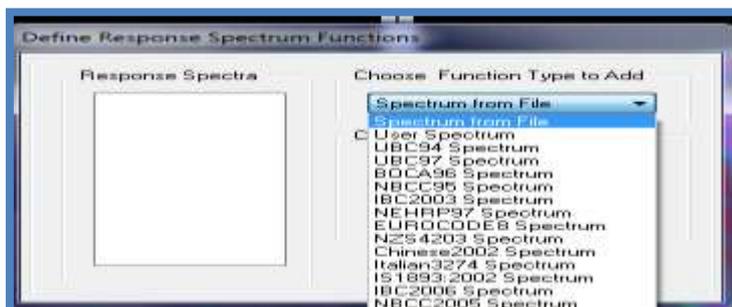


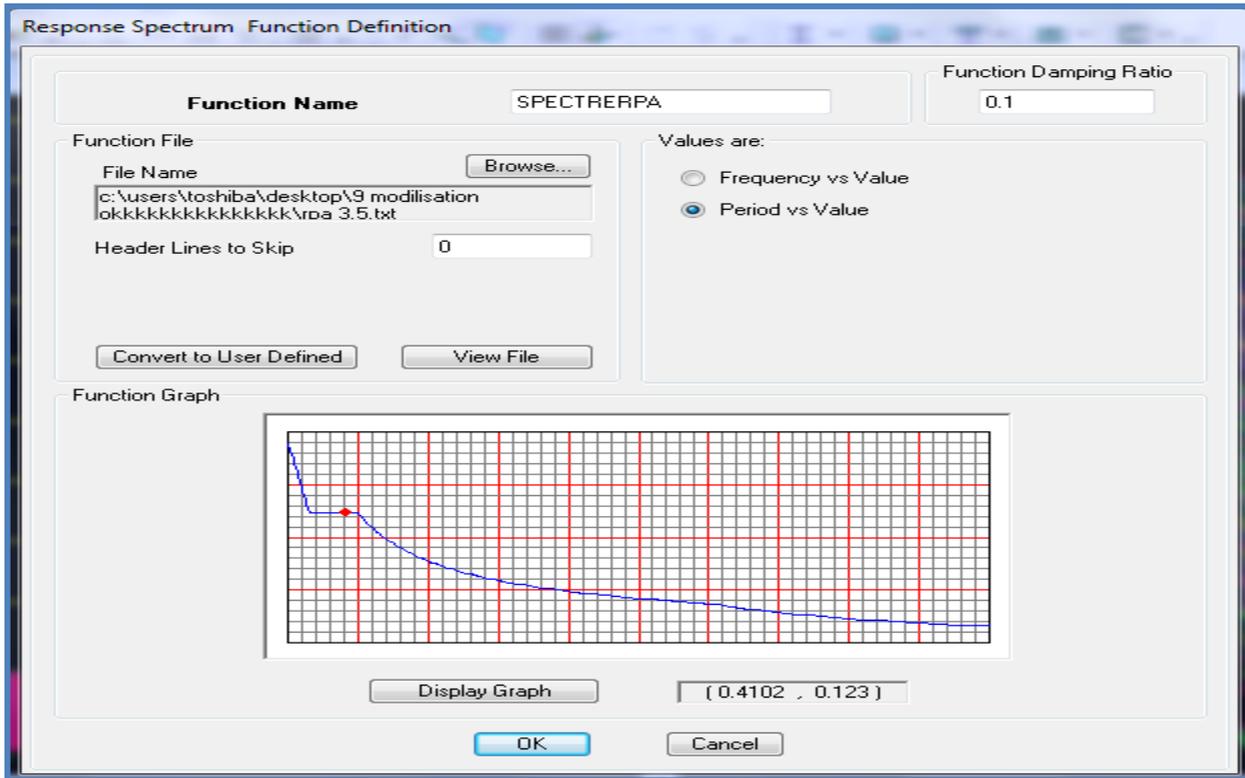
On clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

**Define** → **Reponse Spectrum Function** → **Spectrum from file**

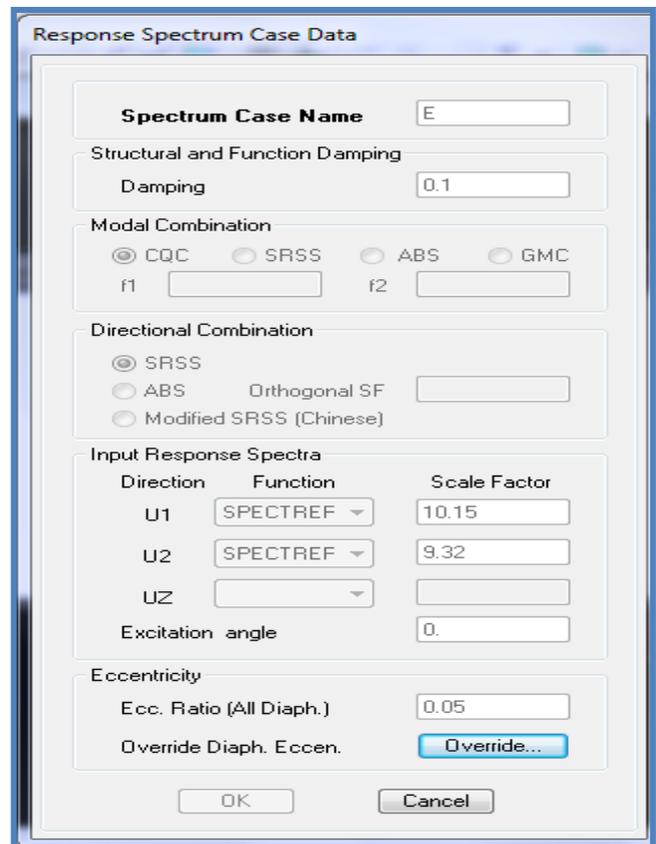
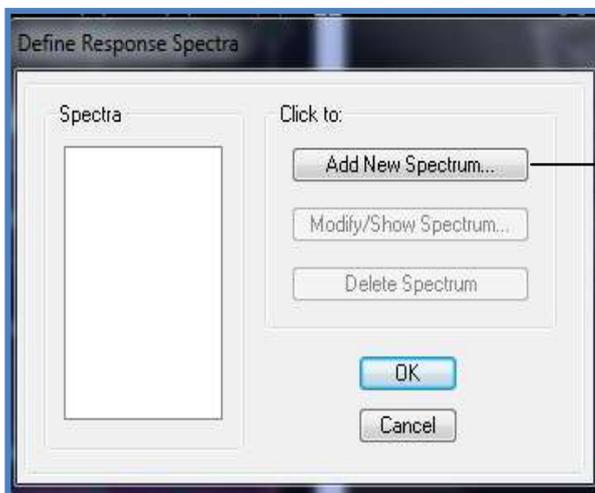




Étape 07 : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

**Define** → **Reponses spectrum** case au bien



➤ **Définition de la masse sismique** 

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99version 2003})$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W<sub>i</sub> : poids de l'étage i

W<sub>Gi</sub> : Poids dû aux charges permanentes

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

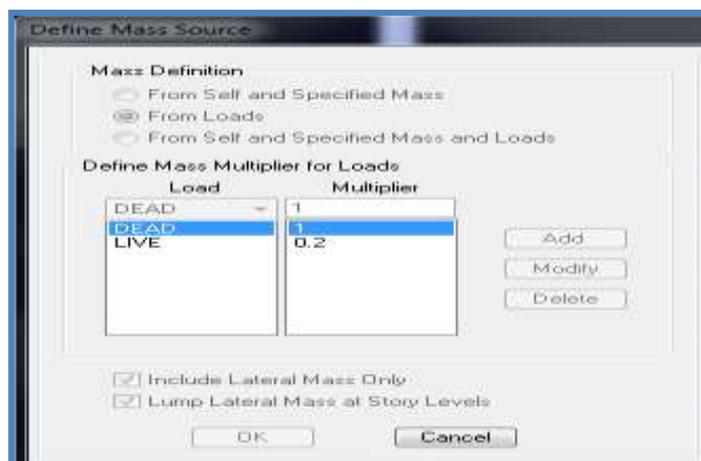
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc β = 0.2

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

**Define** → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ **Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :** 

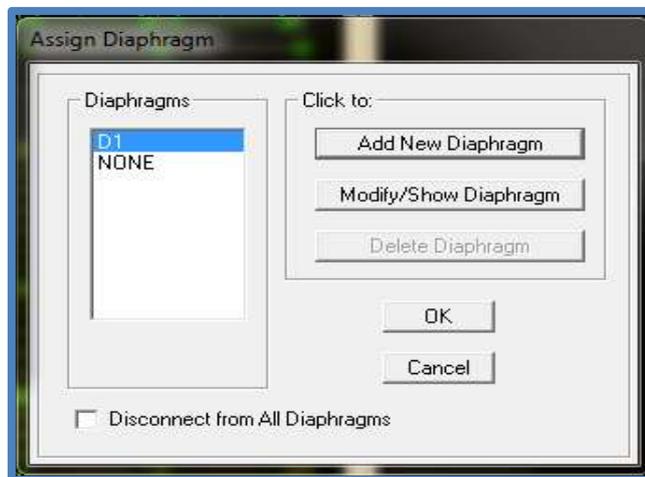
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Set Plain View** → **STORY 1** → **OK**

Sélections de la vues en plan du premier étage

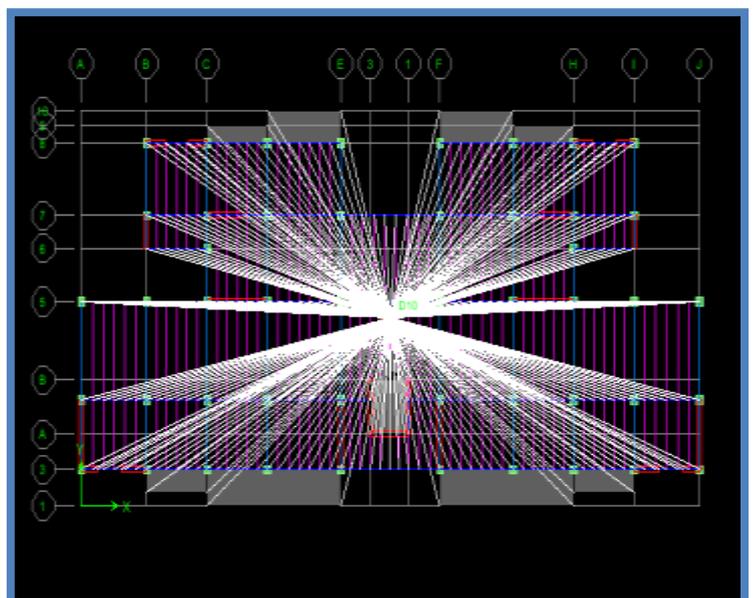
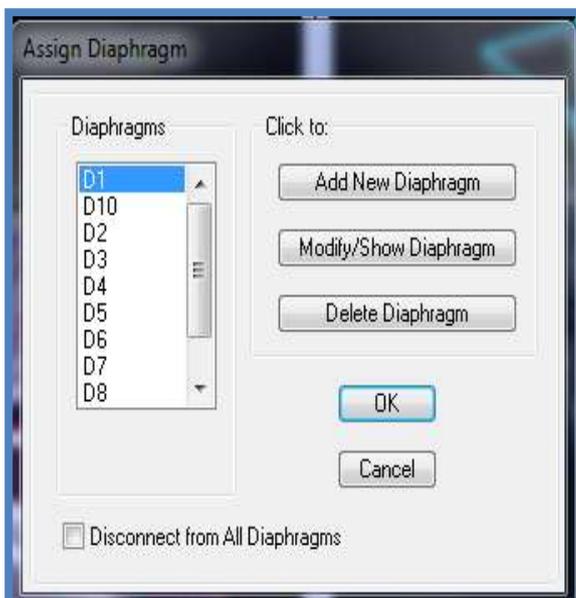
**Define** → **Diaphragm** → **OK**

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur

**Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers



## Étapes 08 : Chargement des éléments.

Terrasse h=3.06	$G=5.68\text{kN/m}^2=0.568\text{t/m}^2$ $Q=1\text{KN/m}^2=0.1\text{t/m}^2$	RDC h=3.57	$G=5.14\text{kN/m}^2=0.514\text{t/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2=0.25\text{t/m}^2$
Étage h=3.06	$G=5.14\text{kN/m}^2=0.514\text{t/m}^2$ $Q=1.5\text{KN/m}^2=0.15\text{t/m}^2$	Entre sole h=4.08	$G=5.14\text{kN/m}^2=0.514\text{t/m}^2$ $Q=3.5\text{KN/m}^2=0.35\text{t/m}^2$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$g = [G_t \times b] - [S_{\text{poutrelle}} \times \gamma_b] = 3.692 - (0.0452 \times 25) = 2.562 \text{ KN/m} = 0.2562 \text{ t/m}$$

$$q = Q \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m} = 0.065 \text{ t/m}$$

➤ **Planche étage courant :**

$$g = 5.14 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.211 \text{ KN/m} = 0.2211 \text{ t/m}$$

$$q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m} = 0.0975 \text{ t/m}$$

➤ **Planche RDC :**

$$g = 5.14 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.211 \text{ KN/m} = 0.2211 \text{ t/m}$$

$$q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m} = 0.1625 \text{ t/m}$$

➤ **Planche entre sol :**

$$g = 5.14 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.211 \text{ KN/m} = 0.2211 \text{ t/m}$$

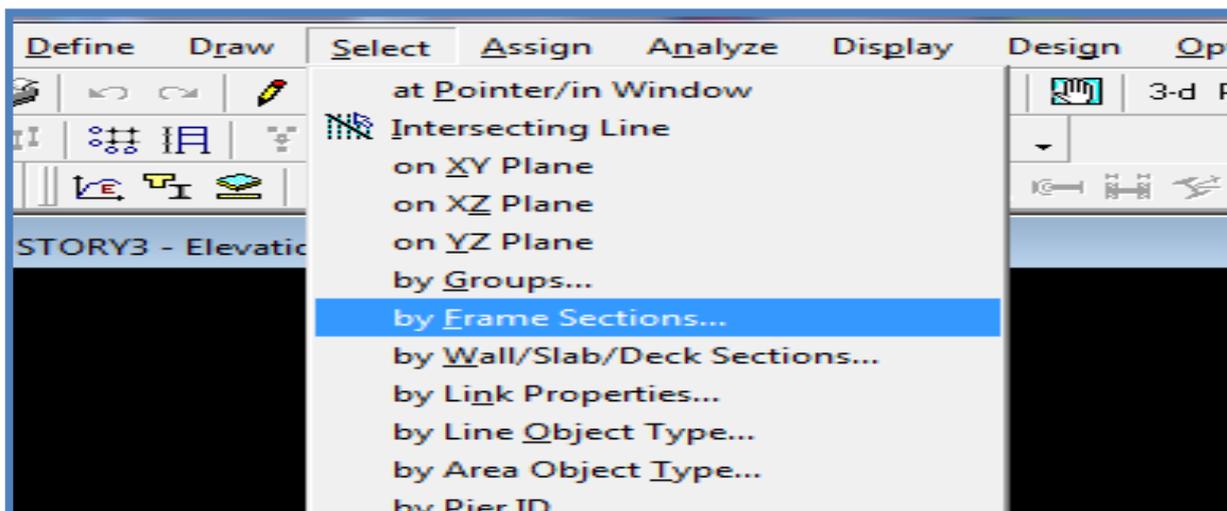
$$q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/m} = 0.2275 \text{ t/m}$$

➤ **Dalle pleine  $G_t=5.19\text{KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$** 

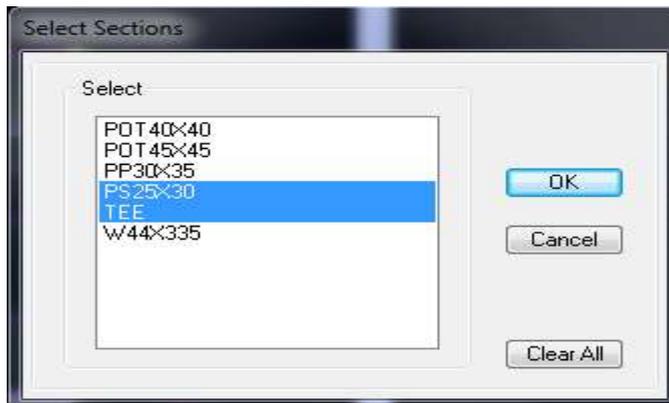
$$g = G - (e \times 25) = 5.19 - (0.15 \times 25) = 1.44 \text{ KN/m}^2 = 0.144 \text{ t/m}^2$$

$$q = 3.5 \text{ KN/m}^2 = 0.35 \text{ t/m}^2$$

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection des poutrelles et poutres secondaires



On sélection les poutres secondaire est les poutrelles puis OK

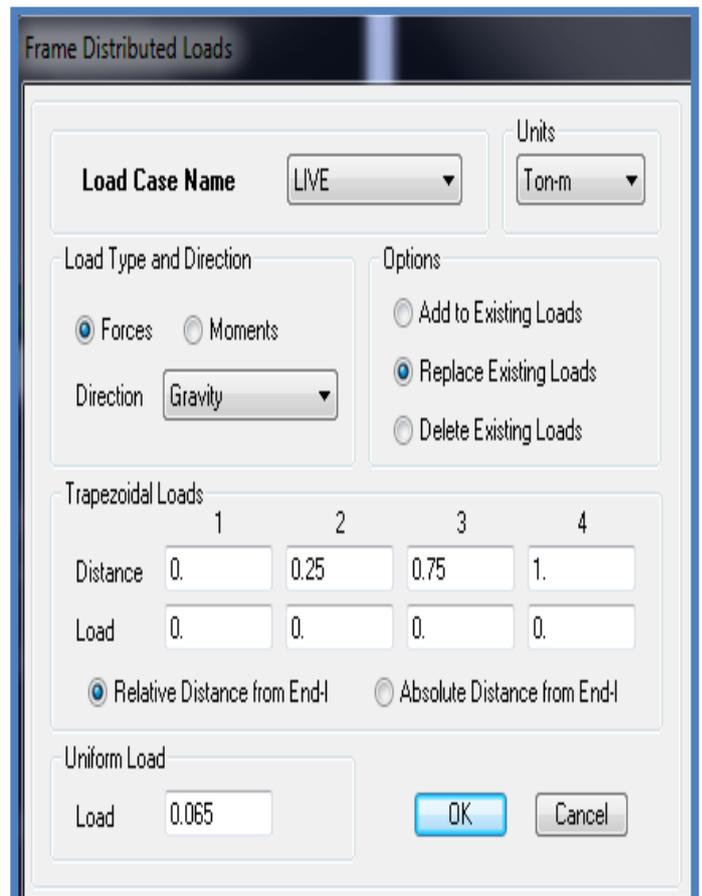
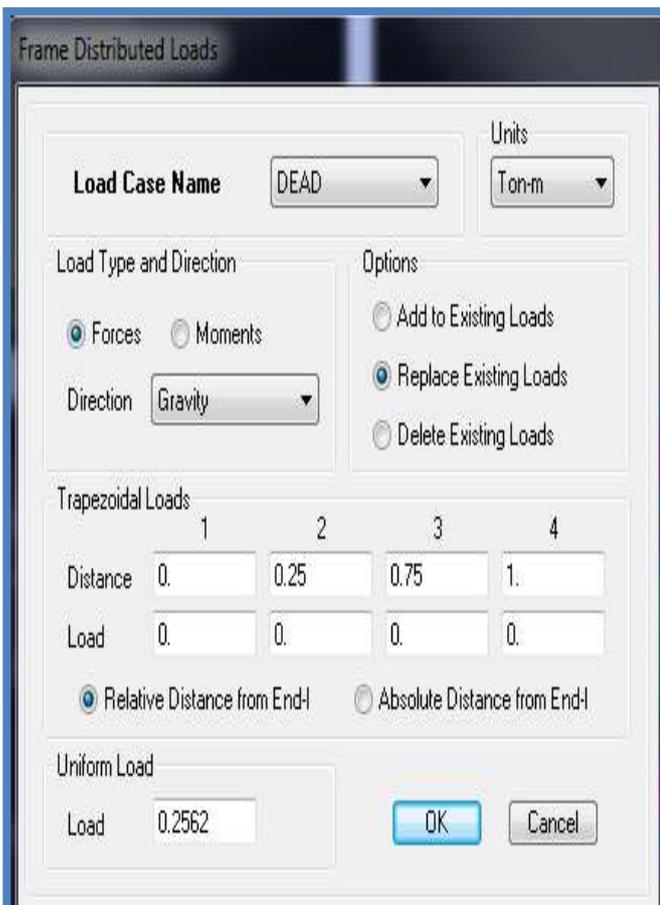


On sélection la vus en plan de l'étage à charger

**Assign** → **Areas loads** → **Frame/line loads** → **Distributed**

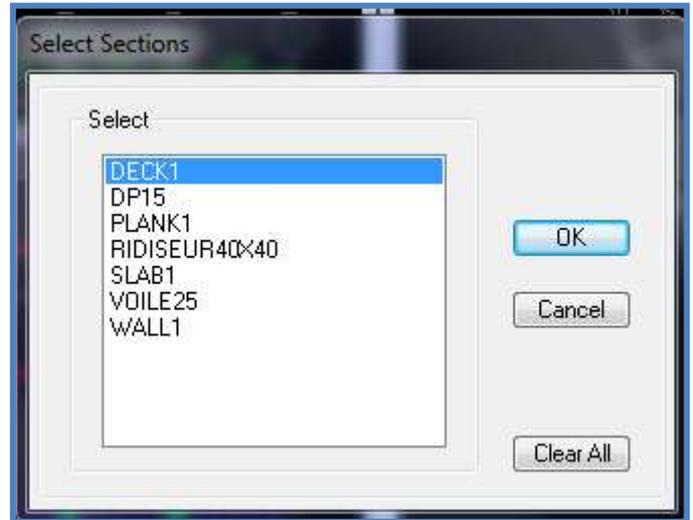
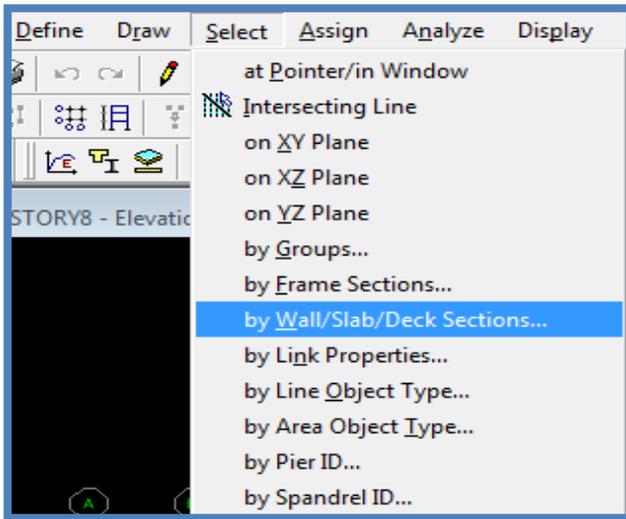
Ou bien on clique sur l'icone 

Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **chaque plancher** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)

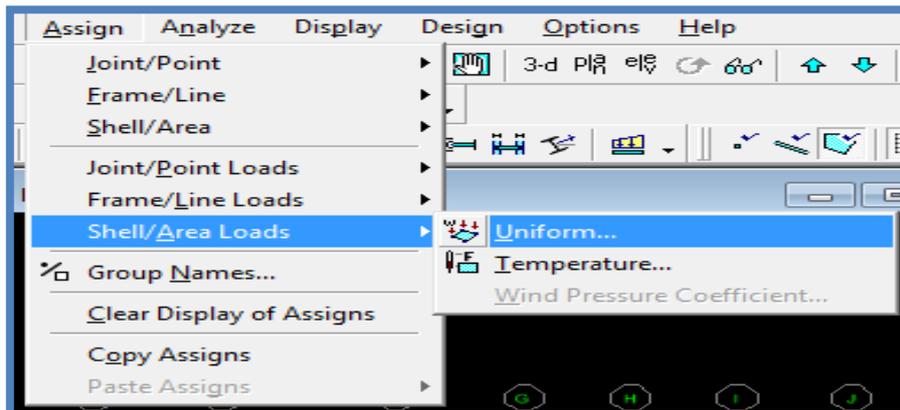


Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit :

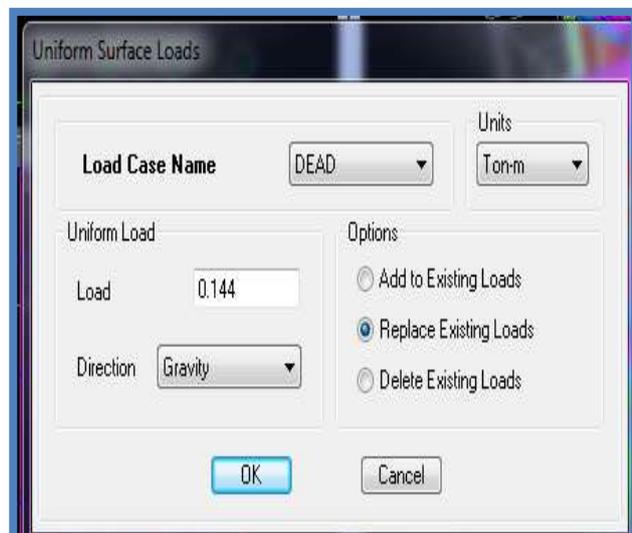
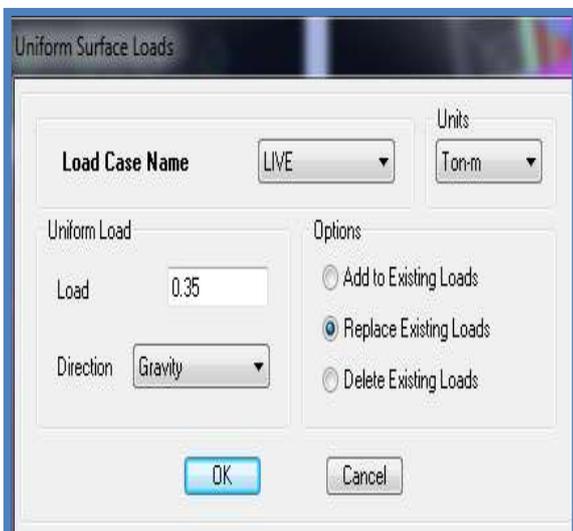
Select → by Wall/Slab/Deck Sections, on sélection DAL15 et on valide



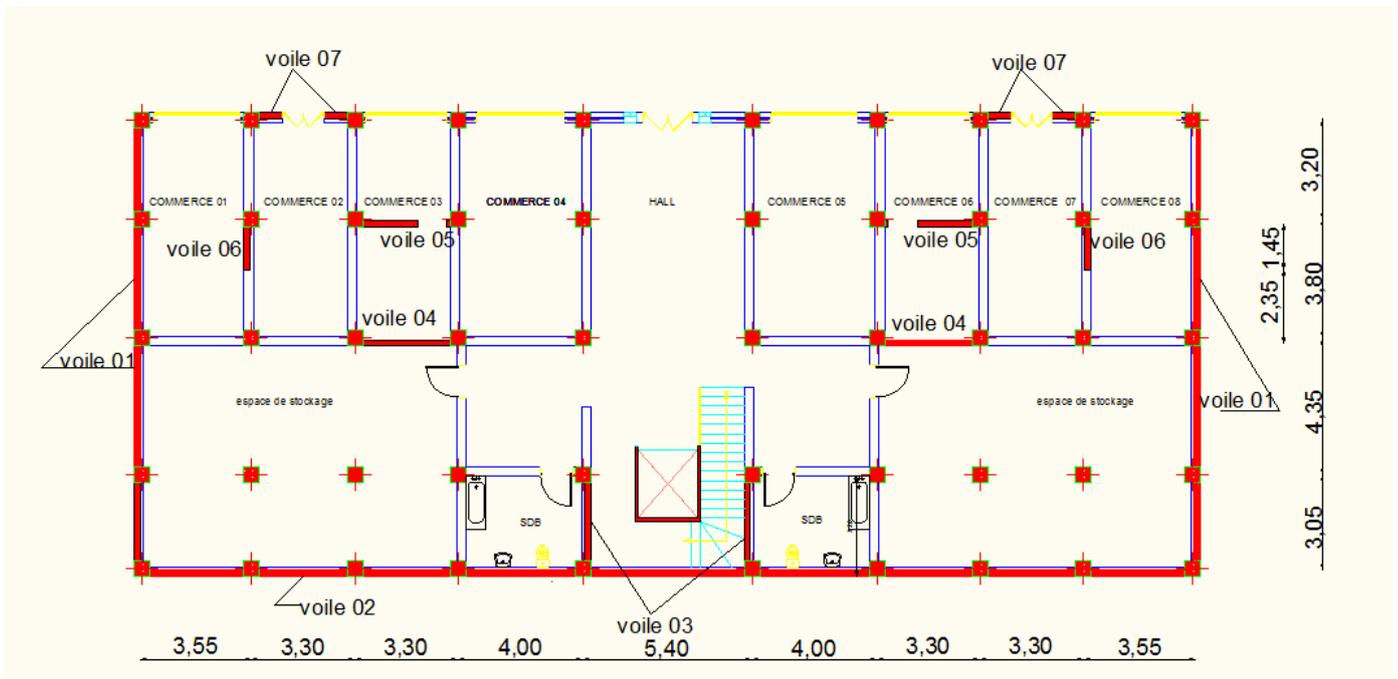
Assign → Shell/Area Loads → Uniform



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge de la dalle plane



Pour le chargement des voiles nous allons les sélectionner comme suit :



**Voile : 01 (qui est un voile de rive)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{3.55}{2}}{4.08} = 0.224 t/m^2$ $Q = \frac{0.35 \times 1.1775}{4.08} = 0.152 t/m^2$	$G = \frac{0.514 \times 1.1775}{3.57} = 0.169$ $G = \frac{0.25 \times 1.1775}{3.57} = 0.082$	$G = \frac{0.514 \times 1.1775}{3.06} = 0.197$ $G = \frac{0.15 \times 1.1775}{3.06} = 0.057$	$G = \frac{0.568 \times 1.1775}{3.06} = 0.218$ $G = \frac{0.1 \times 1.1775}{3.06} = 0.038$

**Voile : 02 (qu'est un voile de rive)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{3.05}{2}}{4.08} = 0.192 t/m^2$ $Q = \frac{0.35 \times 1.525}{4.08} = 0.131 t/m^2$	$G = \frac{0.514 \times 1.525}{3.57} = 0.219$ $G = \frac{0.25 \times 1.525}{3.57} = 0.106$	$G = \frac{0.514 \times 1.525}{3.06} = 0.2561$ $G = \frac{0.15 \times 1.525}{3.06} = 0.074$	$G = \frac{0.568 \times 1.525}{3.06} = 0.283$ $G = \frac{0.1 \times 1.525}{3.06} = 0.049$

**voile03 (voile intermédiaire)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{4.08} = 0.592$	$G = \frac{0.514 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.57} = 0.677$	$G = \frac{0.514 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.06} = 0.789$	$G = \frac{0.568 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.06} = 0.872$
$Q = \frac{0.35 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{4.08} = 0.403$	$G = \frac{0.25 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.57} = 0.329$	$G = \frac{0.15 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.06} = 0.230$	$G = \frac{0.1 \times \frac{4 + 5.4}{2}}{3.06} = 0.153$

**Voile 04 (voile intermédiaire)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 4.35}{2}}{4.08} = 0.513$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.57} = 0.587$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.06} = 0.684$	$G = \frac{0.568 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.06} = 0.756$
$Q = \frac{0.35 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{4.08} = 0.349$	$G = \frac{0.25 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.57} = 0.285$	$G = \frac{0.15 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.06} = 0.199$	$G = \frac{0.1 \times \frac{3.8 + 5.35}{2}}{3.06} = 0.133$

**Voile 05 (voile intermédiaire)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{4.08} = 0.441$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.57} = 0.5$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.06} = 0.588$	$G = \frac{0.568 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.06} = 0.650$
$Q = \frac{0.35 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{4.08} = 0.3$	$G = \frac{0.25 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.57} = 0.24$	$G = \frac{0.15 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.06} = 0.171$	$G = \frac{0.1 \times \frac{3.8 + 3.2}{2}}{3.06} = 0.114$

**Voile 06(voile intermédiaire)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{4.08} = 0.431$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.57} = 0.493$	$G = \frac{0.514 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.06} = 0.575$	$G = \frac{0.568 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.06} = 0.636$
$Q = \frac{0.35 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{4.08} = 0.294$	$G = \frac{0.25 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.57} = 0.24$	$G = \frac{0.15 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.06} = 0.168$	$G = \frac{0.1 \times \frac{3.55 + 3.3}{2}}{3.06} = 0.112$

**Voile 07(voile de rive)**

Entre sol	RDC	Etage	Terrasse
$G = \frac{0.514 \times 3.2}{4.08} = 0.403$	$G = \frac{0.514 \times 3.2}{3.57} = 0.461$	$G = \frac{0.514 \times 3.2}{3.06} = 0.537$	$G = \frac{0.568 \times 3.2}{3.06} = 0.594$
$Q = \frac{0.35 \times 3.2}{4.08} = 0.274$	$G = \frac{0.25 \times 3.2}{3.57} = 0.224$	$G = \frac{0.15 \times 3.2}{3.06} = 0.157$	$G = \frac{0.1 \times 3.2}{3.06} = 0.104$

Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.



◆ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

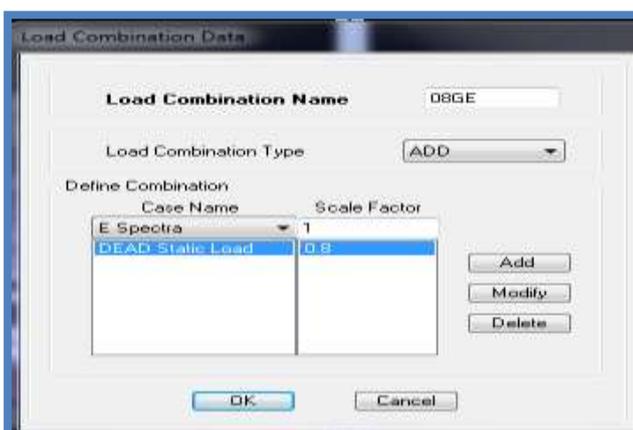
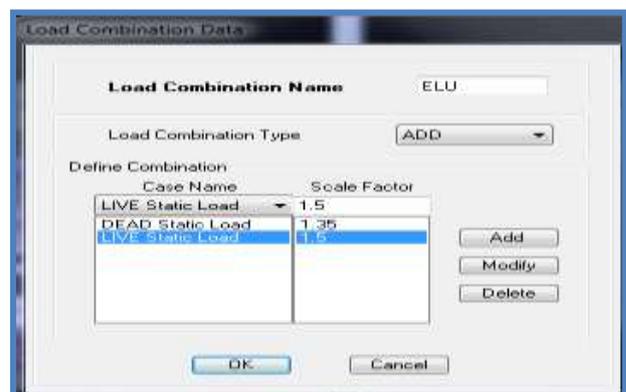
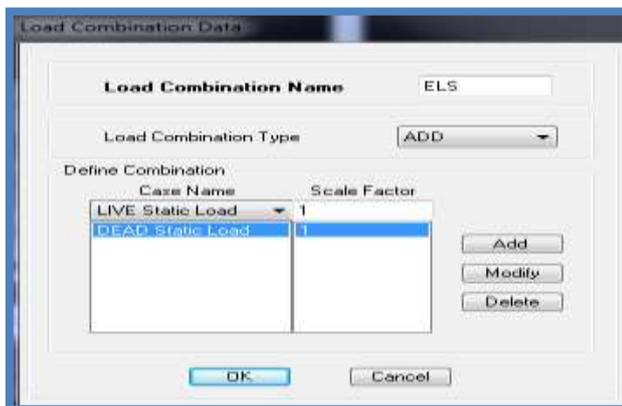
Pour les introduire dans le logiciel on suit cette enchaînement comme suite :

**Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur Add New Combo



On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur



## I. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.

## II. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

## III. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Condition sur la hauteur :

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas

65m en zone I II<sub>a</sub> II<sub>b</sub>

30m en zone III

b) Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

c) Condition complémentaire :

On zone II<sub>a</sub> II<sub>b</sub>

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec  $H < 23$  m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec  $H < 17$  m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec  $H < 10$  m

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

#### IV. Spectre de réponse de calcul.

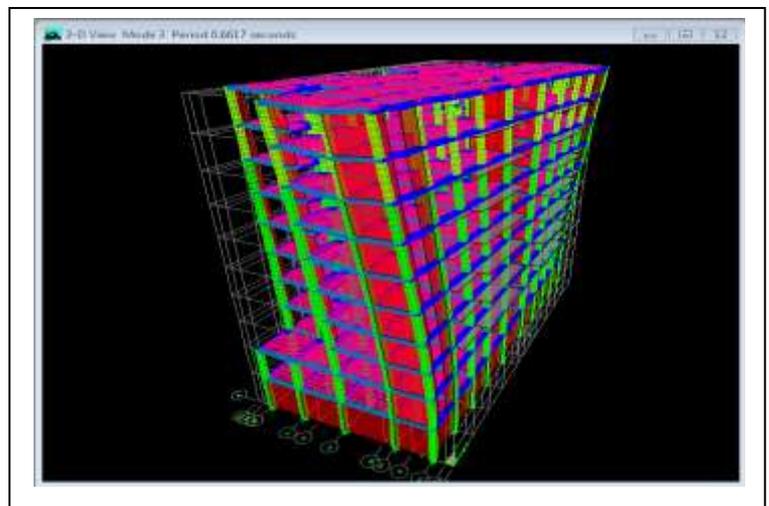
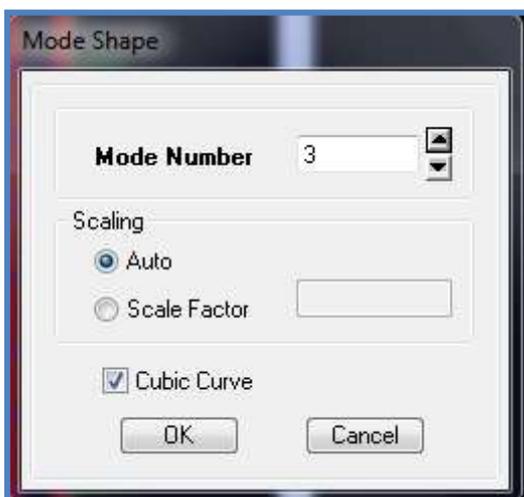
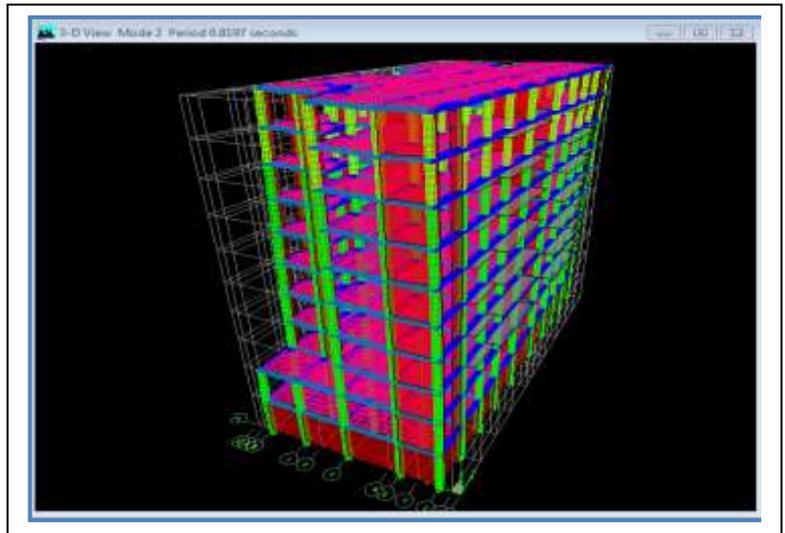
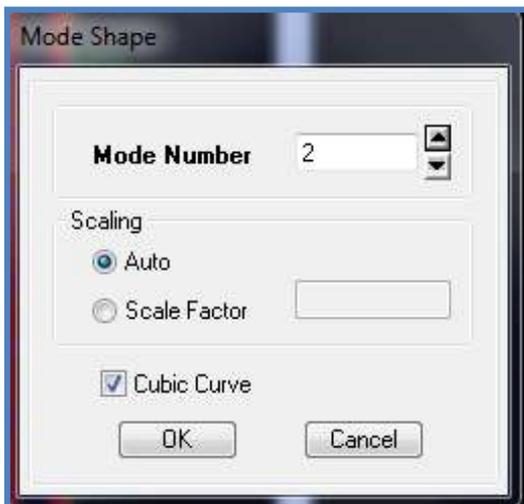
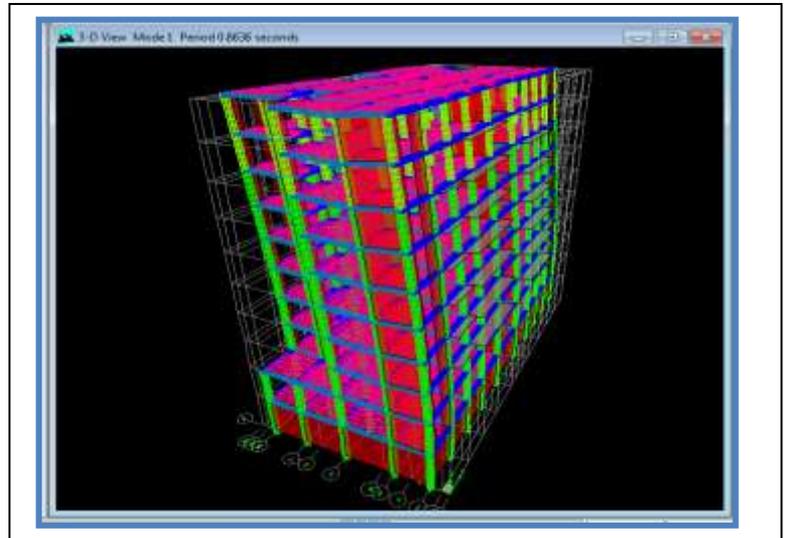
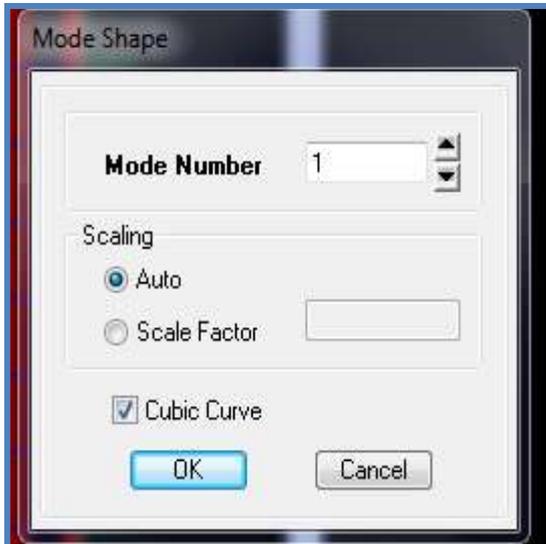
Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

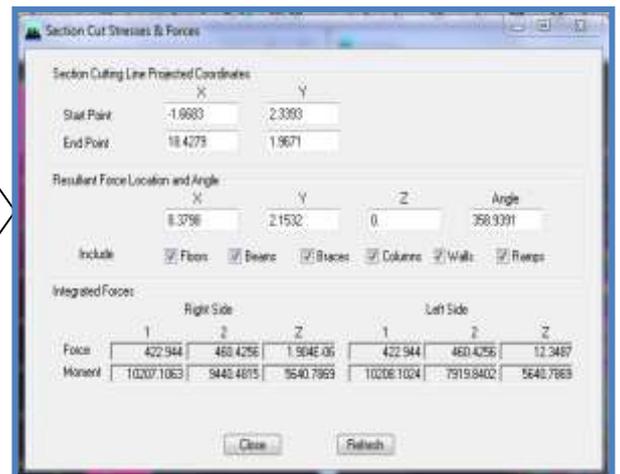
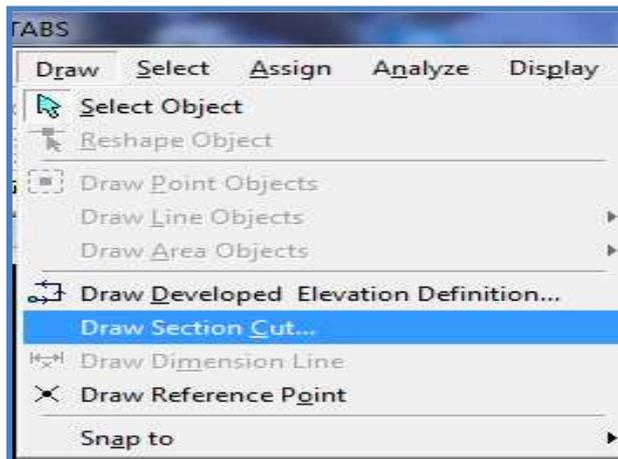
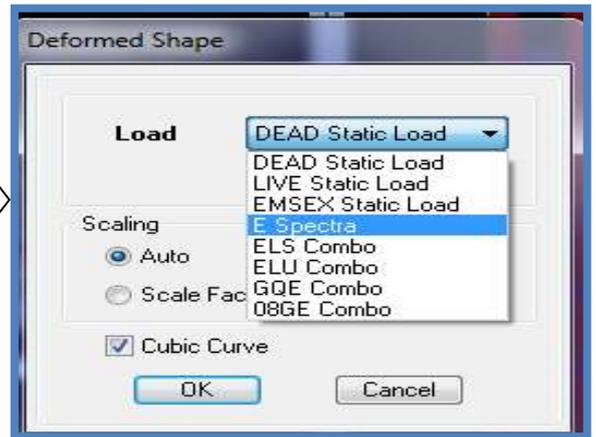
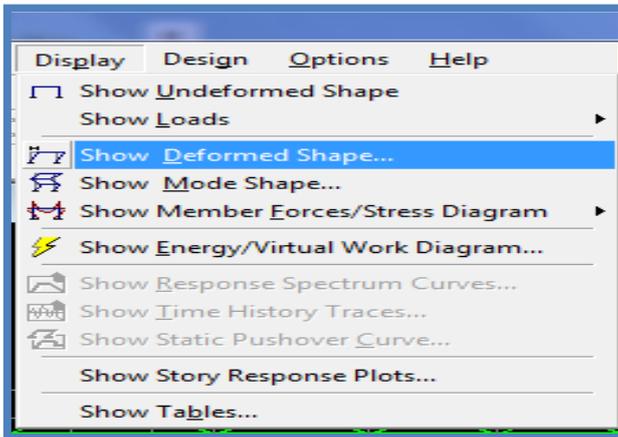
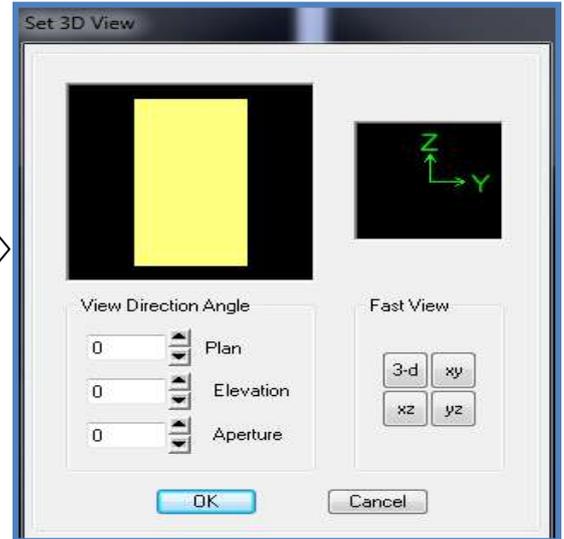
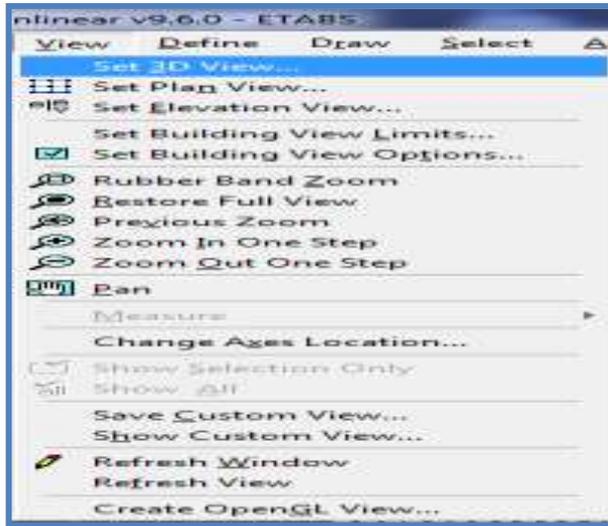
Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Display → Show Mode Shape



1) Type de contreventement (justification du type de contreventement):



Pour avoir l'effort tranchant repris par le portique on décoche toute les cases sauf columns  
 Pour avoir l'effort tranchant repris par le voile on décoche toute les cases sauf Walls

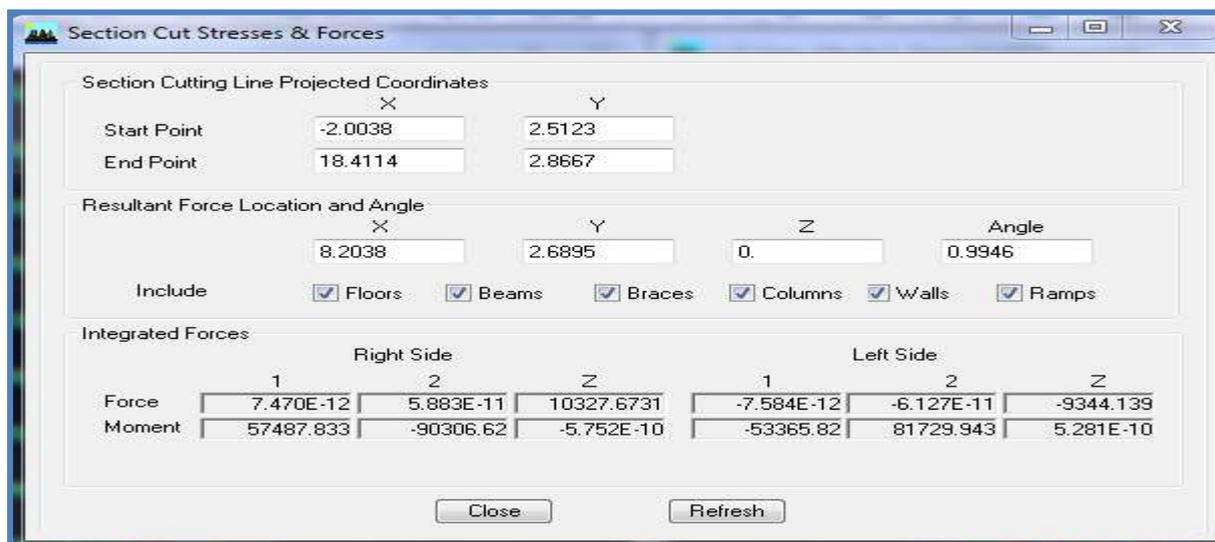
On obtient le tableau suivant y :

Etage	Total	V <sub>Portique</sub>	V <sub>Voile</sub>	% portique	% Voile
STORY10	91	62	49.06	68.13	53.84
STORY9	168	49	124	29.16	73.80
STORY8	227	53	176	23.34	77.53
STORY7	276	54	223	19.56	80.79
STORY6	317	50	268	15.77	84.54
STORY5	351	62	291	17.66	82.90
STORY4	380	52	330	13.68	86.84
STORY3	403	46	358	11.41	88.83
STORY2	422	34	389	8.05	92.18
STORY1	429	1	428	0.23	99.76

On obtient le tableau suivant z :

Etage	Total	V <sub>Portique</sub>	V <sub>Voile</sub>	% portique	% Voile
STORY10	91	62	49	68.13	53.84
STORY9	168	49	124	29.16	73.80
STORY8	227	53	176	23.34	77.53
STORY7	276	54	223	19.56	80.79
STORY6	317	50	268	15.77	84.54
STORY5	351	62	291	17.66	82.90
STORY4	380	52	330	13.68	86.84
STORY3	403	46	358	11.41	88.83
STORY2	422	34	389	8.05	92.18
STORY1	429	1	428	0.23	99.76

Display → Show Deformed Shape → ELU → OK → Draw Draw Section Cut



Effort vertical total V=10327.6731t

Effort vertical pour le voile V=7404.1907t

$10327.6731t \longrightarrow 100\%$   
 $7404.1907t \longrightarrow x=71\%$

} → **X=71% > 20%**

Donc les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Type de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles **R=3.5**

Conclusion : notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé

**2) Vérification du nombre de mode :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Table: Modal Participation Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.764084	64.5555	0.0000	0.0000	64.5555	0.0000	0.0000	0.0000	95.6181	1.1266	0.0000	95.6181	1.1266
2	0.673301	0.0000	64.4092	0.0000	64.5555	64.4092	0.0000	96.6983	0.0000	0.0000	96.6983	95.6181	1.1266
3	0.657438	1.2862	0.0000	0.0000	65.8417	64.4092	0.0000	0.0000	1.7212	60.8790	96.6983	97.3393	62.0056
4	0.172484	17.3105	0.0000	0.0000	83.1522	64.4092	0.0000	0.0000	1.8367	0.0002	96.6983	99.1760	62.0058
5	0.133835	0.0106	0.0000	0.0000	83.1627	64.4092	0.0000	0.0000	0.0008	18.7519	96.6983	99.1768	80.7576
6	0.132021	0.0000	19.7992	0.0000	83.1627	84.2084	0.0000	2.6203	0.0000	0.0000	99.3186	99.1768	80.7576
7	0.074438	6.2923	0.0000	0.0000	89.4550	84.2084	0.0000	0.0000	0.4816	0.0101	99.3186	99.6584	80.7677
8	0.056281	0.0251	0.0000	0.0000	89.4801	84.2084	0.0000	0.0000	0.0000	7.0945	99.3186	99.6584	87.8623
9	0.054647	0.0000	7.0641	0.0000	89.4801	91.2725	0.0000	0.4547	0.0000	0.0000	99.7733	99.6584	87.8623
10	0.044303	3.3442	0.0000	0.0000	92.8243	91.2725	0.0000	0.0000	0.1437	0.0051	99.7733	99.8021	87.8674
11	0.033739	0.1639	0.0000	0.0000	92.9882	91.2725	0.0000	0.0000	0.0022	3.5888	99.7733	99.8043	91.4562
12	0.032274	0.0000	3.5629	0.0000	92.9882	94.8354	0.0000	0.1254	0.0000	0.0000	99.8987	99.8043	91.4562

La condition du RPA se vérifié au 10<sup>eme</sup> Mode.....condition vérifiée

**3) Vérification L'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

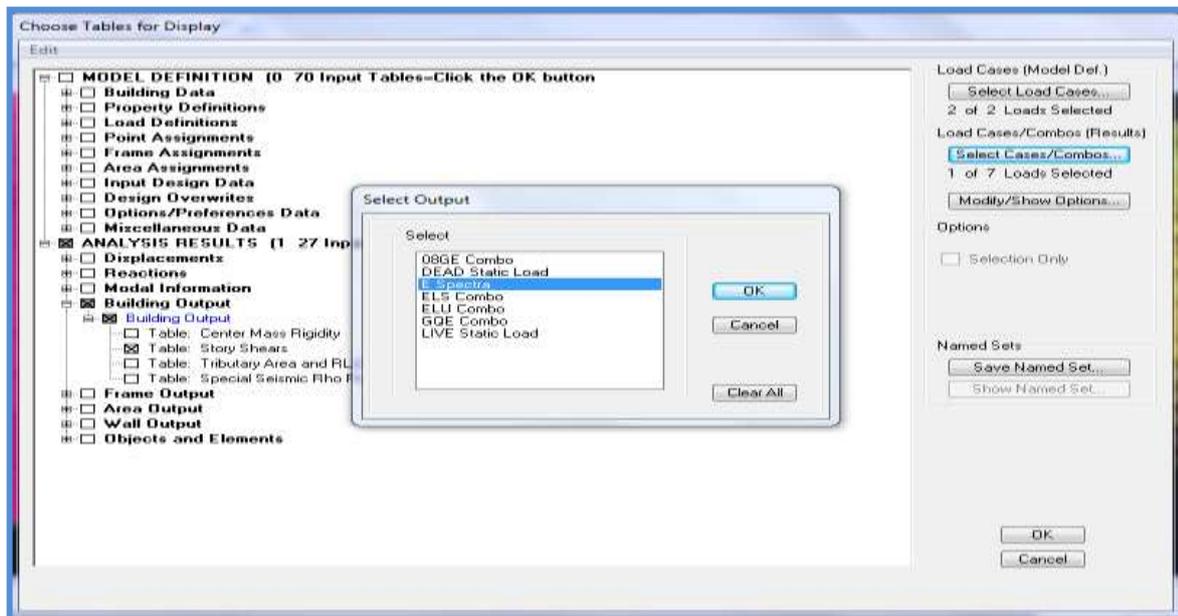
$$V_{base.MSM} \geq 80\%V_{base.MSE}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a)  $V_{base.MSM}$  :

L'effort tranche sous E

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → E spectra +OK



Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY10	E	Top	0.00	91.01	92.84	1890.707	0.000	0.000
	STORY10	E	Bottom	0.00	91.01	92.84	1890.707	284.091	278.496
	STORY9	E	Top	0.00	168.05	170.10	3468.509	284.091	278.496
	STORY9	E	Bottom	0.00	168.05	170.10	3468.509	800.408	788.462
	STORY8	E	Top	0.00	227.03	227.96	4671.235	800.408	788.462
	STORY8	E	Bottom	0.00	227.03	227.96	4671.235	1481.851	1467.067
	STORY7	E	Top	0.00	276.22	275.67	5681.240	1481.851	1467.067
	STORY7	E	Bottom	0.00	276.22	275.67	5681.240	2294.691	2282.723
	STORY6	E	Top	0.00	317.02	315.21	6530.737	2294.691	2282.723
	STORY6	E	Bottom	0.00	317.02	315.21	6530.737	3215.667	3211.721
	STORY5	E	Top	0.00	351.97	349.10	7274.894	3215.667	3211.721
	STORY5	E	Bottom	0.00	351.97	349.10	7274.894	4226.695	4235.009
	STORY4	E	Top	0.00	380.93	377.60	7911.806	4226.695	4235.009
	STORY4	E	Bottom	0.00	380.93	377.60	7911.806	5313.341	5336.625
	STORY3	E	Top	0.00	403.70	400.30	8436.572	5313.341	5336.625
	STORY3	E	Bottom	0.00	403.70	400.30	8436.572	6460.840	6499.822
	STORY2	E	Top	0.00	422.56	420.06	8912.110	6460.840	6499.822
	STORY2	E	Bottom	0.00	422.56	420.06	8912.110	7860.851	7916.592
	STORY1	E	Top	0.00	429.30	429.15	9133.065	7860.851	7916.592
	STORY1	E	Bottom	0.00	429.30	429.15	9133.065	9513.646	9582.344

Story	VX(t)	VY(t)
STORY 1	429.30	429.15

**b)  $V_{base.MSE}$**

D'après RPA99 la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base.MSE} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

- $A$ : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ II_a \end{array} \right\} A=0.15$$

- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période  $T$  du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période  $T_2$  associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

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

Avec :

$\eta$ :facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \longrightarrow \eta=0.76$$

$\xi$ :pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonner  $\xi=10\%$

- $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4	→ $T_2=0.5$
$T_2(s)$	0.3	0.4	0.5	0.7	

- Estimation de la période fondamentale  $T$  :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$  (4-6 RPA2003)

Avec :

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_n=28.05m$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99)  $C_T = 0.05$

$$\text{Donc } T = 0.05 \times 28.05^{\frac{3}{4}} = 0.609 \approx 0.61 \text{ S}$$

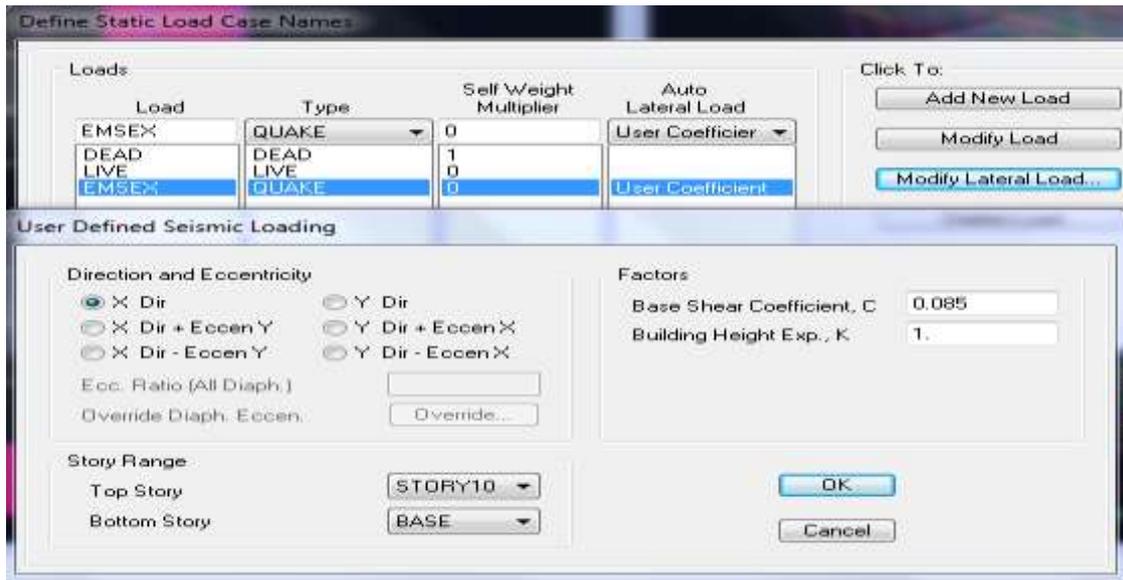
$$\text{Donc la valeur de } D \quad T_2=0.5S < T=0.61 < 3S$$

$$\text{Donc la valeur de } D \text{ est : } D = 1.66$$

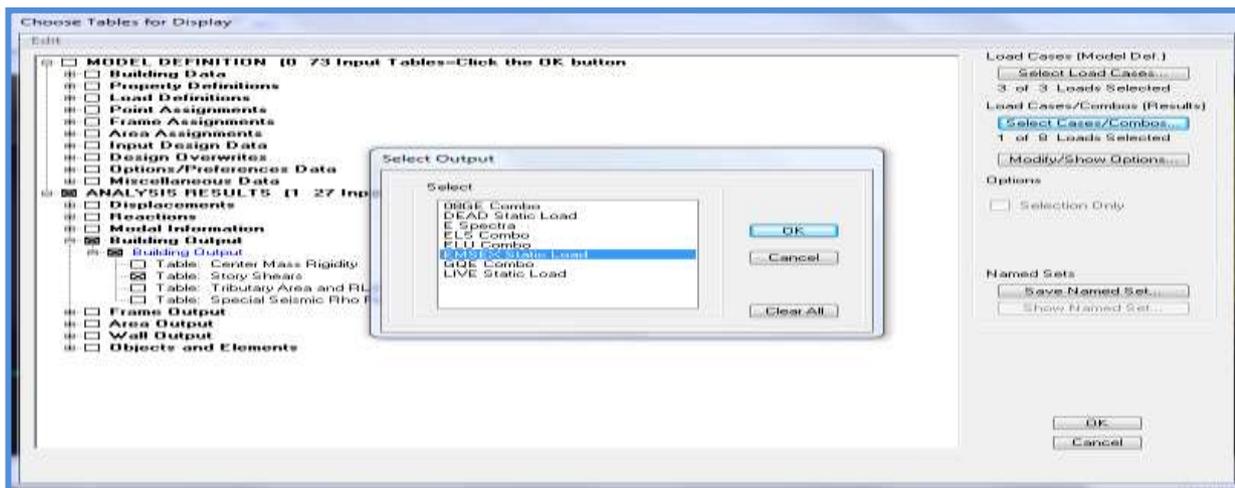
- $R$  : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé  $R=3.5$

$$V_{base MSE} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.20}{3.5} W = \mathbf{0.086W}$$

Define → static load cases → Modify Lateral Load



Analyze → Run Analysis → Display → Show Tables



Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY10	EMSEX	Top	0.00	-80.55	0.00	656.687	0.000	0.000
	STORY10	EMSEX	Bottom	0.00	-80.55	0.00	656.687	0.000	-246.494
	STORY9	EMSEX	Top	0.00	-167.36	0.00	1376.989	0.000	-246.494
	STORY9	EMSEX	Bottom	0.00	-167.36	0.00	1376.989	0.000	-758.614
	STORY8	EMSEX	Top	0.00	-244.68	0.00	2018.098	0.000	-758.614
	STORY8	EMSEX	Bottom	0.00	-244.68	0.00	2018.098	0.000	-1507.335
	STORY7	EMSEX	Top	0.00	-312.90	0.00	2583.782	0.000	-1507.335
	STORY7	EMSEX	Bottom	0.00	-312.90	0.00	2583.782	0.000	-2464.822
	STORY6	EMSEX	Top	0.00	-372.03	0.00	3074.042	0.000	-2464.822
	STORY6	EMSEX	Bottom	0.00	-372.03	0.00	3074.042	0.000	-3603.240
	STORY5	EMSEX	Top	0.00	-422.42	0.00	3492.028	0.000	-3603.240
	STORY5	EMSEX	Bottom	0.00	-422.42	0.00	3492.028	0.000	-4895.837
	STORY4	EMSEX	Top	0.00	-463.96	0.00	3836.863	0.000	-4895.837
	STORY4	EMSEX	Bottom	0.00	-463.96	0.00	3836.863	0.000	-6315.569
	STORY3	EMSEX	Top	0.00	-496.28	0.00	4105.067	0.000	-6315.569
	STORY3	EMSEX	Bottom	0.00	-496.28	0.00	4105.067	0.000	-7834.184
	STORY2	EMSEX	Top	0.00	-521.68	0.00	4328.841	0.000	-7834.184
	STORY2	EMSEX	Bottom	0.00	-521.68	0.00	4328.841	0.000	-9696.581
	STORY1	EMSEX	Top	0.00	-536.33	0.00	4458.076	0.000	-9696.581
	STORY1	EMSEX	Bottom	0.00	-536.33	0.00	4458.076	0.000	-11884.807

Story	VX(t)	VY(t)
STORY1	536.33	0.00
80%V	429.064	0.00

Vérification :

$$\left. \begin{aligned} V_x(\text{MSM}) &= 429.30 \text{ t} > 80\%V_x = 429.064\text{t} \\ V_y(\text{MSM}) &= 429.15 \text{ t} > 80\%V_y = 0\text{t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

4) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

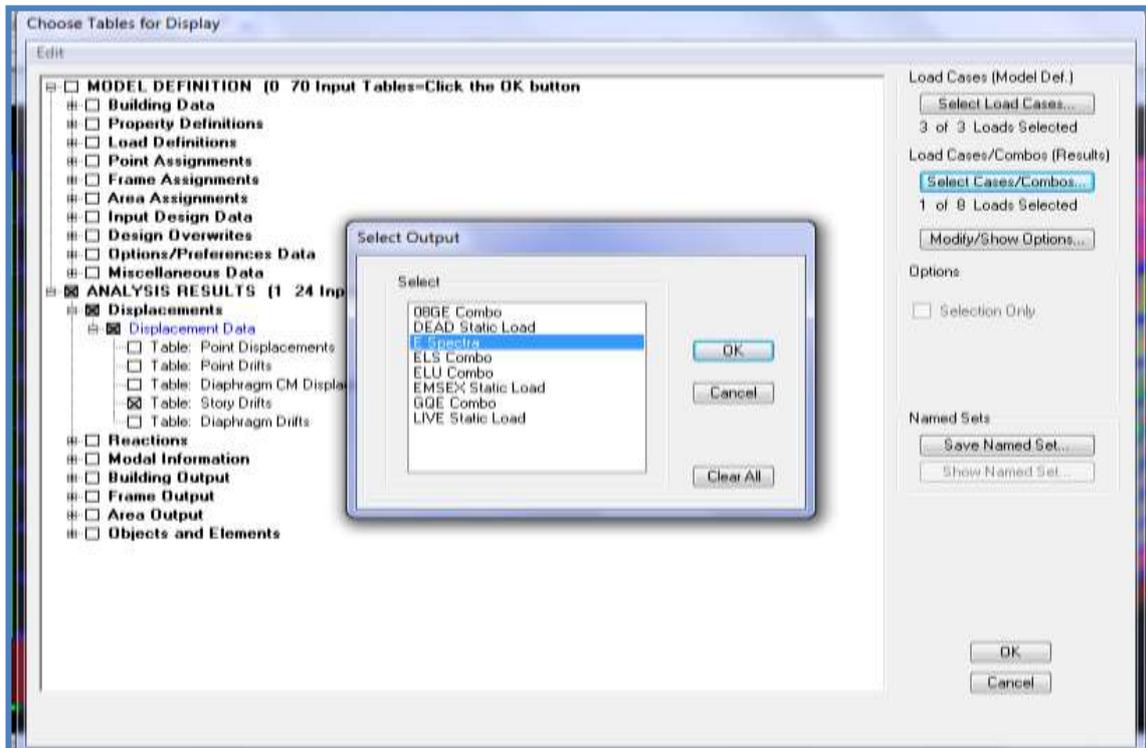
$$\delta_K = R\delta_{eK} \quad (4-19 \text{ RPA99 VERSION 2003})$$

$\delta_K$ : Déplacement du aux forces sismique

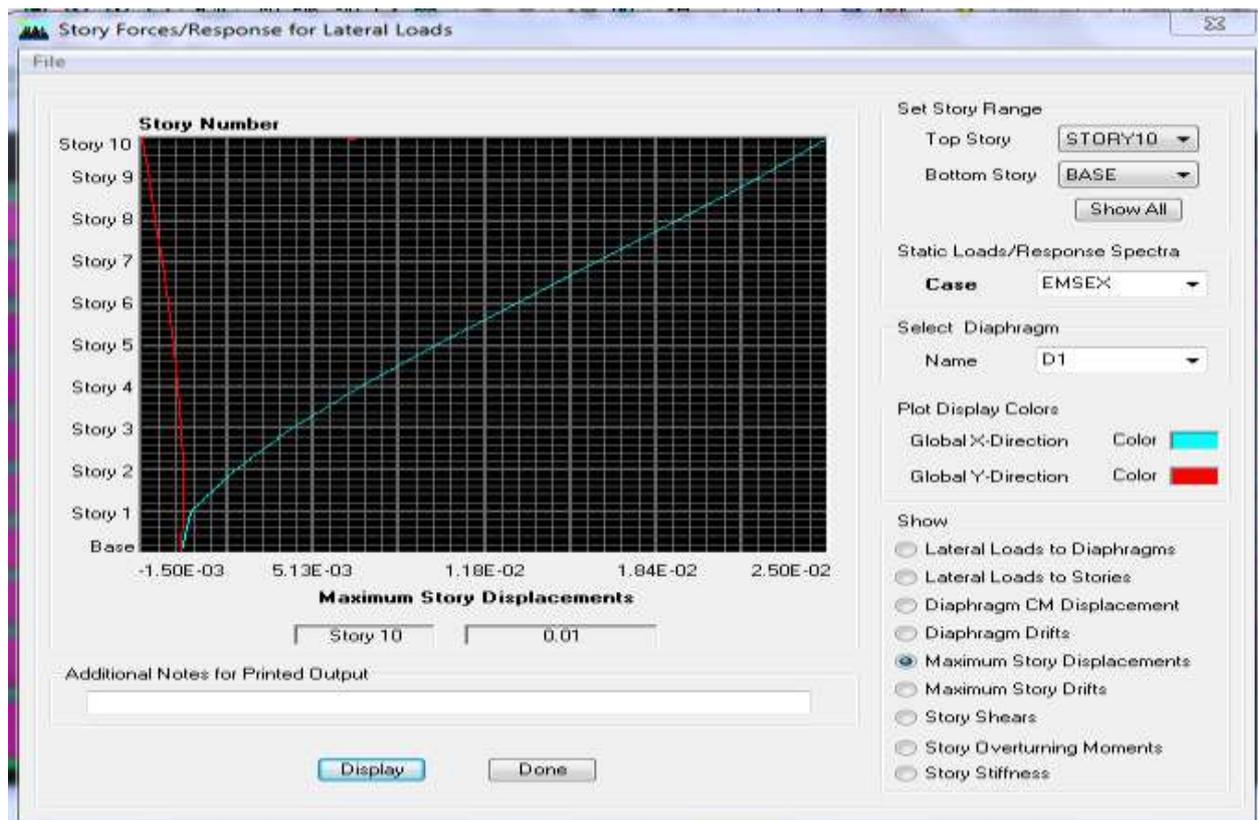
R: Coefficient de

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display  $\longrightarrow$  Show Tables



Story	DriftX(m)	DriftY(m)	DriftX R	DriftY R
STORY10	0.000928	0.000894	0.003248	0.003129
STORY9	0.00096	0.000904	0.00336	0.003164
STORY8	0.00098	0.000903	0.00343	0.0031605
STORY7	0.000983	0.000886	0.0034405	0.003101
STORY6	0.00096	0.000846	0.00336	0.002961
STORY5	0.000903	0.000779	0.0031605	0.0027265
STORY4	0.000809	0.000682	0.0028315	0.002387
STORY3	0.00066	0.000552	0.00231	0.001932
STORY2	0.000412	0.000344	0.001442	0.001204
STORY1	0.000095	0.000083	0.0003325	0.0002905



Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

5) Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient  $\theta = \frac{\Delta \times p}{h \times v}$  (5.9 RPA99 VERSION 2003)

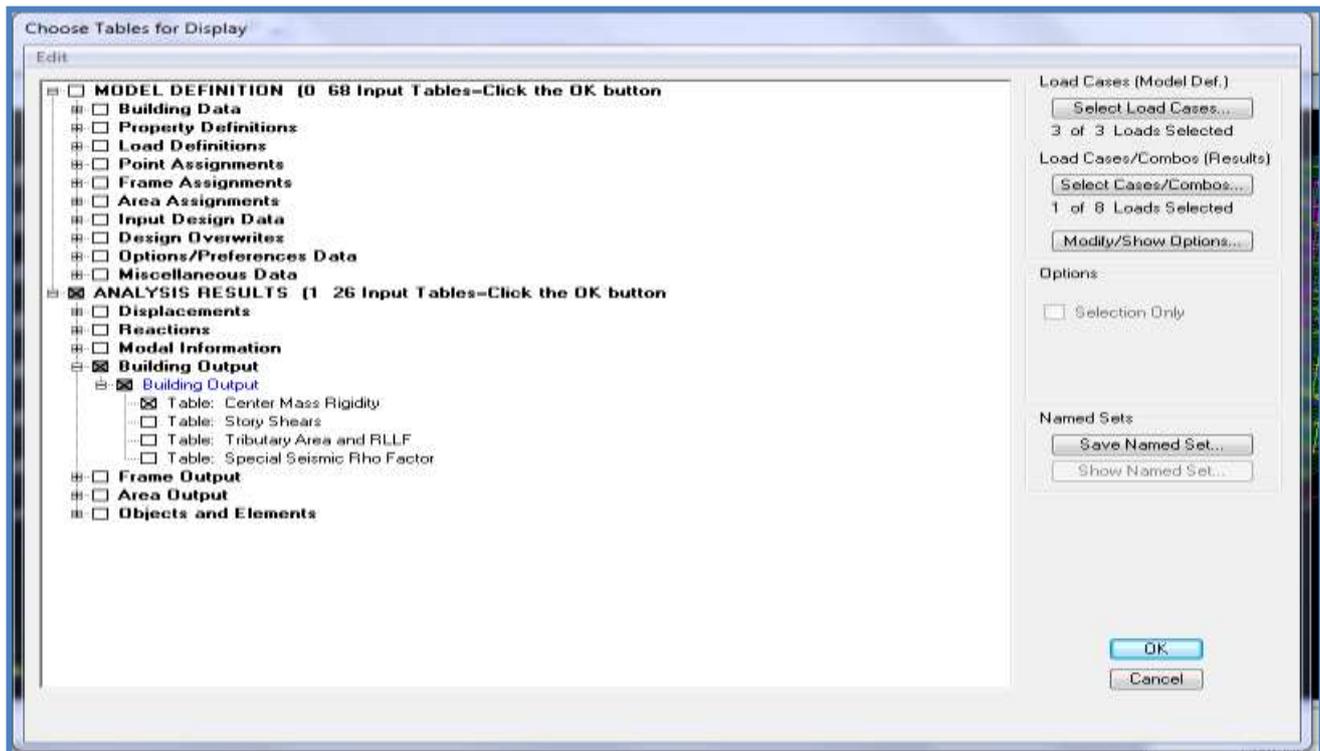
- Si  $\theta_k < 0,10$  : l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement



Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	STORY1	D1	76.1214	76.1214	16.850	8.821	76.1214	76.1214	16.850	8.821	16.850	3.977
	STORY2	D2	70.3881	70.3881	16.850	8.810	70.3881	70.3881	16.850	8.810	16.850	6.630
	STORY3	D3	63.9638	63.9638	16.850	8.300	63.9638	63.9638	16.850	8.300	16.850	7.743
	STORY4	D4	63.9638	63.9638	16.850	8.300	63.9638	63.9638	16.850	8.300	16.850	8.166
	STORY5	D5	63.4665	63.4665	16.850	8.296	63.4665	63.4665	16.850	8.296	16.850	8.409
	STORY6	D6	63.0201	63.0201	16.850	8.292	63.0201	63.0201	16.850	8.292	16.850	8.566
	STORY7	D7	63.0201	63.0201	16.850	8.292	63.0201	63.0201	16.850	8.292	16.850	8.678
	STORY8	D8	63.0201	63.0201	16.850	8.292	63.0201	63.0201	16.850	8.292	16.850	8.760
	STORY9	D9	63.3035	63.3035	16.850	8.298	63.3035	63.3035	16.850	8.298	16.850	8.820
	STORY10	D91	53.1493	53.1493	16.850	8.152	53.1493	53.1493	16.850	8.152	16.850	8.865

Story	MassX	MassY	MassX *10.15	MassY*9.32
STORY10	53.1493	53.1493	539.465395	495.351476
STORY9	116.4528	116.4528	1181.99592	1085.3401
STORY8	179.4729	179.4729	1821.64994	1672.68743
STORY7	242.493	242.493	2461.30395	2260.03476
STORY6	305.5131	305.5131	3100.95797	2847.38209
STORY5	368.9796	368.9796	3745.14294	3438.88987
STORY4	432.9434	432.9434	4394.37551	4035.03249
STORY3	496.9072	496.9072	5043.60808	4631.1751
STORY2	567.2953	567.2953	5758.0473	5287.1922
STORY1	643.4167	643.4167	6530.67951	5996.64364

Suivant le sens X:

Story	P(t)	$\Delta X(m)$	$v_X(t)$	h(m)	$\theta$
STORY10	539.465395	0.003248	91.01	3.06	0.00629172
STORY9	1181.99592	0.00336	168.05	3.06	0.00772316
STORY8	1821.64994	0.00343	227.03	3.06	0.00899403
STORY7	2461.30395	0.0034405	276.22	3.06	0.01001867
STORY6	3100.95797	0.00336	317.02	3.06	0.01074056
STORY5	3745.14294	0.0031605	351.97	3.06	0.01098999
STORY4	4394.37551	0.0028315	380.93	3.06	0.01067449
STORY3	5043.60808	0.00231	403.7	3.06	0.00943133
STORY2	5758.0473	0.001442	422.56	3.57	0.00550407
STORY1	6530.67951	0.0003325	429.3	4.08	0.00123974

Suivant le sens Y:

Story	P(t)	$\Delta X(m)$	$v_Y(t)$	h(m)	$\theta$
STORY10	495.351476	0.003129	92.84	3.06	0.00545585
STORY9	1085.3401	0.003164	170.1	3.06	0.00659746
STORY8	1672.68743	0.0031605	227.96	3.06	0.00757863
STORY7	2260.03476	0.003101	275.67	3.06	0.00830818
STORY6	2847.38209	0.002961	315.21	3.06	0.00874103
STORY5	3438.88987	0.0027265	349.1	3.06	0.00877713
STORY4	4035.03249	0.002387	377.6	3.06	0.00833578
STORY3	4631.1751	0.001932	400.3	3.06	0.00730451
STORY2	5287.1922	0.001204	420.06	3.57	0.00424494
STORY1	5996.64364	0.0002905	429.15	4.08	0.00099491

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

### 6) Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 \text{ VERSION } 2003)$$

$B_c$  : section du poteau.

$N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{138.95}{45 \times 45 \times 25} \times 10^2 = 0.27 \leq 0.3$$

### 7) Conclusions.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

## 1. FERRAILAGE DES POTEAUX

### 1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier( FeF400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau 1-1:Caractéristiques mécanique des matériaux

### 2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 (Situation durable)  
ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)  
 $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

Les calculs se ferrèrent en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ Effort normal maximal et le moment correspondant. ( $N_{\max} : M_{\text{correspondant}}$ )
- ✚ Effort normal minimal et le moment correspondant. ( $N_{\min} : M_{\text{correspondant}}$ )
- ✚ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. ( $M_{\max} : N_{\text{correspondant}}$ )

### 3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa :

#### a) Armature longitudinales (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

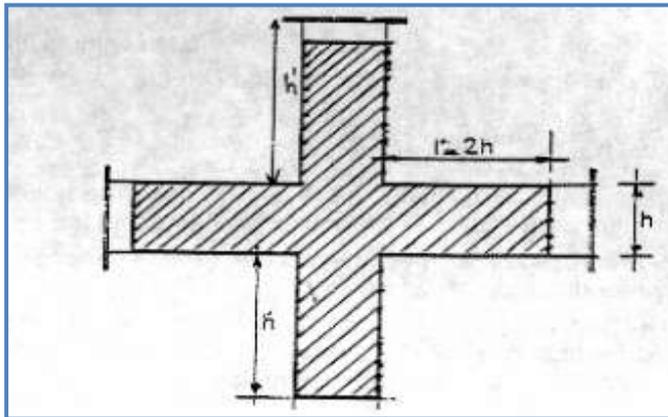
- Le pourcentage minimal d'armatures est de **0.8%bh** (en zone IIa) .
- Le pourcentage maximal est de :

**4%** en zone courante

**6%** en zone de recouvrement

Section du poteaux $\text{cm}^2$	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% b h (\text{cm}^2)$	Pourcentage maximal ( $\text{cm}^2$ )	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
45x45	16.20	121.5	81
40x40	12.8	96	64

- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements pour la zone IIa est de  $L_R = 40\Phi$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales



$$L' = 2h$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

Avec :  $(h_1 ; b_1)$ : section de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

**b) Armature transversales (Art 7.4.2.2) :**

- Pour la zone IIa  $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\phi_l^{min}; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\phi_l^{min} \text{ en zone courante} \end{array} \right.$

$\phi_l$  : est le diamètre maximale des armatures longitudinales du poteau

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Avec  $\phi_l^{max}$  : Diamètre maximale des armatures longitudinales

D'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- VERSION 2003)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en %

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpolation entre les valeurs limites précédentes :

Avec :

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  longueur de flambement du poteau qui est égale à  $l_f = 0.7 L_0$

#### 4. Ferrailage des poteaux à l'ELU :

##### A) Les armatures longitudinales :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chacune des zones suivantes :

**Zone 1 :** [poteaux 45×45] (cm<sup>2</sup>)

**Zone 2 :** [poteaux 40×40] (cm<sup>2</sup>)

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET).

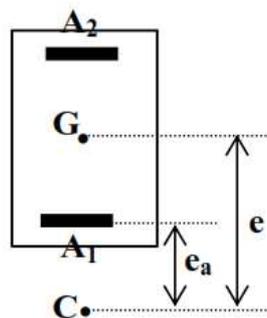
Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC).

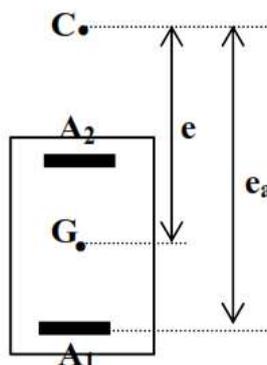
##### → Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivants

**1<sup>er</sup> cas :** si l'effort appliqué est un effort de traction et son point d'application est situé à l'extérieur de la section

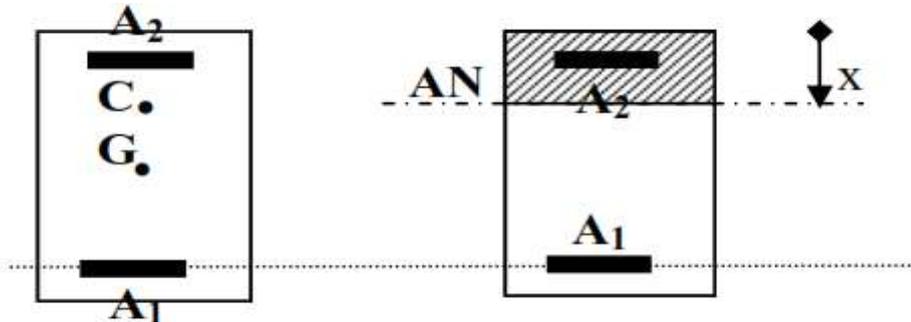


**2<sup>er</sup> cas :** Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section



3<sup>er</sup> cas : si l'effort appliqué est un effort de compression est son point d'application se situe entre les armatures et s'il est proche des armatures supérieures et la condition suivante est vérifiée

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81)bhf_{bc}$$



1) Détermination des armatures :

➤  $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul du moment fictif  $M_f = N a$

Avec **a** : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures  $a = e_u - (0.5h - c)$

Pour un effort de traction  $N = N_{ut}$

Pour un effort de compression  $N = N_{uc}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  SSA

Si  $\mu_f \geq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  SDA

➤ Calcul des armatures fictives :

Pour une section simplement armée (SSA) :

- $A_1 = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$

- $A'_2 = 0$

Pour une section doublement armée (SDA)

- $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- $A'_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Avec :  $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$  : Moment ultime pour une SSA

$$\Delta M = M_f - M_r$$

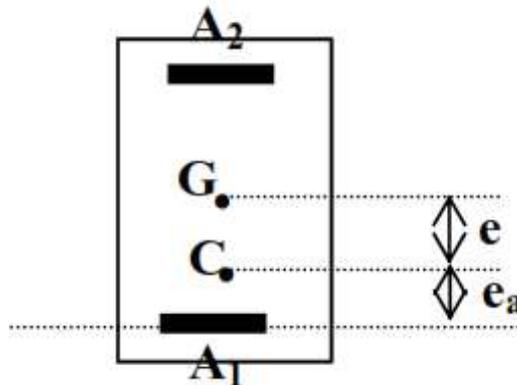
➤ Calcul des armatures réelles :

- Armature comprimées  $A' = A'_2$

- Armature tendues  $A = A_1 \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction} \end{cases}$

➔ Section entièrement tendue (SET) :

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures



➤  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul des armatures

- $A_1 = \frac{N a}{(d - c')\sigma_{st}}$
- $A' = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$

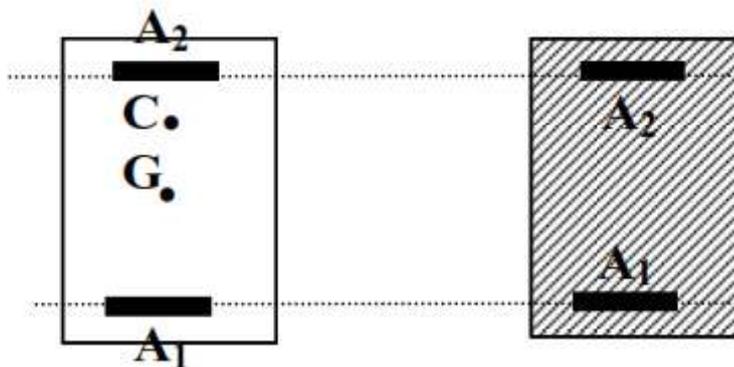
Avec :

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armature

$$a = 0.5h - c - e_u = d - 0.5h - e$$

➔ Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et son point d'application est entre les armatures et près du centre de gravité.



$$\triangleright e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

➤ Calcul de a et b :

- $a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$

- $b = N(d - c') - M_f$

$$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} \leq b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SEC}$$

$$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} > b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SPC}$$

➤ Calcul de  $c = (0.5h - c')bh f_{bc}$

$$b \leq c \quad \text{SSA}$$

$$b \geq c \quad \text{SDA}$$

Pour une section simplement armée (SSA) :

- $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

- $A_2' = 0$

Pour une section doublement armée (SDA)

- $A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$

- $A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$

➔ **Exemple de calcul Pour le Poteau (45×45):**

$N_u = -1781.7 \text{ KN} ; M_u = 9.63 \text{ KN.m}$

$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42 \text{ m}$

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 9.63 - 1781.7 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03\right) = -337.8 \text{ KN m}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} = 14200 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcule de e :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = -0.005 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.195 \text{ m}$$

➤ **Calcul de a et b:**

<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>a = (0.337h - 0.81) b h f_{bc}</math></li> <li>• <math>b = N(d - c') - M_f</math></li> </ul>	}	<p><math>a \leq b \dots\dots\dots \text{SEC}</math></p> <p><math>a &gt; b \dots\dots\dots \text{SPC}</math></p>
---	---	---

$a = (0.337h - 0.81) b h f_{bc} = (0.337 \times 0.45 - 0.81) 0.45 \times 0.45 \times 14200 = -1893.085 \text{ KNm}$

$b = N_u (d - c') - M_f = -1781.7 (0.42 - 0.03) + 337.8 = -357.063 \text{ KN.m.}$

$a = -1893.085 < b = -357.063 \text{ KNm} \dots\dots\dots \text{SEC}$

➤ **Calcul de c :**

$c = (0.5h - c') b h f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.03) 0.45 \times 0.45 \times 14200 = 560.7225 \text{ KNm}$

$b = -357.063 \text{ KNm} \leq c = 560.7225 \text{ KNm} \dots\dots\dots \text{SSA}$

➤ **Calcul des armatures:**

•  $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec 
$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{-1781.7(0.42 - 0.03) - 9.63}{0.45 \times 0.45^2 \times 14200}}{0.857 - \frac{0.03}{0.45}} = -0.23$$

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{-1781.7 + 0.23 \times 0.45 \times 0.45 \times 14200}{348000} = -0.003219 \text{ m}^2$$

$A_1 = 0 \text{ cm}^2$

$A'_2 = 0 \text{ cm}^2$

Le ferraillage est fait par zone :

- Zone I : entre sol au 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone II : 4<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Efforts N(t)	Moments M(t m)	e <sub>u</sub> (m)	$\left(\frac{h}{2} - c\right)$ (m)	Obs 1	Obs 2	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Entre sol RDC-1-2- 3 étage.	45X45	N <sub>max</sub> = -178.17	M <sub>corr</sub> = 0.963	-0.005	0.195	SEC	SSA	0	0	16.20	20.6	4HA20+4HA16
		N <sub>min</sub> = -5.69	M <sub>corr</sub> = 0.885	-0.155		SEC	SSA	0	0	16.20	20.6	4HA20+4HA16
		N <sub>corr</sub> = -40.9	M <sub>max</sub> = 7.959	-0.194		SPC	SSA	0	0.09	16.20	20.6	4HA20+4HA16
4-5-6-7-8 étage	40X40	N <sub>max</sub> = -85.62	M <sub>corr</sub> = -0.814	0.009	0.17	SEC	SSA	0	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>min</sub> = -0.18	M <sub>corr</sub> = 2.25	-12.5		SPC	SSA	0	1.75	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>corr</sub> = -7.56	M <sub>max</sub> = 8.458	-1.118		SPC	SSA	0	5.96	12.8	14.19	4HA16+4HA14

Tableau 1-2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux

**B) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

➤ **Espacement des armatures transversal  $S_t$ :**

a) D'après (Art .7.4.2.2/RPA99 version 2003)

➔  $S_t \leq \min(20cm; 15cm) = 15cm$  . Nous adoptons  $S_t=10cm$  en zone nodale

➔  $S_t \leq \min 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.4 = 21cm$  Nous adoptons  $S_t=15 cm$  en zone courante.

b) D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}, 40cm, (a + 10)cm\} = \min\{21cm; 40cm; 55cm\}$$

$$S_t \leq 21cm \text{ soit } S_t = 15cm$$

➤ **Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm \text{ Soit } \phi_t = 8mm$$

Avec  $\phi_l^{max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons  $A_t=2.01 \text{ cm}^2$  en 4Ø8

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- VERSION 2003)**

Niveaux	Poteaux (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	
04-05-06-07-08	40x40	3.06	2.142	5.355	$\lambda_g \geq 5$
01-02-03	45x45	3.06	2.142	5	
RDC	45x45	3.57	2.499	5.55	
entre sole	45x45	4.08	2.856	6.35	

- En zone courante :

$$A_{min}=0.003 \times 15 \times 45 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Poteaux	$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b (\text{cm}^2)$		A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
45x45	2	1.35	2.01	CV	CV
40x40	1.8	1.2	2.01	CV	CV

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

Pour les T20 :  $l_s = 70.55 \text{cm}$

Pour les T16 :  $l_s = 56.44 \text{cm}$

Pour les T14 :  $l_s = 49.38 \text{cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi$$

Pour les HA 20 :  $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{cm}$

Pour les HA16 :  $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$

Pour les HA 14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max ( h_0/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{cm} ) = \max ( 408/6 ; 45 ; 45,60 \text{cm} ) = 68 \text{cm} = 0.68 \text{m} \approx 0.7 \text{m}$$

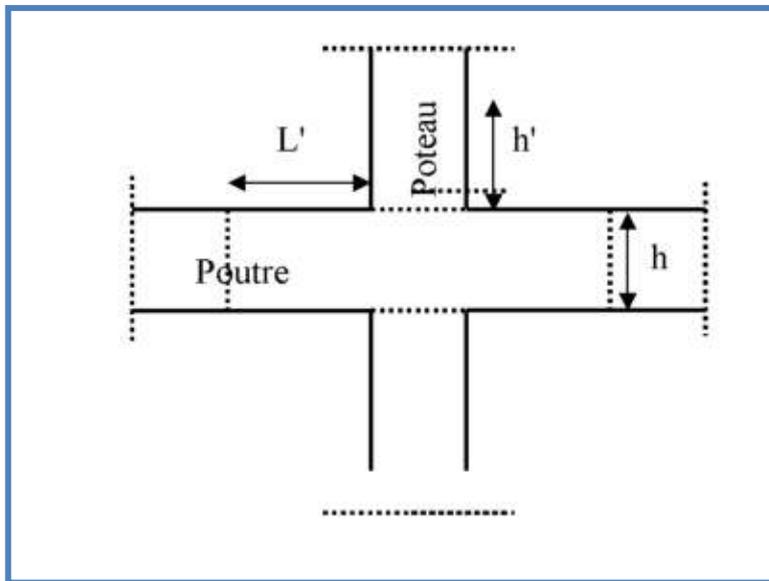


Figure 1-1 : Délimitation de la zone nodale

**5. Vérification à l'ELS :**

**a) Vérification des contraintes tangentielles (RPA99-version 2003Art /7.4.3.3)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\rho_d = 0.075$  car  $\lambda_g \geq 5$  donc  $\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
45x45	45	42	53.1	1.875	0.28	vérifiée
40x40	40	37	60.6	1.875	0.41	vérifiée

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées

**b) Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC**

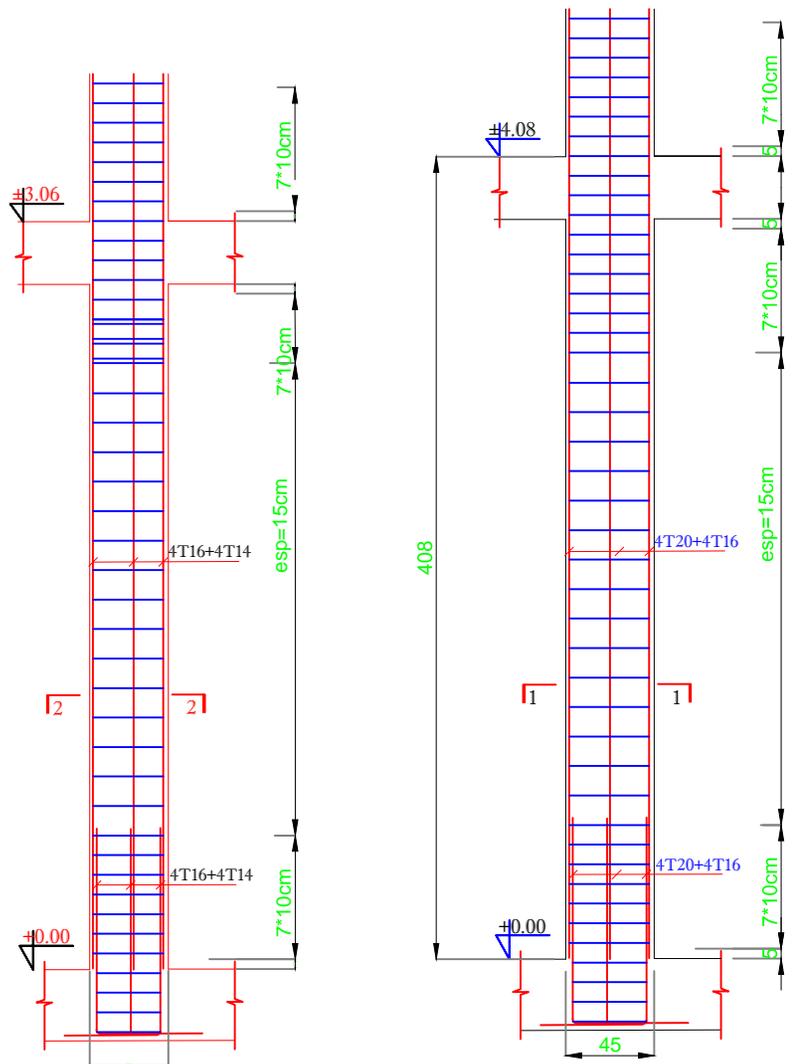
Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$

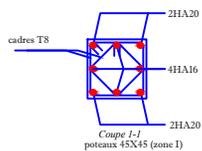
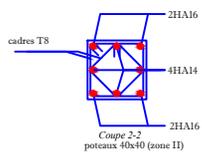
Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

poteaux	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b^{sup}$	$\sigma_b^{inf}$	$\sigma_s^{sup}$	$\sigma_s^{inf}$	OBS
45-45	$N_{max} - M_{corr}$	-1289.6	6.85	0.005	0.075	SEC	20.6	5.86	5.19	87.2	78.5	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-41.2	6.27	0.152	0.075	SPC	20.6	0.51	0	6.97	-2.5	CV
	$N_{corr} - M_{max}$	-104	27.42	0.264	0.075	SPC	20.6	2.13	0	27.6	-29.1	CV
40-40	$N_{max} - M_{corr}$	-620.4	-6.01	0.009	0.066	SEC	14.19	2.98	3.86	45.8	56.9	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-23.3	0.65	0.027	0.066	SEC	14.19	0.18	0.08	2.53	1.32	CV
	$N_{corr} - M_{max}$	-93.7	26.39	0.282	0.066	SPC	14.19	3.11	0	38.4	-55	CV



HGTTC KNCI G"RQVGC W#62z62+'eo FERRAILLAGE POTEAU(45x45) cm<sup>2</sup>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA

MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

TITRE:

*Ferrailage des poteaux*

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°8

ECHELLE 1/50



## 2. FERRAILAGE DES POUTRES

### I. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### II. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa:

#### a) Armature longitudinales (Art 7.5.2.1 /RPA99):

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de  $0.5\% b h$
- Le pourcentage maximal est de :
  - 4%** en zone courante
  - 6%** en zone de recouvrement

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
			Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
Principales	30x35	5.25	63	42
Secondaires	25x30	3.75	45	30

- La longueur de recouvrement est de  $40\phi$  (Zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99):

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

$$\text{En zone de recouvrement } S'_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$\phi$  : le plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé

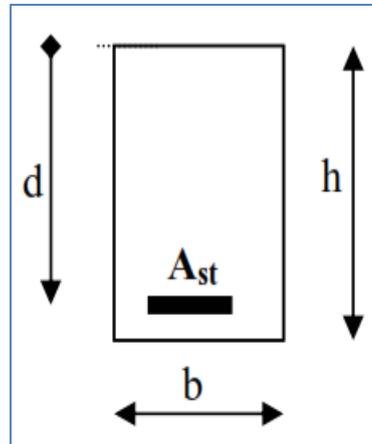
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### III. Procédure du calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, la détermination de la section d'armature se fait en suivant les étapes suivantes

$A_s$  : Section d'armatures tendues

$A'_s$  : Section d'armatures comprimées



➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

➤  $\mu \leq 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤  $\mu \geq 0.392$  la section est doublement armée (SDA) :

- $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$  avec  $\mu_1 = 0.39$
- $\Delta M = M_u - M_1$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $A = \frac{M_1}{\beta_l d \bar{\sigma}_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_s}$
- $A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_s}$

**IV. Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :**

1. Ferraillage des poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup> :

Niveaux	M (ELU)		M (G + Q ± E)		M (0.8G ± E)		M (ELS)	
10	-8.353	4.166	-8.769	4.926	-7.051	4.143	-8.112	4.604
9	-8.284	4.114	-9.026	6.163	-7.14	5.686	-7.407	3.001
8	-8.258	4.108	-9.056	6.913	-7.175	6.51	-7.226	2.996
7	-8.206	4.085	-9.087	8.013	-8.095	7.614	-7.053	2.979
6	-8.14	4.139	-9.567	8.856	-9.013	8.509	-6.786	2.998
5	-8.039	4.2	-8.897	6.825	6.79	6.702	-6.516	3.043
4	-7.95	4.266	-9.683	7.568	-8.592	7.489	-6.262	3.091
3	-7.863	4.382	-9.534	8.864	-9.167	8.691	-5.905	3.175
2	-8.386	5.051	-9.676	8.2	-8.871	8.31	-8.177	4.177
1	-9.062	6.01	-7.092	4.321	-4.701	2.219	-8.112	4.604

➤ Armatures en travées :

Niveaux	Mu (t.m)	μ	μ <sub>l</sub>	OBS	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>	Ferraillage	
10	4.166	0.096	0.392	SSA	0.949	3.94	5.25	8.29	3HA16+2HA12	
9	4.114	0.094		SSA	0.951	3.88			8.29	3HA16+2HA12
8	4.108	0.094		SSA	0.951	3.87			8.29	3HA16+2HA12
7	4.085	0.095		SSA	0.95	3.86			8.29	3HA16+2HA12
6	4.139	0.095		SSA	0.95	3.91			8.29	3HA16+2HA12
5	4.2	0.096		SSA	0.949	3.97			8.29	3HA16+2HA12
4	4.266	0.098		SSA	0.948	4.04			8.29	3HA16+2HA12
3	4.382	0.101		SSA	0.946	4.15			8.29	3HA16+2HA12
2	5.051	0.116		SSA	0.938	4.83			8.29	3HA16+2HA12
1	6.01	0.138		SSA	0.925	5.83			8.29	3HA16+2HA12

➤ Armature aux appuis :

Niveaux	Mu (t.m)	μ	μ <sub>l</sub>	OBS	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>	Ferraillage	
10	8.769	0.202	0.392	SSA	0.886	8.88	5.25	10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)	
9	9.026	0.208		SSA	0.882	9.18			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
8	9.056	0.208		SSA	0.882	9.22			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
7	9.087	0.209		SSA	0.881	9.26			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
6	9.567	0.220		SSA	0.874	9.82			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
5	8.897	0.205		SSA	0.884	9.03			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
4	9.683	0.223		SSA	0.872	9.97			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
3	9.534	0.219		SSA	0.875	9.78			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
2	9.676	0.223		SSA	0.872	9.96			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
1	9.062	0.208		SSA	0.882	9.22			10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)

2. Ferraillage des poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>:

Niveaux	M (ELU)		M (G + Q±E)		M (0.8G ± E)		M (ELS)	
10	-3.72	2.063	-5.234	3.241	-4.312	2.697	-2.703	1.494
9	-3.719	2.085	-5.543	3.813	-4.71	3.282	-2.698	1.513
8	-3.598	1.976	-5.409	3.643	-4.676	3.136	-2.61	1.433
7	-3.438	1.835	-5.298	3.533	-4.622	3.06	-2.493	1.331
6	-3.264	1.64	-5.139	3.292	-4.485	2.868	-2.394	1.202
5	-3.099	1.61	-4.884	3.046	-4.265	2.68	-2.273	1.18
4	-2.946	1.571	-4.542	2.75	-3.956	2.438	-2.161	1.151
3	-2.819	1.556	-4.05	2.244	-3.495	2	-2.068	1.14
2	-2.937	1.338	-4.368	2.87	-3.97	2.7	-2.147	0.979
1	-1.857	0.79	-2.149	1.222	-1.871	1.197	-1.327	0.563

➤ Armatures en travées :

Niveaux	Mu(t.m)	$\mu$	$\mu_1$	OBS	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>	Ferraillage
10	2.063	0.080	0.392	SSA	0.958	2.29	3.75	3.39	3HA12
9	2.085	0.081		SSA	0.957	2.31		3.39	3HA12
8	1.976	0.076		SSA	0.960	2.19		3.39	3HA12
7	1.835	0.071		SSA	0.963	2.02		3.39	3HA12
6	1.64	0.063		SSA	0.967	1.80		3.39	3HA12
5	1.61	0.062		SSA	0.968	1.77		3.39	3HA12
4	1.571	0.061		SSA	0.968	1.72		3.39	3HA12
3	1.556	0.060		SSA	0.969	1.70		3.39	3HA12
2	1.338	0.051		SSA	0.973	1.46		3.39	3HA12
1	0.79	0.03		SSA	0.985	0.85		3.39	3HA12

➤ Armature aux appuis :

Niveaux	Mu (t.m)	$\mu$	$\mu_1$	OBS	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>	Ferraillage
10	3.241	0.125	0.392	SSA	0.933	3.69	3.75	5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
9	3.813	0.148		SSA	0.919	4.41		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
8	3.643	0.141		SSA	0.923	4.20		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
7	3.533	0.137		SSA	0.926	4.06		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
6	3.292	0.127		SSA	0.931	3.76		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
5	3.046	0.118		SSA	0.937	3.45		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
4	2.75	0.106		SSA	0.944	3.10		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
3	2.244	0.087		SSA	0.954	2.50		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
2	2.87	0.111		SSA	0.941	3.24		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
1	1.222	0.047		SSA	0.975	1.33		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales :

$$M_u = 4.166 \text{ t.m}$$

➤ Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.166 \times 10^4}{0.3 \times 320^2 \times 14.12} = 0.096$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.09 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.14 \longrightarrow \beta = 0.949 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ Armatures principales :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.166 \times 10^4}{0.949 \times 0.32 \times 348} = 394.20 \text{ mm}^2 = 3.94 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$  cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$  autre cas

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres secondaires

$$M_u = 2.063 \text{ t.m}$$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.063 \times 10^4}{0.25 \times 270^2 \times 14.12} = 0.080$$

$$\mu = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.958 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ Armatures principales:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.063 \times 10^4}{0.958 \times 0.27 \times 348} = 229 \text{ mm}^2 = 2.29 \text{ cm}^2$$

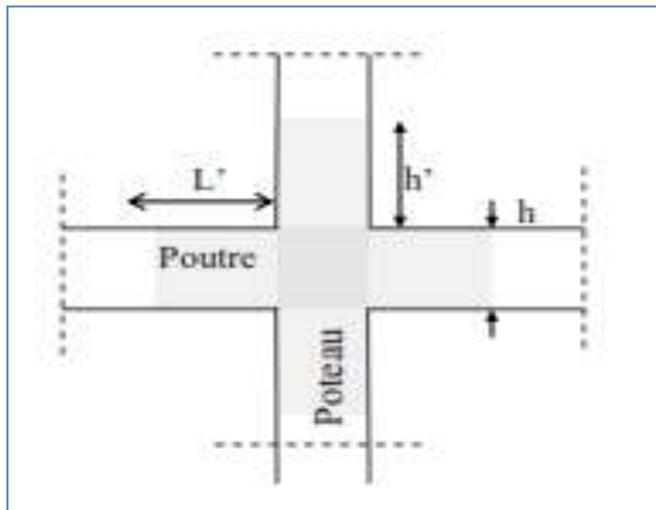
$$A_u = 2.29 \text{ cm}^2$$

**V.Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :**

	L'espacement maximum		La quantité d'armatures transversales minimales $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \text{ ( cm}^2 \text{)}$	
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Zone de recouvrement $S'_t \leq \frac{h}{2}$	Zone nodale	Zone de recouvrement
<b>Poutre principales (30x35) cm<sup>2</sup></b>	$S_t \leq \min(8.75 ; 14.4)$ <b><math>S_t=7\text{cm}</math></b>	$S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ <b><math>S'_t = 15\text{cm}</math></b>	$A_t = 0,003 \times 7 \times 30 = 0.63$ $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$	$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35$ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$
<b>secondaires (25x30) cm<sup>2</sup></b>	$S_t \leq \min(7.5 ; 14.4)$ <b><math>S_t=7\text{cm}</math></b>	$S'_t \leq \frac{30}{2}$ <b><math>S'_t = 15\text{cm}</math></b>	$A_t = 0,003 \times 7 \times 25 = 0.5$ 2 $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$	$A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Délimitation de la zone nodale :



$L' = 2h$  avec  $h$  : hauteur de la poutre.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : poutres principales.

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$  : poutres secondaires.

➤ Disposition constructives :

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- $A \frac{l}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{l}{10}$  de la portée

**VI. VERIFICATION A L'ELU :**

**1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

➤ Poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup> :  $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 < A_{adopté}$

➤ Poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup> :  $A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_{adopté}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :**

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Poutres principale (30x35) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 12.96 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{12.96 \times 10^4}{300 \times 320} = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 4.03 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{4.03 \times 10^4}{250 \times 270} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**3. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principale (30x35) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 12.96 t$

$$T_u = 12.96t = 129.6KN \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 320 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 576KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 4.03 t$

$$T_u = 4.03t = 40.3KN \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 270 \times 250 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 405KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**4. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$   
 $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)  
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- $T_u$  : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$   
 $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres  
 n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
$T_u$ (t)	12.96	4.03
d (mm)	320	270
$\sum U_i$ (mm)	3x16x3.14=150.72	3x12x3.14=113.04
$\tau_{se}$ (MPa)	2.68	1.46
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence est vérifiée

### 5. Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\sigma_s}{4\bar{\tau}_s}$$

- la contrainte d'adhérence  $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

**Pour les HA 16 :**  $l_s = 56.44\text{cm}$

**Pour les HA14 :**  $l_s = 49.38\text{cm}$

**Pour les HA12 :**  $l_s = 42.33\text{cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins  $l_a = 0.4 \times l_s$

**Pour les HA 16 :**  $l_a = 0.4 \times 56.44 = 22\text{cm}$

**Pour les HA14 :**  $l_a = 0.4 \times 49.38 = 19\text{ cm}$

**Pour les HA12 :**  $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16\text{ cm}$

### 6. La longueur minimale de recouvrement est des $40\phi$ en zone IIa :

**Pour les HA 16 :**  $L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

**Pour les HA14 :**  $L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

**Pour les HA12 :**  $L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

## VII. Vérification L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

### 1. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

Puis on déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

➔ En travées :

Niveaux	$M_s$ (t.m)	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	4.604	8.29	0.863	0.868	23.025	199.94	8.68	15	vérifiée
09	3.001	8.29	0.863	0.868	23.025	130.32	5.65	15	vérifiée
08	2.996	8.29	0.863	0.868	23.025	130.11	5.65	15	vérifiée
07	2.979	8.29	0.863	0.868	23.025	129.37	5.61	15	vérifiée
06	2.998	8.29	0.863	0.868	23.025	130.19	5.65	15	vérifiée
05	3.043	8.29	0.863	0.868	23.025	132.15	5.73	15	vérifiée
04	3.091	8.29	0.863	0.868	23.025	134.23	5.82	15	vérifiée
03	3.175	8.29	0.863	0.868	23.025	137.88	5.98	15	vérifiée
02	4.177	8.29	0.863	0.868	23.025	181.40	7.87	15	vérifiée
01	4.604	8.29	0.863	0.868	23.025	199.94	8.68	15	vérifiée

➔ Aux appuis :

Niveaux	$M_s$ (t.m)	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	8.112	10.65	1.109	0.855	19.6	278.39	14.20	15	vérifiée
09	7.407	10.65	1.109	0.855	19.6	254.20	12.96	15	vérifiée
08	7.226	10.65	1.109	0.855	19.6	247.98	12.65	15	vérifiée
07	7.053	10.65	1.109	0.855	19.6	242.05	12.34	15	vérifiée
06	6.786	10.65	1.109	0.855	19.6	232.88	11.88	15	vérifiée
05	6.516	10.65	1.109	0.855	19.6	223.62	11.40	15	vérifiée
04	6.262	10.65	1.109	0.855	19.6	214.90	10.96	15	vérifiée
03	5.905	10.65	1.109	0.855	19.6	202.65	10.33	15	vérifiée
02	8.177	10.65	1.109	0.855	19.6	280.62	14.31	15	vérifiée
01	8.112	10.65	1.109	0.855	19.6	278.39	14.20	15	vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

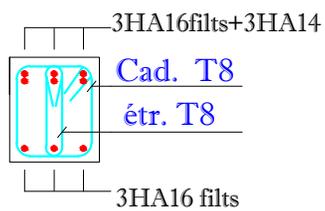
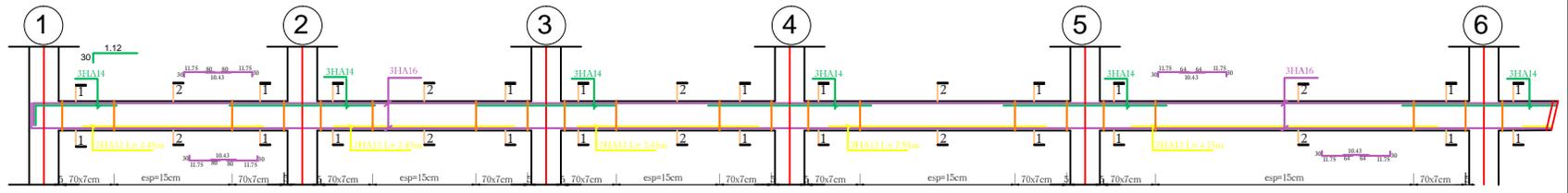
➔ En travées :

Niveaux	$M_s$ (t.m)	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	1.494	3.39	0.502	0.893	31.95	182.78	5.72	15	vérifiée
09	1.513	3.39	0.502	0.893	31.95	185.10	5.79	15	vérifiée
08	1.433	3.39	0.502	0.893	31.95	175.31	5.48	15	vérifiée
07	1.331	3.39	0.502	0.893	31.95	162.84	5.09	15	vérifiée
06	1.202	3.39	0.502	0.893	31.95	147.05	4.60	15	vérifiée
05	1.18	3.39	0.502	0.893	31.95	144.36	4.51	15	vérifiée
04	1.151	3.39	0.502	0.893	31.95	140.81	4.40	15	vérifiée
03	1.14	3.39	0.502	0.893	31.95	139.47	4.36	15	vérifiée
02	0.979	3.39	0.502	0.893	31.95	119.77	3.74	15	vérifiée
01	0.563	3.39	0.502	0.893	31.95	68.88	2.15	15	vérifiée

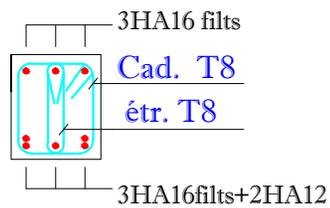
➔ Aux appuis :

Niveaux	$M_s$ (t.m)	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	2.703	5.65	0.837	0.869	23.31	203.89	8.74	15	vérifiée
09	2.698	5.65	0.837	0.869	23.31	203.52	8.73	15	vérifiée
08	2.61	5.65	0.837	0.869	23.31	196.88	8.44	15	vérifiée
07	2.493	5.65	0.837	0.869	23.31	188.05	8.06	15	vérifiée
06	2.394	5.65	0.837	0.869	23.31	180.58	7.74	15	vérifiée
05	2.273	5.65	0.837	0.869	23.31	171.46	7.35	15	vérifiée
04	2.161	5.65	0.837	0.869	23.31	163.01	6.99	15	vérifiée
03	2.068	5.65	0.837	0.869	23.31	155.99	6.69	15	vérifiée
02	2.147	5.65	0.837	0.869	23.31	161.95	6.94	15	vérifiée
01	1.327	5.65	0.837	0.869	23.31	100.10	4.29	15	vérifiée

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression

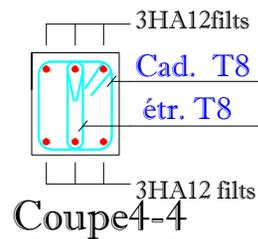
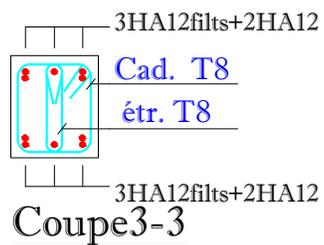
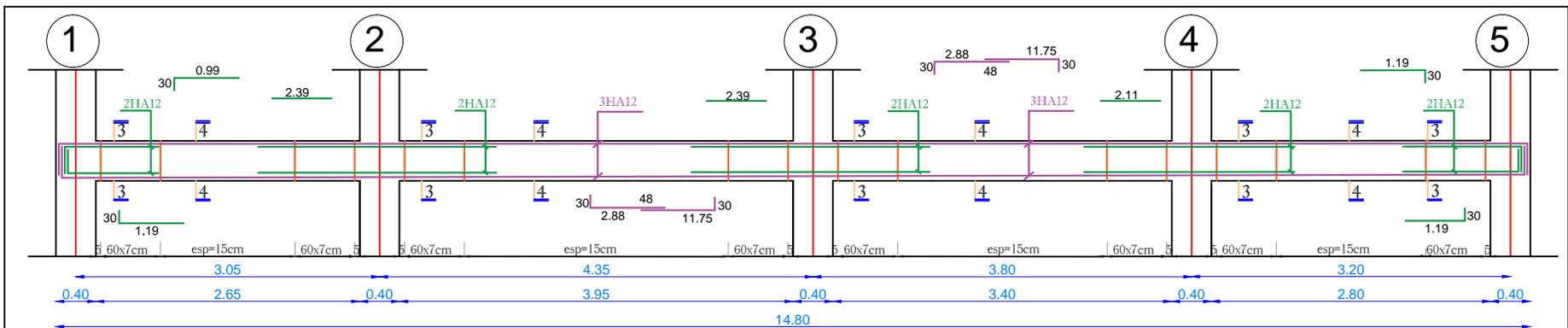


Coupe1-1



Coupe2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE : Ferrailage des poutres r t i p e k c i g u H k g 3 x w 3 2
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	PROMOTION 2015-2016
PLANCHE N°19	ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : MELLE: MESSAOUI SONIA MR: MEZRAG SAMIR	TITRE: Ferrillage des poutres ageqpf ckt gu'Hkg3«'k'7
DIRIGE PAR : MME: CHAHOUR KAHINA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°20
	ECHELLE 1/50

### 3. FERRAILAGE DES VOILES

#### I. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

**Zone I** : Entre sol jusqu'au 3<sup>ème</sup> étages

**Zone II** : 4<sup>ème</sup> étages jusqu'au 8<sup>ème</sup> étages

#### II. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

**RPA.99/modifié 2003 :**

0.8 G + E

G + Q + E

#### III. Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

⇒ **Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , B = L × e.

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée :  $d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$  RPA 99 (Art.7.7.4).

**Avec : h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

**L<sub>t</sub> = L - L<sub>c</sub>** avec L<sub>t</sub> : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

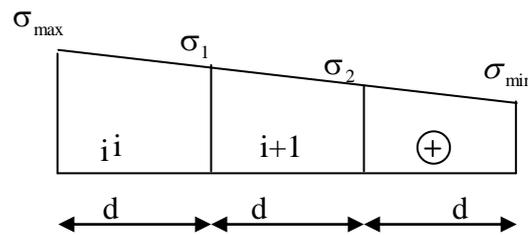
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

➤ **Section entièrement tendu :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

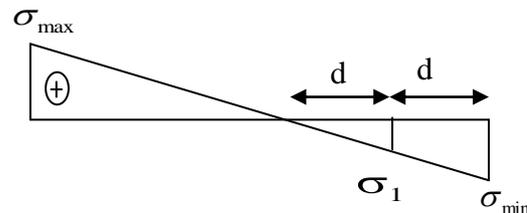
$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



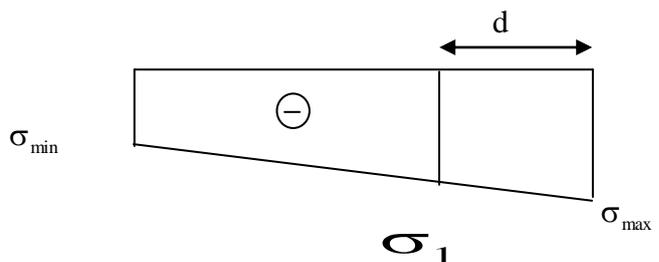
La section d'armature est égale à  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :** Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :  $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$ .

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➔ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

- **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :**

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 RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

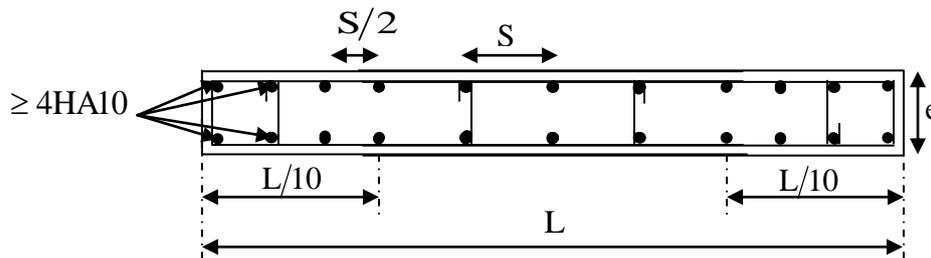


Figure V-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

#### IV. Vérification :

a) **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

b) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

h : Hauteur totale de la section brute.

• **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**V. Exemple de calcul :**

On choisit le voile le plus sollicité, puis on adopte le même ferrailage pour toute la structure.

Soit à Ferrailer les voiles **VLC1 VLC2 :**

• **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.9 \text{ m}, e_p = 25 \text{ cm}, B = 0.725 \text{ m}^2, I = 0.508 \text{ m}^4, V = V' = 1.45 \text{ m.}$$

**Zone I:**

a) **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 8249 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -4882.1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

• **Calcul de  $L_c$  et  $L_t$**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{8249}{8249 + 4882.1} \times 2.9 = 1.82 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.9 - 1.82 = 1.08 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme en bandes de longueur (d).

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.539 \text{ m}$$

b) **Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 4882.1 \times \frac{(1.08 - 0.539)}{1.08} = 2.445 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times e \times d_1 = \frac{4882.1 + 2445}{2} \times 0.25 \times 0.539 = 493.66 \text{ KN.}$$

**c) Détermination des sections d'armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{493.66}{400} \times 10 = 12.34 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des armatures de couture :**

a) Calcule de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 601.2 = 841.68 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{841.68}{400} \times 10 = 23.15 \text{ cm}^2$$

b) Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{1/bande} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.34 + \frac{23.15}{4} = 18.12 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_{1/bande} = 18.12 \times 5.38 = 97.48 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$A_{v_{adopté}} = 2(18\text{HA}20) = 113.08 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 10\text{cm}(\text{extrémité}) \text{ } e = 20\text{cm}(\text{courante})$$

• **Armatures horizontales :**

$$A_{H/\text{nappe}} = \frac{A_{v_{adopté}}}{4} = \frac{113.08}{4} = 28.27 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_{v_{adopté}}}{4}; 0.15\% B\right\} = \max\{28.27; 10.87\} = 28.27 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$2(14\text{HA}12) = 31.66 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm.}$$

• **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

**Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**d) Vérifications des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{v\text{adopté}}} = \frac{1168.5 \times 10^3}{0.725 \times 10^3 + 15 \times 113.08 \times 10^2} = 6.85MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifier

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa.$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{601.2 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 2.9 \times 10^3} = 0.92 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 601.2 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 2.9 \times 10^3} = 1.28MPa$$

$$\tau_u = 1.28MPa \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifier

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

➤ **Vérification à L'ELS**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{v\text{adopté}}} = \frac{1168.5 \times 10^3}{0.725 \times 10^3 + 15 \times 113.08 \times 10^2} = 6.85MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

**Remarque**

les résultats de calculs sont résumer dans les tableaux suivent

Tableau : Ferrailages des voiles VTA1 VTA2 VTA3 VTA4

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,25	0,25	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5913,4	6175,7	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7519	-1154,9	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPT</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	118,6	93,4	
	L <sub>t</sub> (m)	0,56	0,16	
	L <sub>c</sub> (m)	0,44	0,84	
	d (m)	0,280	0,079	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3759,500	577,450	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	394,58	17,06
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	<b>9,86</b>	<b>0,43</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,57	3,60
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>11,01</b>	<b>1,33</b>
	A (cm <sup>2</sup> )		<b>39,30</b>	<b>8,32</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		3,67	1,03
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,10	6,44
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Total</b>	<b>40,2</b>	<b>11,31</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	<b>Total</b>	<b>2*10HA16</b>
Espacement		St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>
		St (cm) zone courante	10	10
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,05	0,30	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		3,74	1,88	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		10,05	2,75	
Choix des barres		<b>2*7HA12</b>	<b>2*5HA12</b>	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>15,84</b>	<b>11,3</b>	
St (cm)		<b>15</b>	<b>20</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,738	0,581
		$\tau_b$ (MPa)	0,527	0,415
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	578,1	351
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1,6E+00</b>	<b>1,1E+00</b>	

Tableau : Ferrailages des voiles VTB1 VTB2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,01	2,01	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,5025	0,5025	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	8591,5	3314,6	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2365	-823	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	276,1	175,7	
	L <sub>t</sub> (m)	0,43	0,40	
	L <sub>c</sub> (m)	1,58	1,61	
	d (m)	0,217	0,200	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1182,500	411,500	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	96,20	30,85
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	2,40	0,77
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,63	6,76
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	5,06	2,46
	A (cm <sup>2</sup> )		46,43	24,72
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		2,85	2,62
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		26,39	26,33
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	48,24	30,94
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*12HA16
Espacement		St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		0,81	0,75	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		7,50	7,53	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		12,57	7,69	
Choix des barres		2*6HA12	2*6HA12	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		13,56	12,56	
St (cm)		15	15	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,855	0,544
		$\tau_b$ (MPa)	0,611	0,389
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1623,1	885,5
$\sigma_b$ (MPa)		2,7E+00	1,5E+00	

Tableau : Ferrailages des voiles VTC1 VTC2

	Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,9	2,9
	e (m)		0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0,725	0,725
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		8249	3922,1
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4882,1	-2135,9
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		601,2	540,5
	L <sub>t</sub> (m)		1,08	1,02
	L <sub>c</sub> (m)		1,82	1,88
	d (m)		0,539	0,511
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2441,050	1067,950
	N (kN)	N <sub>i</sub>	493,49	204,74
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>12,34</b>	<b>5,12</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		23,15	20,81
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>18,12</b>	<b>10,32</b>
	A (cm <sup>2</sup> )		<b>97,48</b>	<b>58,51</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		7,08	6,71
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		38,09	38,04
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	<b>113,08</b>	<b>76,38</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	<b>2*18HA20</b>
Espacement		St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>
		St (cm) zone courante	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,02	1,92	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		10,86	10,88	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		28,27	15,71	
Choix des barres		<b>2*13HA12</b>	<b>2*7HA12</b>	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>29,4</b>	<b>15,85</b>	
St (cm)		<b>10</b>	<b>15</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,29	1,160
		$\tau_b$ (MPa)	0,921	0,828
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1168,5	677,7
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>6,7E+00</b>	<b>3,8E+00</b>

Tableau : Ferrailages des voiles VTD1 VTD2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,8	0,8	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	13367,4	4087,5	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9352,4	-3412,5	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	136,5	60,2	
	L <sub>t</sub> (m)	0,33	0,36	
	L <sub>c</sub> (m)	0,47	0,44	
	d (m)	0,165	0,182	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4676,200	1706,250	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	288,74	116,45
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	7,22	2,91
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,26	2,32
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,53	3,49
	A (cm <sup>2</sup> )		38,21	28
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		2,16	2,39
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,45	10,49
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	40,2	28,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*7HA20	2*7HA16
	Espacement	St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	10	10
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		0,62	0,68
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		3,00	2,98
	A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		10,05	3,83
	Choix des barres		2*6HA12	2*4HA12
	A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		13,56	9,04
St (cm)		15	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,062	0,468
		$\tau_b$ (MPa)	0,758	0,334
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	460	265,9
		$\sigma_b$ (MPa)	1,5E+00	9,8E-01

Tableau (V-4-7) : Ferrillages des voiles VTE1 VTE2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,3375	0,3375	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	12640,7	4006,8	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10185	-1689,7	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	347,1	125,8	
	L <sub>t</sub> (m)	0,60	0,40	
	L <sub>c</sub> (m)	0,75	0,95	
	d (m)	0,301	0,200	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5092,500	844,850	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	575,18	63,43
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	<b>14,38</b>	<b>1,59</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,36	4,84
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>vi</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>17,72</b>	<b>2,80</b>
	A (cm <sup>2</sup> )		<b>79,38</b>	<b>30,35</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		3,95	2,63
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,70	17,75
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	<b>81,66</b>	<b>40,02</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	<b>2*13HA20</b>
Espacement		St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>
		St (cm) zone courante	10	10
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,13	0,75	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		5,06	5,06	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		19,85	5,39	
Choix des barres		<b>2*9HA12</b>	<b>2*4HA12</b>	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>20,36</b>	<b>9,04</b>	
St (cm)		<b>10</b>	<b>25</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,600	0,580
		$\tau_b$ (MPa)	1,143	0,414
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	810,2	498,1
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1,8E+00</b>	<b>1,2E+00</b>	

Tableau : Ferrailages des voiles VLA1 VLA2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,8	2,8	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,7	0,7	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5414,9	3310,3	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3180,1	-1853,2	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	494,7	377,2	
	L <sub>t</sub> (m)	1,04	1,00	
	L <sub>c</sub> (m)	1,76	1,80	
	d (m)	0,518	0,502	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1590,050	926,600	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	308,86	174,59
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	7,72	4,36
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,05	14,52
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,48	8,00
	A (cm <sup>2</sup> )		67,39	44,80
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		6,80	6,59
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		36,72	36,90
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	68,34	52,32
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*17HA16
Espacement		St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,94	1,88	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		10,47	10,52	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		18,85	12,06	
Choix des barres		2*9HA12	2*6HA12	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		20,36	13,56	
St (cm)		10	15	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,099	0,838
		$\tau_b$ (MPa)	0,785	0,599
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	878,3	572,8
		$\sigma_b$ (MPa)	1,1E+00	7,4E-01

Tableau : Ferrailages des voiles VLB1 VLB2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,4125	0,4125	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6086,2	1993,1	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3154,3	-476	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	164,7	49,4	
	L <sub>t</sub> (m)	0,56	0,32	
	L <sub>c</sub> (m)	1,09	1,33	
	d (m)	0,282	0,159	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1577,150	238,000	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	166,56	14,19
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	4,16	0,35
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,34	1,90
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	5,75	0,83
	A (cm <sup>2</sup> )		33,64	18,35
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		3,70	2,09
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,71	21,67
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	36,94	27,14
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*12HA14
Espacement		St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	10	10
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,06	0,60	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		6,20	6,22	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		11,00	5,66	
Choix des barres		2*5HA12	2*4HA12	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		11,3	9,04	
St (cm)		20	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,621	0,186
		$\tau_b$ (MPa)	0,444	0,133
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1083,5	577,2
$\sigma_b$ (MPa)		2,1E+00	1,2E+00	

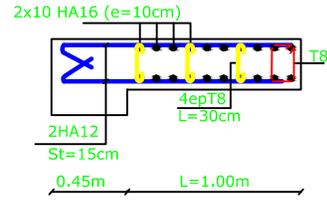
Tableau : Ferrailages des voiles VLC1 VLC2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	2,65	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,6625	1,4125	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6867,9	8877,4	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5593,3	-7205,6	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	510,7	418,8	
	L <sub>t</sub> (m)	1,19	2,53	
	L <sub>c</sub> (m)	1,46	3,12	
	d (m)	0,595	1,266	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2796,650	3602,800	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	623,73	1709,99
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	15,59	42,75
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,66	16,12
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	20,51	46,78
	A (cm <sup>2</sup> )		91,27	97,77
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		7,81	16,61
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		34,75	34,71
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	100,5	100,5
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*16HA20
Espacement		St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,23	4,75	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		9,92	9,92	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		25,13	25,33	
Choix des barres		2*9HA14	2*9HA14	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		27,7	27,7	
St (cm)		10	10	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,199	0,983
		$\tau_b$ (MPa)	0,857	0,702
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	524,4	299,4
$\sigma_b$ (MPa)		6,8E-01	4,1E-01	

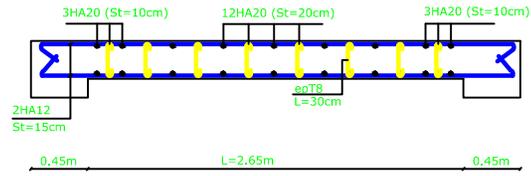
Tableau : Ferrailages des voiles VLD1 VLD2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	2,65	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,6625	0,6625	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6634,1	3194,7	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3615,2	-1737,2	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	439,9	324,2	
	L <sub>t</sub> (m)	0,93	0,93	
	L <sub>c</sub> (m)	1,72	1,72	
	d (m)	0,467	0,467	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1807,600	868,600	
	N (kN)	N <sub>i</sub>	316,80	152,02
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vi</sub>	7,92	3,80
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,94	12,48
	A (cm <sup>2</sup> )/Bande	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	12,15	6,92
	A (cm <sup>2</sup> )		69,25	39,44
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		6,13	6,13
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		37,94	34,94
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Total	72,36	55,4
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Total	2*18HA16 2*18HA14
Espacement		St (cm) extrémité	10	10
		St (cm) zone courante	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1,75	1,75	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		9,97	9,75	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		18,85	11,54	
Choix des barres		2*10HA12	2*6HA12	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		22,62	13,56	
St (cm)		10	15	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,033	0,761
		$\tau_b$ (MPa)	0,738	0,544
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	915,7	523,9
		$\sigma_b$ (MPa)	1,2E-01	7,2E-01

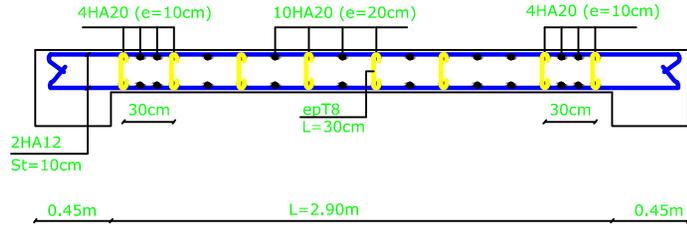
Voile: VTA1-VTA2-VTA3-VTA4



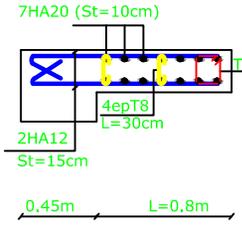
Voile: VLD1- VLD2



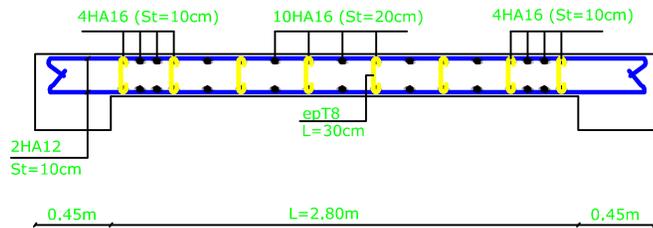
Voile: VTC1- VTC2



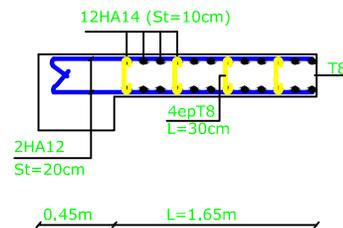
Voile: VTD1- VTD2



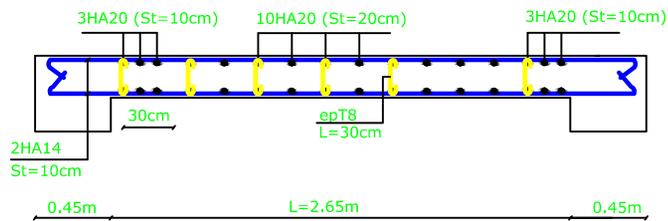
Voile: VLA1- VLA2



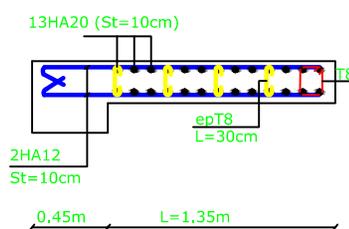
Voile: VLB1- VLB2



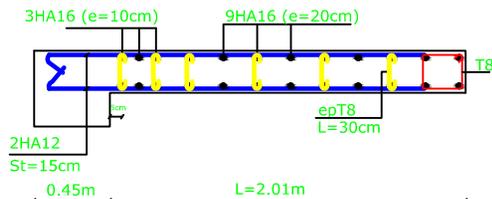
Voile: VLC1- VLC2



Voile: VTE1- VTE2



Voile: VTB1- VTB2



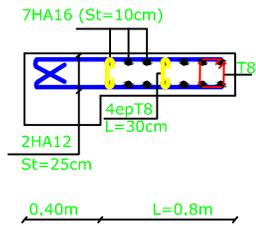
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
MELLE: MESSAOUI SONIA  
MR: MEZRAG SAMIR  
DIRIGE PAR :  
MME: CHAHOUR KAHINA

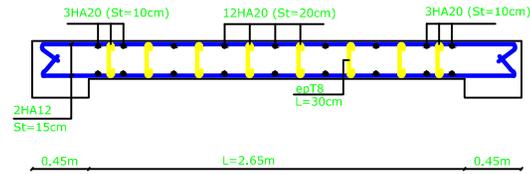
TITRE:  
*Ferrillage des voiles  
de la zone I*

PROMOTION 2015-2016    PLANCHE N°21    ECHELLE 1/50

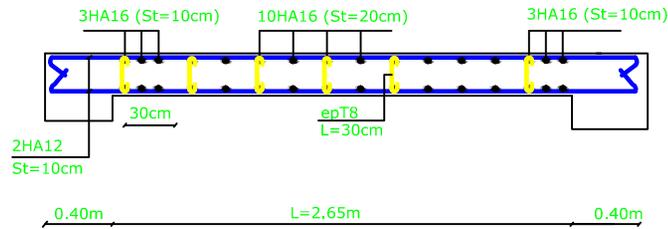
### Voile: VTD1- VTD2



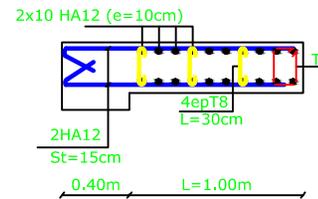
### Voile: VLD1- VLD2



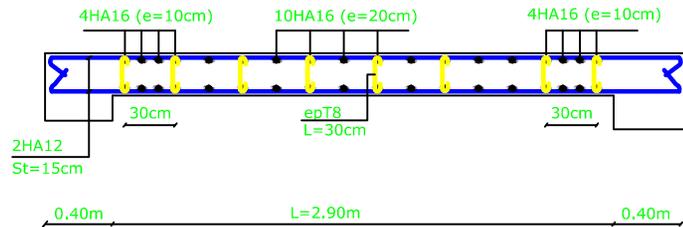
### Voile: VLC1- VLC2



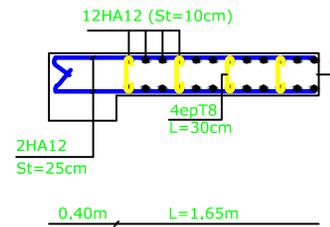
### Voile: VTA1-VTA2-VTA3-VTA4



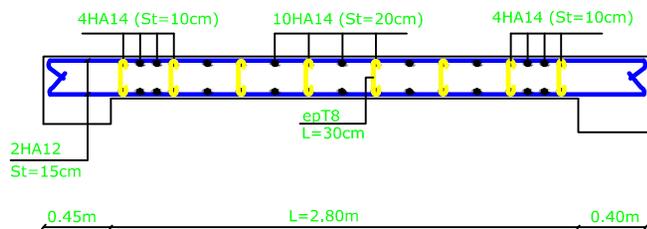
### Voile: VTC1- VTC2



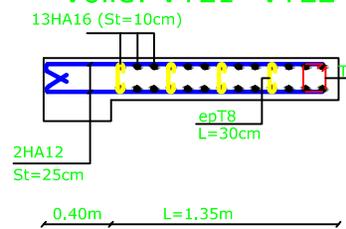
### Voile: VLB1- VLB2



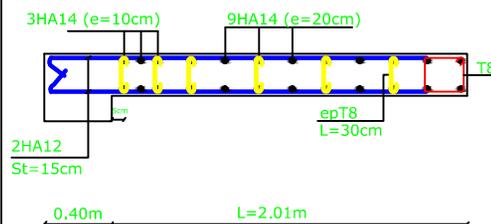
### Voile: VLA1- VLA2



### Voile: VTE1- VTE2



### Voile: VTB1- VTB2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

PROMOTION 2015-2016

TITRE:

*Ferrailage des voiles  
de la zone II*

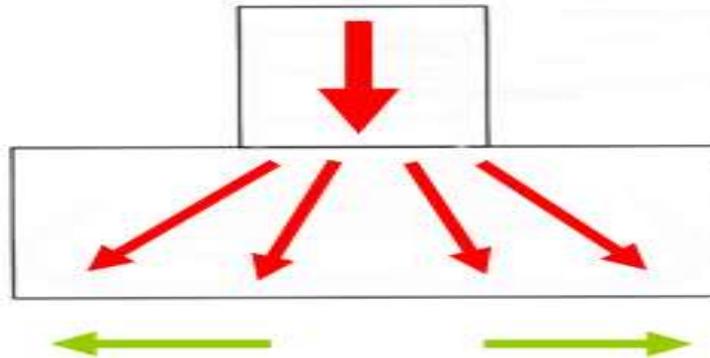
PLANCHE N°22

ECHELLE 1/50

### I. Introduction :

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées



La résultante horizontale de ces bielles donne 2 forces de sens opposés de la traction (flèches vertes). D'où la nécessité de placer des armatures

### II. Importance de l'étude des fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

### III. Type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si  $D < 1,5.B$
- semi-profondes si  $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si  $D > 5.B$

#### **1) Fondation superficielles :**

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

## 2) Fondation profondes :

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

## IV. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type 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  $\sigma_{sol} = 2.5\text{bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

## V. Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible coût de réalisation (économie)
- La durée de vie

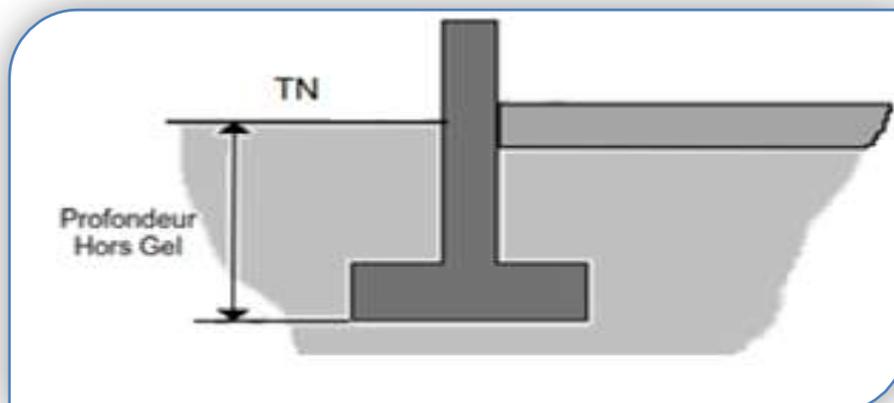
## VI. Le choix du type de fondation est fonction de :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- des caractéristiques topographiques du terrain
- les conditions relatives au voisinage du projet

## VII. Profondeur hors gel des semelles de fondation :

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante.

Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.



**VIII. Dimensionnement :**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

**1) Semelles isolées :**

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le prédimensionnement il faut considérer l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$\left. \begin{aligned} BA &\geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\left. \begin{aligned} N_s &= 128.96t = 1289.6 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} &= 2.5 \text{ bars} = 250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1289.6}{250}} = 2.27 \text{ m}$$

On aura donc  $A=B=2.30 \text{ m}$

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

**2) Les semelles filantes :**

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

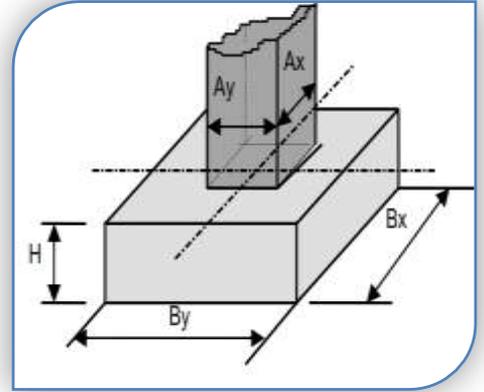


Figure 7-1 : Semelle isolée sous poteau

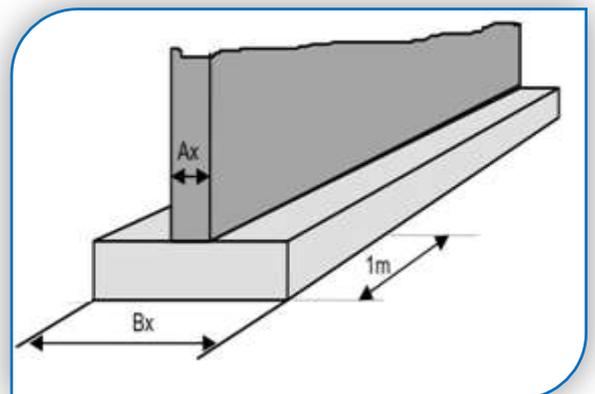


Figure 7-2 : Semelle filante sous voile

2-1) Semelle filantes sous voiles :

➤ Sens longitudinale :

Voile	$N_s=G+Q$ (KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$	$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$	$S = B \times L$ (m <sup>2</sup> )
V6	2800.8	1	250	11.20	11.20
V4	3470.2	2.01	502.5	6.90	13.87
V3	2688.9	3.30	825	3.26	10.76
V8	920.1	1	250	3.68	3.68
V9	1620.3	1.35	337.5	4.80	6.48
V11	8180.3	34.10	8525	0.96	32.74
Somme					78.73

➤ Sens transversal :

Voile	$N_s=G+Q$ (KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$	$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$	$S = B \times L$ (m <sup>2</sup> )
V1	1048.8	3.05	762.5	1.37	4.18
V2	2348.7	1.65	412.5	5.69	9.39
V5	1831.4	3.05	762.5	2.40	7.32
V7	2313.1	3.20	800	2.89	9.25
V10	4038.88	14.8	3700	1.09	16.13
Somme					46.27

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :  $S_v = \sum B_i \times L_i$ .

$$S_{voiles} = 78.73 + 46.27 = 125 \text{ m}$$

2-2) Semelle filantes sous poteaux :

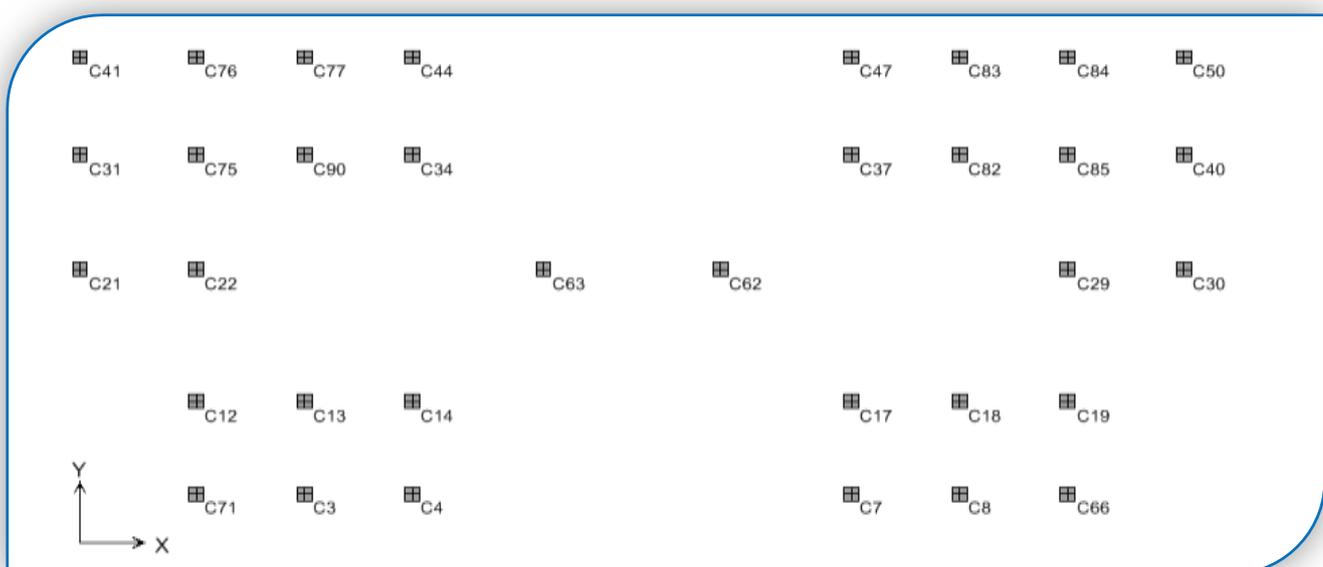


Figure 7-3 : Disposition des poteaux

Poteaux	$N_s=G+Q$ (t)	$M_i$ (t.m)
C41	6.18	0.584
C76	53.55	-0.369
C77	57.75	-0.359
C44	98.99	-0.579
C47	98.99	-0.579
C83	57.75	-0.359
C84	53.55	-0.369
C50	6.18	0.584
Somme	432.94	-1.446

Poteaux	$N_s=G+Q$ (t)	$M_i$ (t.m)
C31	6.01	0.627
C75	57.38	0.045
C90	68.72	-0.077
C34	78.21	1.072
C37	78.21	1.072
C82	68.72	-0.077
C85	57.38	-0.045
C40	6.01	-0.627
Somme	420.64	1.99

Poteaux	$N_s=G+Q$ (t)	$M_i$ (t.m)
C21	15.21	1.02
C22	93.25	-0.588
C63	128.96	1.222
C62	128.96	-1.222
C29	93.25	-0.588
C30	15.21	-1.02
Somme	474.84	-1.176

Poteaux	$N_s=G+Q$ (t)	$M_i$ (t.m)
C12	103.9	0.777
C13	112.32	0.72
C14	109.32	0.746
C17	109.32	0.746
C18	112.32	0.72
C19	103.9	0.777
Somme	538.76	4.486

Poteaux	$N_s=G+Q$ (t)	$M_i$ (t.m)
C71	28.03	0.61
C3	24.59	0.82
C4	19.13	0.92
C7	19.13	0.92
C8	24.59	0.82
C66	28.03	0.61
Somme	143.5	4.706

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

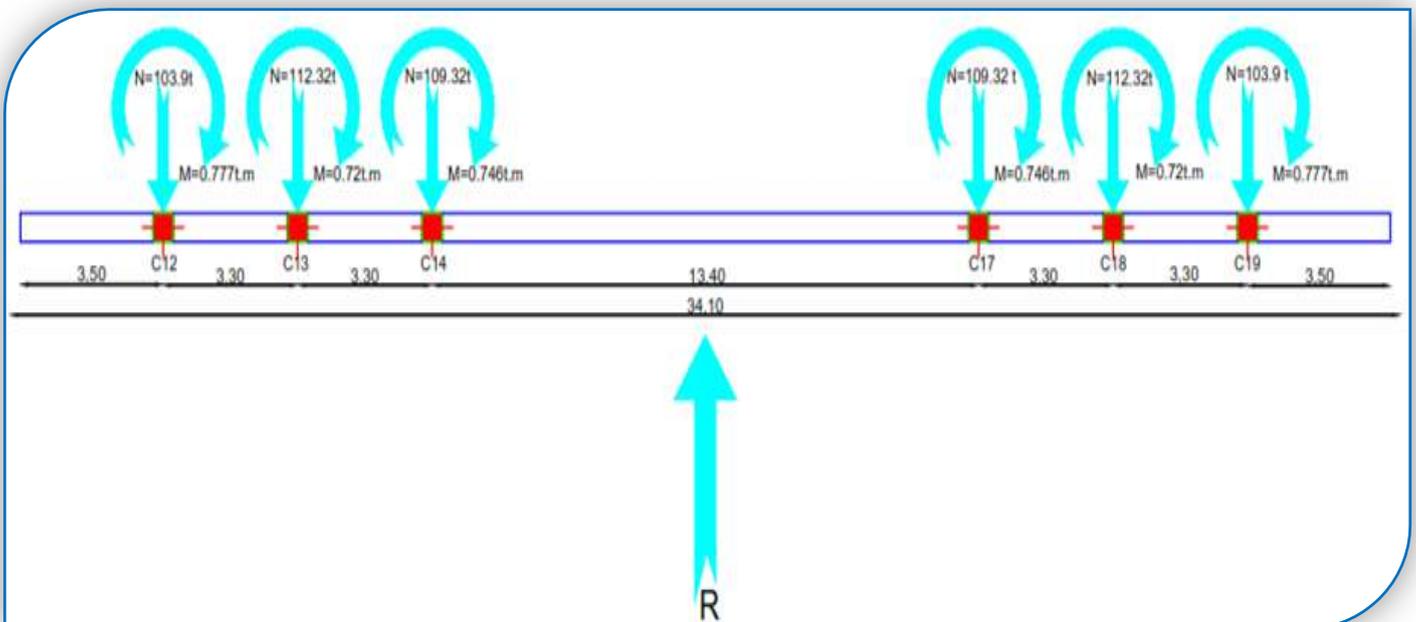


Figure 7-4 : Le portique le plus sollicité

**Etape de calcul :**

- ↳ Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 651.08 \text{ t}$
- ↳ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_i$ (t)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (t.m)	$M_i$ (t.m)
C12	103.9	13.55	1407.845	0.777
C13	112.32	10.25	1151.28	0.72
C14	109.32	6.95	759.774	0.746
C17	109.32	-6.95	-759.774	0.746
C18	112.32	-10.25	-1151.28	0.72
C19	103.9	-13.55	-1407.845	0.777
Somme	651.08	0	0	4.486

Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{0+4.486}{651.08} = 0.006\text{m}$$

- ↳ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$e = 0.006 < \frac{14.90}{6} = 2.48\text{m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

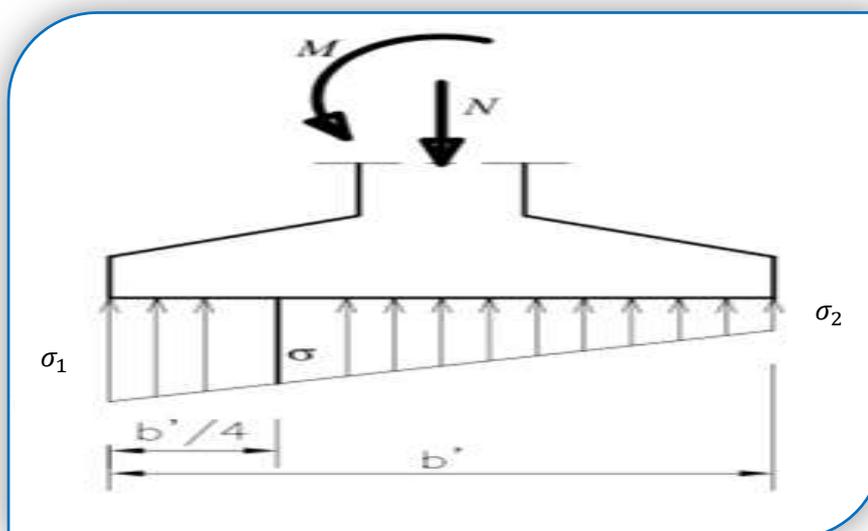


Figure 7-5 : Répartition trapézoïdale

$$\rightarrow \begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{651.08}{14.80} \left(1 - \frac{6 \times 0.006}{14.80}\right) = 43.88 \text{ t/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{651.08}{14.80} \left(1 + \frac{6 \times 0.006}{14.80}\right) = 44.098 \text{ t/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{651.08}{14.80} \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{14.80}\right) = 44.045 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

☞ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{440.45}{250} = 1,76 \approx 1.80 \text{ m}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 1.80 \times 14.90 = 26.82 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_{poteaux} = S_p \times n = 26.82 \times 5 = 134.1 \text{ m}^2$

Avec  $n$  : nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{t \text{ poteaux}} + S_{t \text{ voiles}} = 134.1 + 125 = 259.1 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure  $S_{bat} = 504.68 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{259.1}{504.68} = 0.51$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

La surface totale des semelles filantes représente 51% de la surface du bâtiment

### Conclusion :

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment

### 3) Etude du radier :

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment

Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé

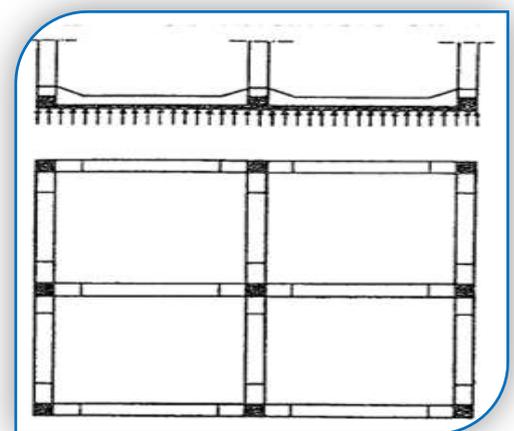


Figure 7-6 : Coupe sur un radier

### 3-1) Pré-dimensionnement du radier :

➤ **Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

➤ **Condition forfaitaire :**

\* La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On opte pour  $h=55$  cm

\* La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.40}{20} = 0.27 \text{ m}$$

On opte pour une hauteur de la dalle  $h_d = 30$  cm

➤ **Condition de rigidité (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 radier est rigide s'il vérifie  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec

- $L_{\max}=5.40$  m : la plus grande distance entre deux poteaux.
- $L_e$  : longueur élastique.
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819$  MPa : module de déformation longitudinale déferée
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$  : inertie d'une bande de 1 m de radier
- $K = 40$  MPa : module de raideur du sol pour un sol moyen.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5.40\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 1.15 \text{ m} \quad \text{On opte pour } h=120 \text{ cm}$$

Finalement on prendra la hauteur de la nervure  $h_n=120$  cm

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 120 \leq b \leq 0.7 \times 120$$

$$48 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure  $b=50$  cm

➤ **Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$10.8 \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq 13.5$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de 12 cm

**Le choix définitif des dimensions du radier son les suivants :**

- Hauteur des nervures suivent les deux sens .....  $h_n = 120\text{cm}$
- Largeur de la nervure .....  $h_n = 50\text{cm}$
- Epaisseur de la dalle .....  $h_d = 30\text{cm}$
- Dalle flottante .....  $h_{\text{dalle flottante}} = 12\text{cm}$

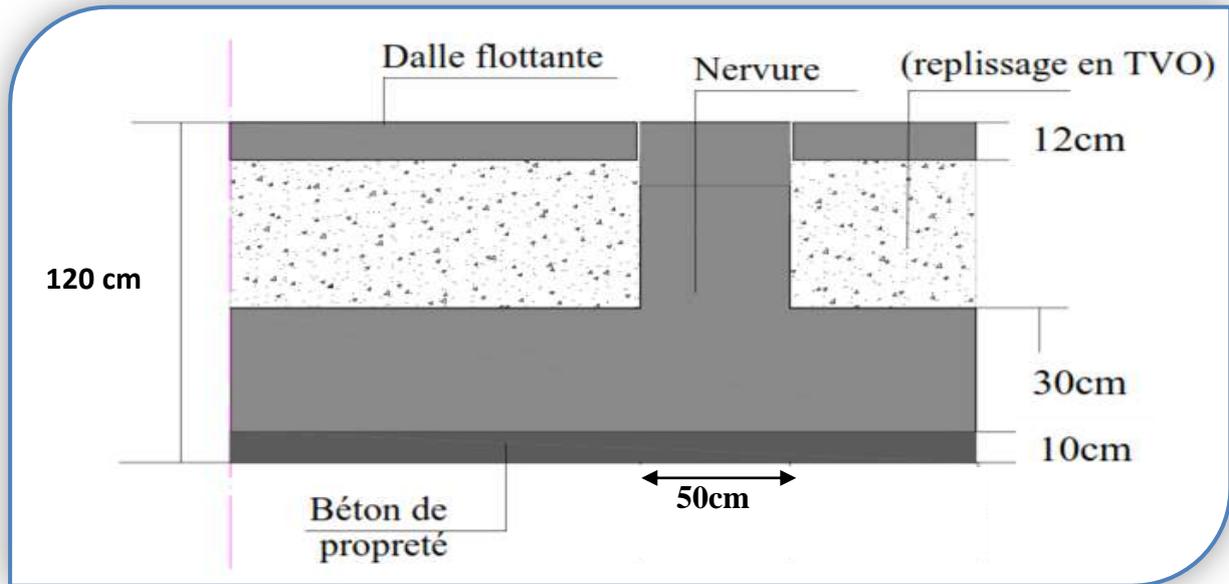


Figure 7-7 : Coupe verticale sur le radier

**3-2) Détermination de la surface nécessaire au radier :**

➔ ELU :  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\bar{\sigma}_{sol}}$

➔ ELS :  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \frac{KN}{m^2}$

$G=6350.12\text{t}$   
 $Q=1170.01\text{t}$ 
} Ils sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS

ELU:  $N_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times 6350.12 + 1.5 \times 1170.01 = 10327.677 \text{ t}$

ELS :  $N_s=G+Q=6350.12 + 1170.01 = 7520.13 \text{ t}$

**$N_u=103276.77 \text{ KN}$**

**$N_s=75201.3 \text{ KN}$**

**Application numérique :**

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{103276.77}{1.33 \times 250} = 310.61 \text{m}^2$$

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{75201.3}{250} = 300.80 \text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 310.61 \text{m}^2$$

$$\text{La surface totale du bâtiment } S_{\text{bat}} = 504.68 \text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur ( $L_{\text{déb}}$ ) qui est calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(60\text{cm}; 30\text{cm}) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de largeur  $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.6(14.90 + 34.10) \times 2 = 58.8 \text{m}^2$$

La surface totale du radier devient

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 504.68 + 58.8 = 566.89 \text{m}^2$$

**3-3) Détermination des efforts la base du radier :**

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

**a) Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 566.89 \times 0.3 \times 25 = 4251.675 \text{KN}$$

**b) Poids de la nervure:**

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(1.20 - 0.3) \times (14.90 \times 10 + 34.10 \times 5) \times 25 = 3594.375 \text{KN}$$

**c) Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 14.90 \times 10) + (0.5 \times 34.10 \times 5) = 159.75 \text{m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (566.89 - 159.75) \times (1.20 - 0.3) \times 17 = 6229.242 \text{KN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

**d) Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (566.89 - 159.75) \times 0.12 \times 25 = 1221.42 \text{KN}$$

Donc le poids total du radier est

$$P_{\text{rad}} = 4251.675 + 3594.375 + 6229.242 + 1221.42 = 15296.712 \text{KN}$$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{rad} = 15296.712\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$G_{bat} = 34555.03\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$G_{tot} = G_{inf} + G_{sup} = 15296.712 + 34555.03 = 49851.742\text{KN}$$

➤ Surcharge totale :

$$Q_{sup} = 11700.1\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$Q_{inf} = 5 \times S_{rad} = 5 \times 566.89 = 2834.45\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$Q_{tot} = Q_{inf} + Q_{sup} = 2834.45 + 11700.1 = 14534.55\text{KN}$$

➤ Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 67299.8517 + 21801.825 = 89101.6767\text{KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 49851.742 + 14534.55 = 64386.292\text{KN}$$

**3-4) Verifications:**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

$$\text{➤ } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} \text{MPa}, 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5\text{MPa}, 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{424.37}{1 \times 0.27} = 1571.74 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.571\text{MPa}$$

$$* b = 1\text{m}$$

$$* d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.3 = 27\text{m}$$

$$* T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{89101.6767 \times 1}{566.89} \times \frac{5.40}{2} = 424.37\text{KN}$$

Enfinement :  $\tau_u = 1.571\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N)
- Un effort de renversement (M)

$$M = M_0 + T_0 h$$

**Avec :**

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(14.9 \times 34.10) \times \frac{34.10}{2}}{14.9 \times 34.10} = 17.05 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(14.9 \times 34.10) \times \frac{14.9}{2}}{(14.9 \times 34.10)} = 7.45 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{34.10 \times 14.9^3}{12} = 9400.08 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14.9 \times 34.10^3}{12} = 49234.34 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 66.3 + (864.68 \times 1.20) = 1103.916 \text{ t.m}$$

$$M_{yy} = 40.003 + (682.66 \times 1.20) = 859.195 \text{ t.m}$$

➔ Sens longitudinal :

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{89101.6767}{566.89} + \frac{11039.16}{49234.34} \times 17.05 = 160.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{89101.6767}{566.89} - \frac{11039.16}{49234.34} \times 17.05 = 153.35 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{64386.292}{566.89} + \frac{11039.16}{49234.34} \times 17.05 = 117.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{64386.292}{566.89} - \frac{11039.16}{49234.34} \times 17.05 = 109.75 \text{ KN/m}^2$$

➔ Sens transversal :

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{89101.6767}{566.89} + \frac{8591.95}{9400.08} \times 7.45 = 163.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{89101.6767}{566.89} - \frac{8591.95}{9400.08} \times 7.45 = 150.36 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{64386.292}{566.89} + \frac{8591.95}{9400.08} \times 7.45 = 120.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{64386.292}{566.89} - \frac{8591.95}{9400.08} \times 7.45 = 106.76 \text{ KN/m}^2$$

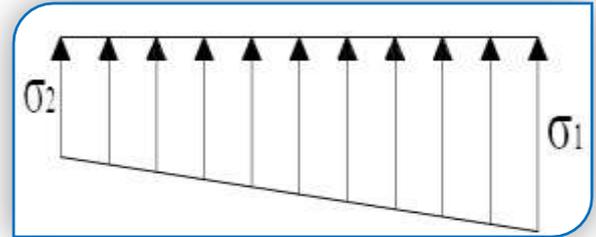


Figure 7-8 : Diagramme des contraintes sous le radier

c) Vérification de la condition de résistance :

$$ELU : \sigma_m \leq 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \frac{KN}{m^2}$$

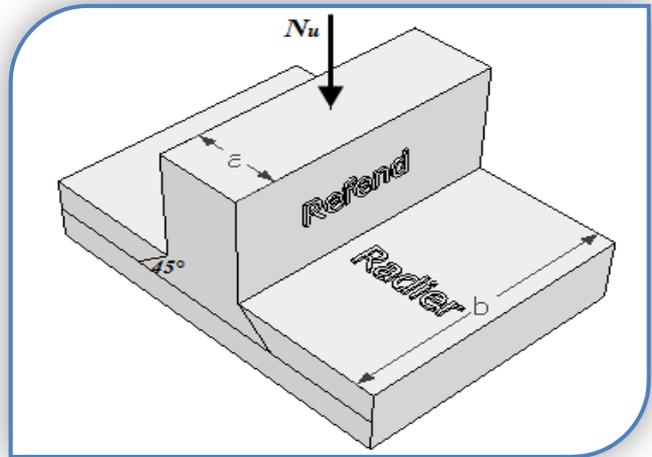
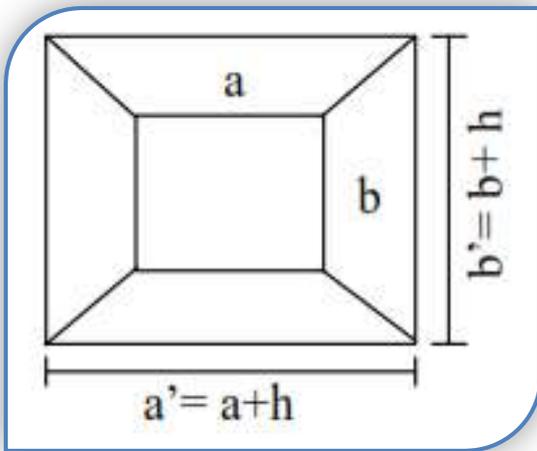
$$ELS : \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 2.5bars = 250 \frac{KN}{m^2}$$

	ELU					ELS				
	$\sigma_1$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_2$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_m$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS	$\sigma_1$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_2$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_m$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS
Sens longitudinal	160.99	153.35	159.08	332.5	CV	117.40	109.75	115.48	250	CV
Sens transversal	163.98	150.36	160.575	332.5	CV	120.38	106.76	116.97	250	CV

d) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant.



Cette vérification s'effectue comme suit :  $N_u \leq \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$b$  : On considère une bonde de 1 ml du voile

➤ Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h)$$

$$\text{Poteaux : } \mu_c = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 1.20) = 6.6 \text{ m}$$

$$\text{Voile : } \mu_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 1.20) = 7.2 \text{ m}$$

➤ Vérification pour les poteaux :

$$* N_u = 1781.7 \text{ KN}$$

$$* \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.6 \times 1.20 \times 25000}{1.5} = 5940 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$N_u = 1781.7 \text{ KN} \leq 5940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification pour les voiles:

$$* N_u = 1123.26 \text{ KN}$$

$$* \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.2 \times 1.20 \times 25000}{1.5} = 6480 \text{ KN}$$

$$N_u = 1123.26 \text{ KN} \leq 6480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

### IX. Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotes et chargées par la contrainte du sol

Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux

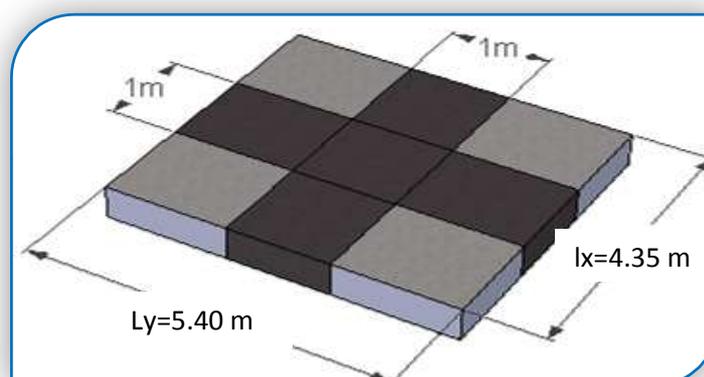


Figure 7-9 : Le panneau le plus sollicité

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

**L'ELU :**  $q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(160.575 - \frac{15296.712}{566.89}\right) \times 1 = 133.59 \text{ KN/ml}$

**L'ELS :**  $q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(116.97 - \frac{15296.712}{566.89}\right) \times 1 = 89.98 \text{ KN/ml}$

**1) Identification des panneaux :**

l <sub>x</sub> (m)	l <sub>y</sub> (m)	$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
			$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
4.35	5.40	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710

l<sub>x</sub> : petite portée du panneau

l<sub>y</sub> : grand portée du panneau

Les valeurs des coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donnés en fonction du rapport  $\varphi_x$  et du coefficient de poisson

$0.4 < \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 < 1$  .....panneau portant dans les deux sens

Donc utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3 du BAEL91 modifiée 99

**2) Calcul des moments isostatiques :**

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>x</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>y</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0y} = \mu_y q l_y^2$

ELU : $q_u = 133.59 \frac{KN}{ml}$		ELS : $q_s = 89.98 \frac{KN}{ml}$	
$M_{0x} = 142.82$	$M_{0y} = 84.97$	$M_{0x} = 107.60$	$M_{0y} = 76.39$

**Remarque :**

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,75M_{0y}$
  - Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,85M_{0y}$
  - Moment sur appuis de rive :  $M_{ax} = 0,3M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,3M_{0y}$
  - Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

Donc les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée

**ELU :**

Sens X-X :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \times 142,82 = 107,115 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,5 \times 142,82 = 71,41 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,75 \times 84,97 = 63,73 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,5 \times 84,97 = 42,48 \text{ KN.m}$

**ELS :**

Sens X-X :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \times 107,60 = 80,7 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,5 \times 107,60 = 53,8 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,75 \times 76,39 = 57,29 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,5 \times 76,39 = 38,19 \text{ KN.m}$

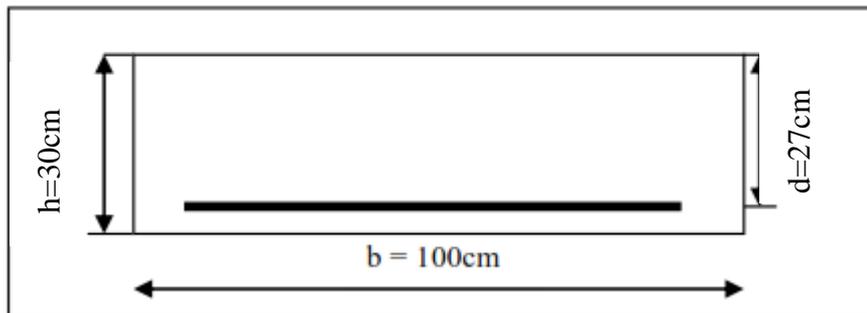


Figure 7-10 : Dimension de la section de calcul

**1) Ferrailage suivant x-x :**

➤ **Aux appuis :**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{71,41 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,12 \text{ MPa}$$

$\mu = 0,068 \dots \dots \dots \beta = 0,965$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71,41 \times 10^3}{0,965 \times 0,27 \times 348} = 787,56 \text{ mm}^2/\text{ml} = 7,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ax} = 7,87 \text{ cm}^2$  Soit : 6 HA14 =  $9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm.

➤ **En travée :**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{107,115 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14,2} = 0,103 < 0,392 \quad \text{S.S.A}$

$\mu = 0,103 \dots \dots \dots \beta = 0,945$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{107,115 \times 10^3}{0,945 \times 0,27 \times 348} = 1206 \text{ mm}^2/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{tx} = 12,06 \text{ cm}^2$  Soit : 6HA16 =  $12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm

**2) Ferrailage suivant y-y :**

➤ **Aux appuis :**

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{42.48 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392$  S.S.A

$\mu = 0.04$  .....  $\beta = 0.980$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.48 \times 10^3}{0.980 \times 0.27 \times 348} = 461.33 \text{ mm}^2/\text{ml} = 4.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ay} = 4.61 \text{ cm}^2$  Soit : 5 HA14= 7.70  $\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm.

➤ **En travée :**

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{63.73 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.061 < 0.392$  S.S.A

$\mu = 0.061$  .....  $\beta = 0.968$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63.73 \times 10^3}{0.968 \times 0.27 \times 348} = 700.68 \text{ mm}^2/\text{ml} = 7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} = 7 \text{ cm}^2$  Soit : 5HA14=7.70  $\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement
Selon (x-x)	En travée	107.115	SSA	12.06	6HA16	12.06	20
	En appui	71.41	SSA	7.87	6HA16	12.06	
Selon (y-y)	En travée	63.73	SSA	7	5HA14	7.70	20
	En appui	42.48	SSA	4.61	5HA12	7.70	

**3) Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :**

Ferrailage minimal :  $A_{min} = \delta_0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\varphi_x}{2}\right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0.80}{2}\right) = 2.64 \text{ cm}^2$

- $\delta_0$ : Taux des armatures minimales

**0,0008** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE400**.

**0,0006** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE500**.

➤ **Aux appuis :**

$A_{ad}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$A_{ad}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

❖ **Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiée 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4) vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	53.8	12.06	0.446	34.26	0.898	183.99	5.37	15	vérifié
	Travée	80.7	12.06	0.446	34.26	0.898	275.98	8.05	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	38.19	7.70	0.285	44.17	0.915	200.75	4.54	15	Vérifié
	Travée	57.29	7.70	0.285	44.17	0.915	301.16	6.81	15	vérifié

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant

## X. Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

### 1) Chargement simplifié :

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle(panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit et le calcul devient classique

❖ Pour les charges trapézoïdales :

➔ Sens transversal :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.711\text{m}$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.305\text{m}$$

➔ Sens longitudinal :

$$l_m = l_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 2.124\text{m}$$

$$l_t = l_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.62\text{m}$$

### 2) Charge à considérer :

➔ Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 133.59 \times 1.711 \times 2 = 457.14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 89.98 \times 1.711 \times 2 = 307.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 133.59 \times 1.305 \times 2 = 348.66 \text{ KN/ml}$$

➔ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 133.59 \times 2.124 \times 2 = 567.49 \text{ KN/ml}$$

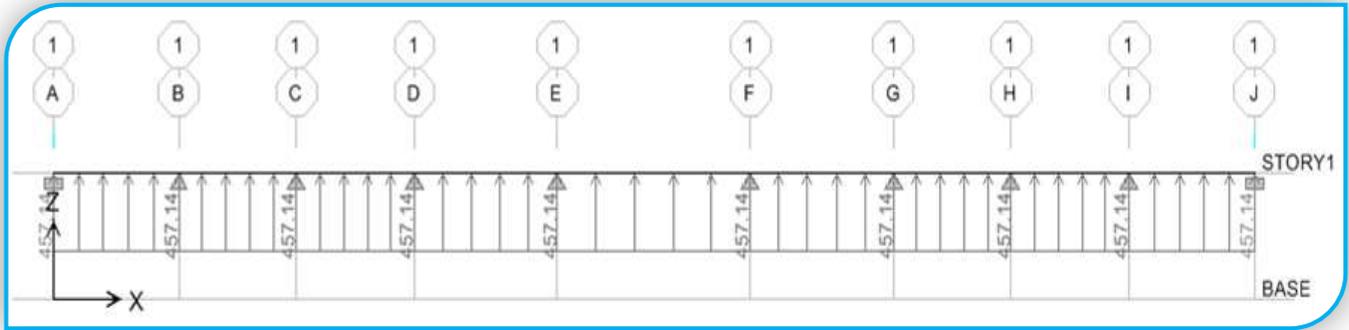
$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 89.98 \times 2.124 \times 2 = 382.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 133.59 \times 1.62 \times 2 = 432.83 \text{ KN/ml}$$

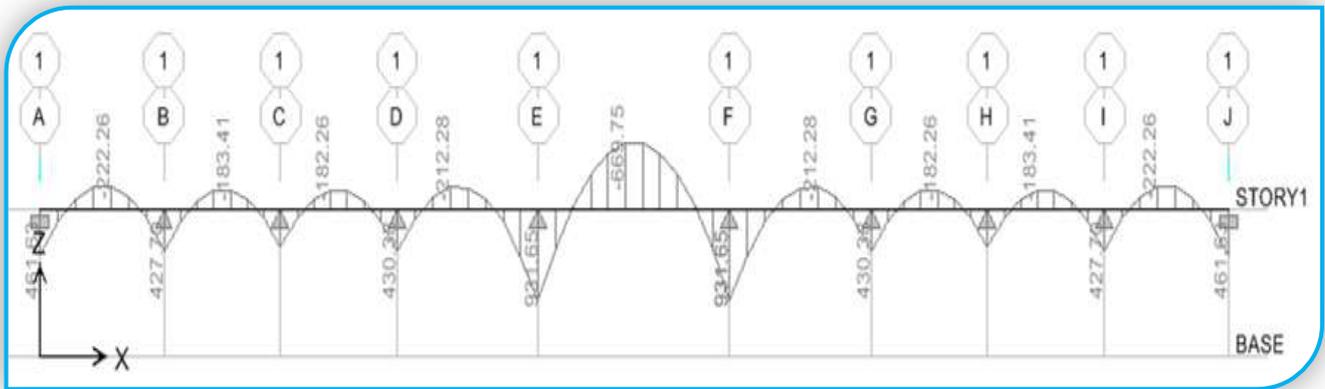
Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS

Sens (X-X) :

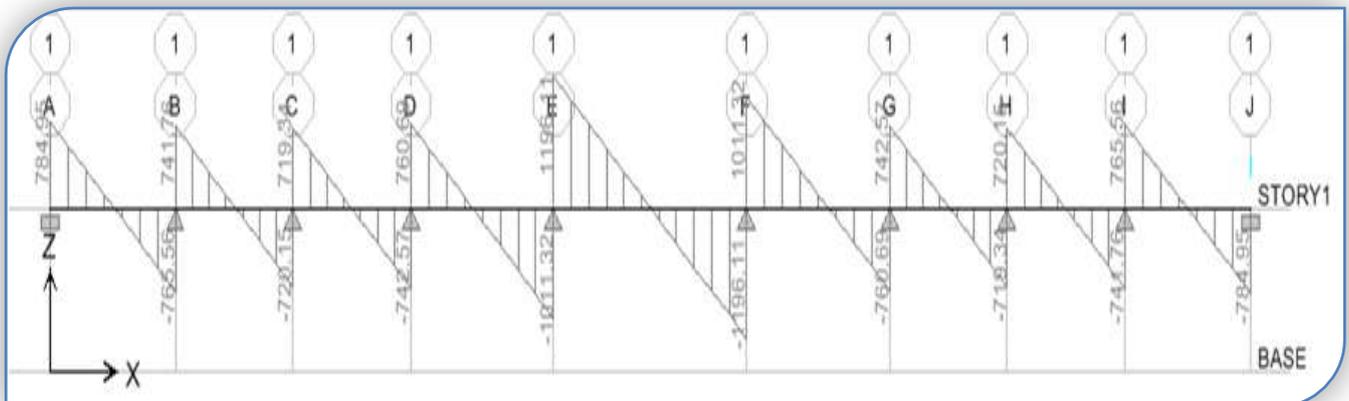
★ ELU



Le chargement à ELU

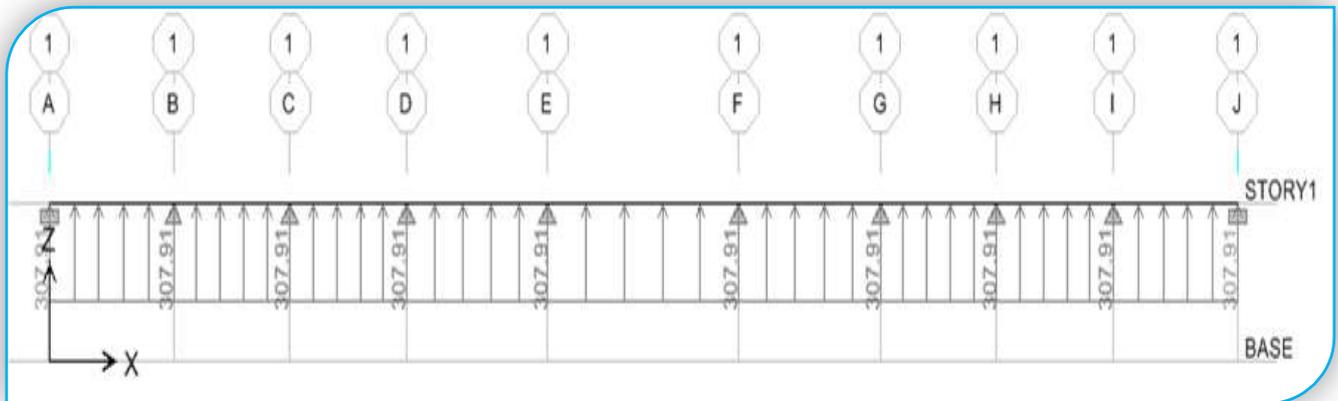


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

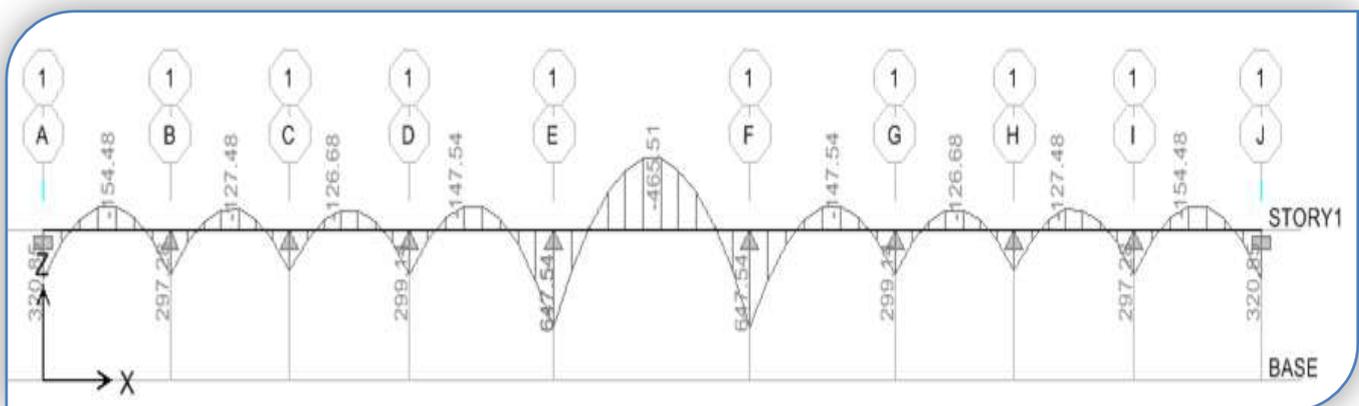


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

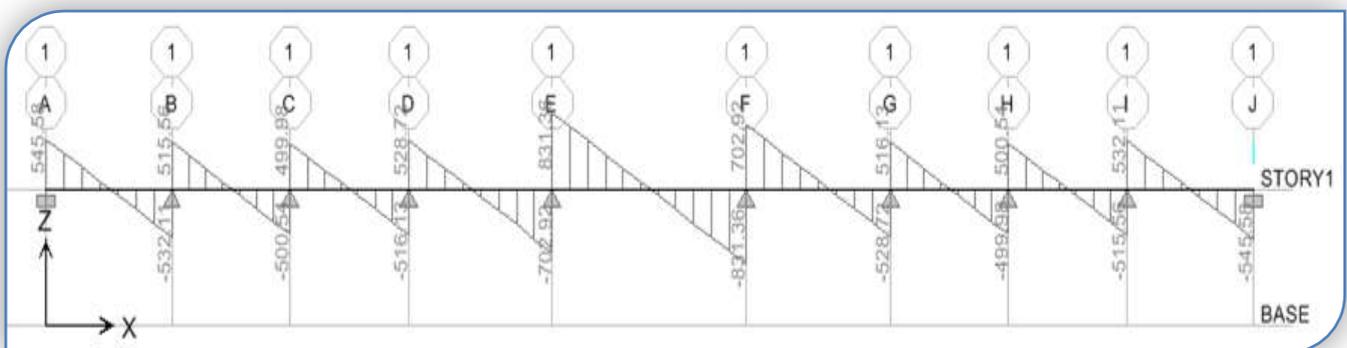
★ ELS



Le chargement à l'ELS



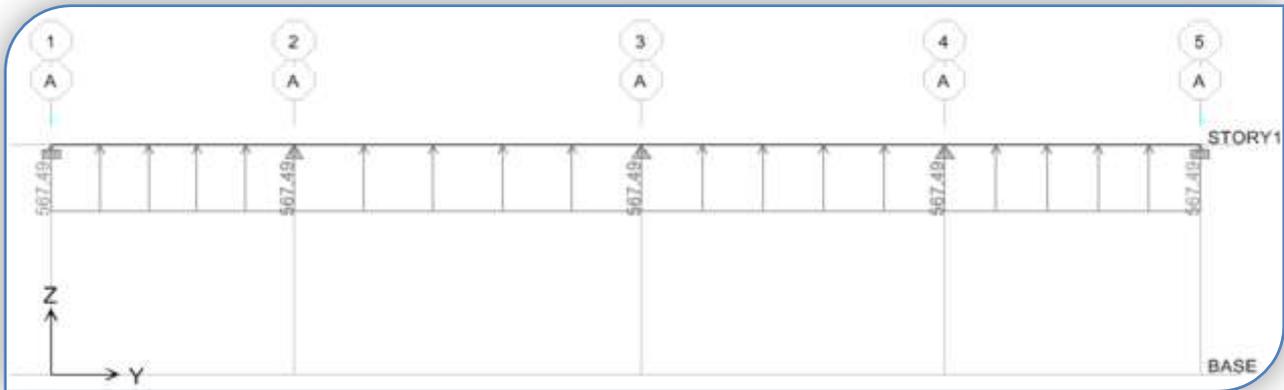
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



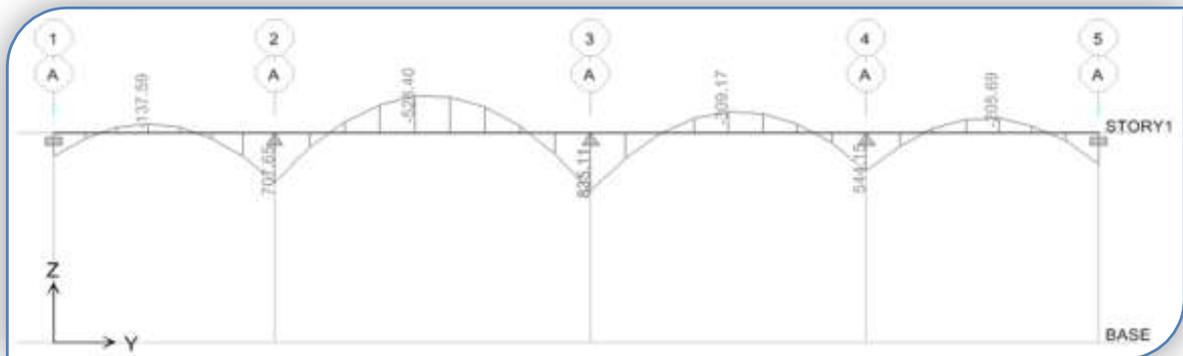
Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Sens (Y-Y) :

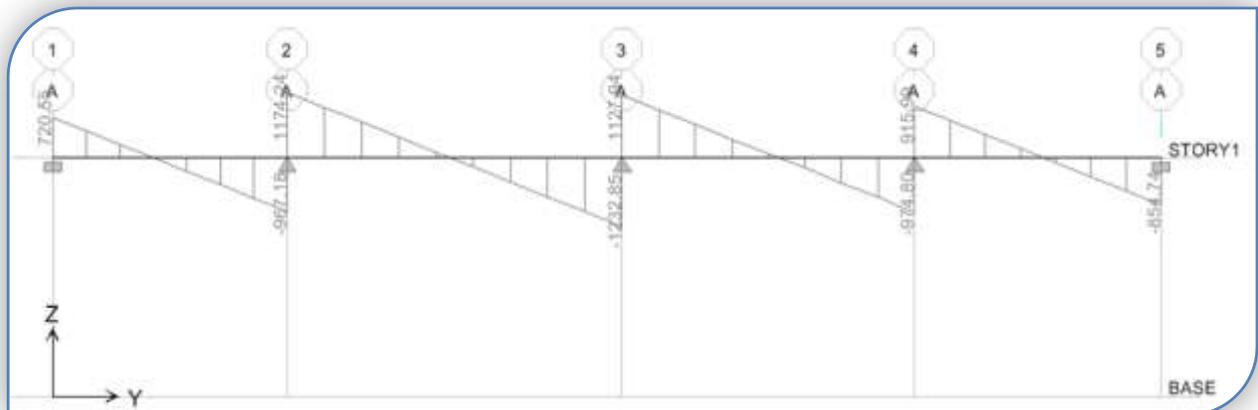
★ ELU



Le chargement à ELU

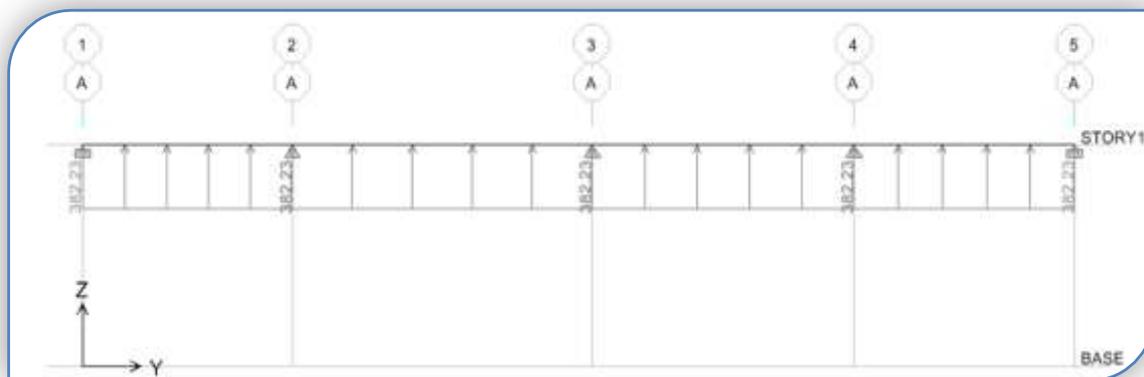


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

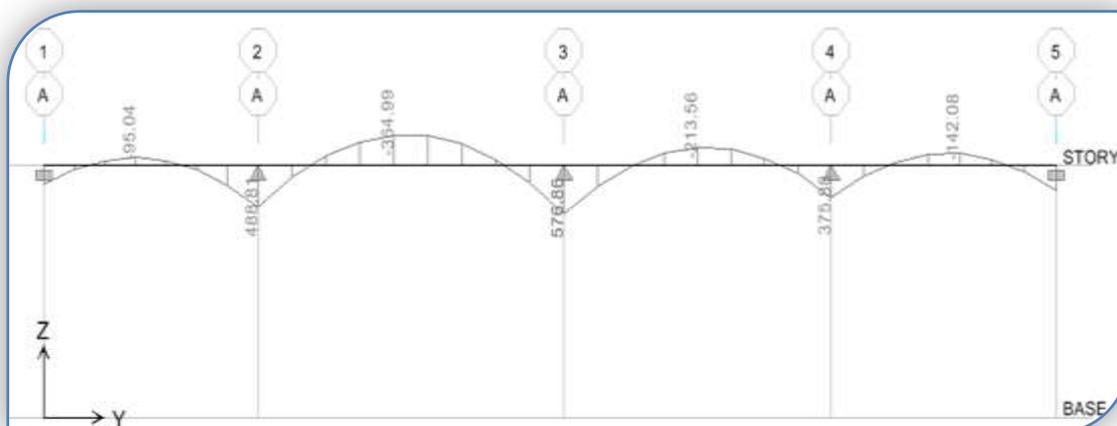


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

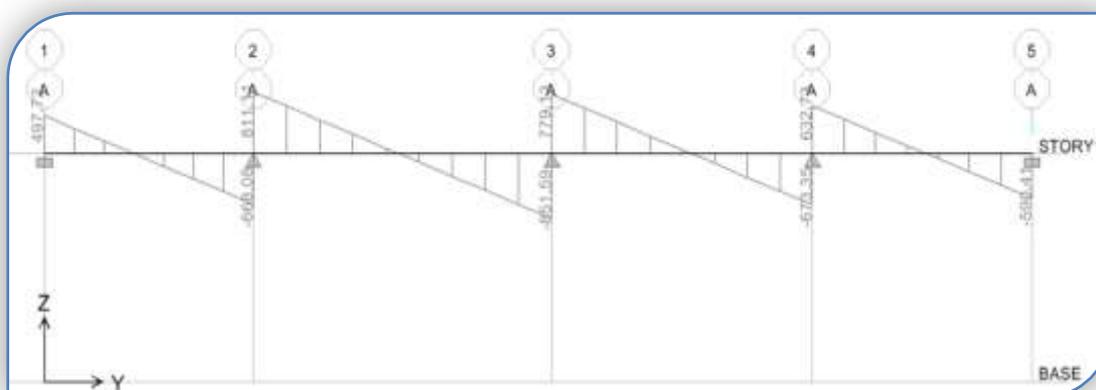
★ ELS



Le chargement à l'ELS



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_u = 669.75 \text{ KN.m}$	$M_u = 528.40 \text{ KN.m}$
	$M_s = 465.51 \text{ KN.m}$	$M_s = 364.99 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_u = 931.65 \text{ KN.m}$	$M_u = 835.11 \text{ KN.m}$
	$M_s = 647.54 \text{ KN.m}$	$M_s = 576.86 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 1196.11 \text{ KN}$	$T_u = 1232.85 \text{ KN}$
	$T_s = 831.36 \text{ KN}$	$T_s = 851.59 \text{ KN}$

3) Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

$b = 50 \text{ cm}$ ;  $h = 120 \text{ cm}$ ;  $d = 117 \text{ cm}$  ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{931.65 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,095 \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{931.65 \times 10^3}{0.95 \times 117 \times 348} = 24.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 (filante) + 5HA16 (chapeau) = 25.76 cm<sup>2</sup>/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{669.75 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{669.75 \times 10^3}{0.965 \times 117 \times 348} = 17.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 (filante) + 5HA14 (chapeau) = 23.40 cm<sup>2</sup>/ml.

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{835.11 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,085 \rightarrow \beta = 0.9555$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{835.11 \times 10^3}{0.9555 \times 117 \times 348} = 21.46 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA20 (filante) +5HA16 (chapeau) = 25.76cm<sup>2</sup>/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{528.40 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{528.40 \times 10^3}{0.972 \times 117 \times 348} = 13.35 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA20 (filante) +5HA14 (chapeau) = 23.40cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	5HA20+5HA16	5HA20+5HA16
Travée	5HA20+5HA14	5HA20+4HA14

4) Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

Le ferrillage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 117 \times 2.1}{400} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

Aux appuis :  $A_{st} = 25.76 \text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7.06 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 23.40 \text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7.06 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

Sens Y-Y :

Aux appuis :  $A_{st} = 25.76 \text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7.06 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 23.4 \text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7.06 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Calcul des armatures transversales :****Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.6 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{30; 30\}$$

Soit : **St = 10cm**

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 60 \text{ cm.}$$

Soit : **St = 15 cm.**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1196,11 \times 10^3}{500 \times 1170} = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1232,85 \times 10^3}{500 \times 1170} = 2,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91) :**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 120cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ ml} \times 1,2} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Soit donc 4HA12 avec  $A_p = 4,52 \text{ cm}^2$ .

5) Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

➔ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  (MPa)

➔ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	647.54	25.76	0.440	34.26	0.8985	239	348	6.97	15	vérifié
	Travée	465.51	23.40	0.26	46.73	0.919	185	348	3.9	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	576.86	25.76	0.440	34.26	0.8985	213	348	6.21	15	Vérifié
	Travée	364.99	23.40	0.26	46.73	0.919	145	348	3.1	15	vérifié

XI. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier et soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

➤ A l'ELU :

$$Q_u = 133.59\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-133.59 \times 0.5^2}{2} = -16.70\text{KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$Q_s = 89.98\text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-89.98 \times 0.5^2}{2} = -11.24\text{KN.m}$$

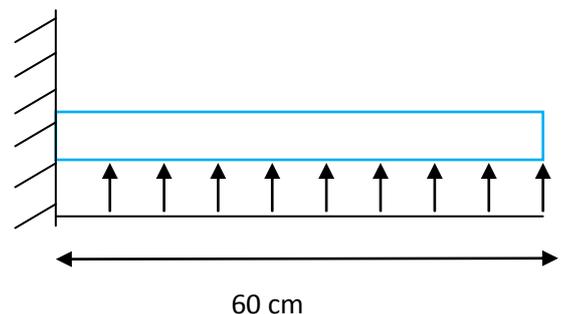
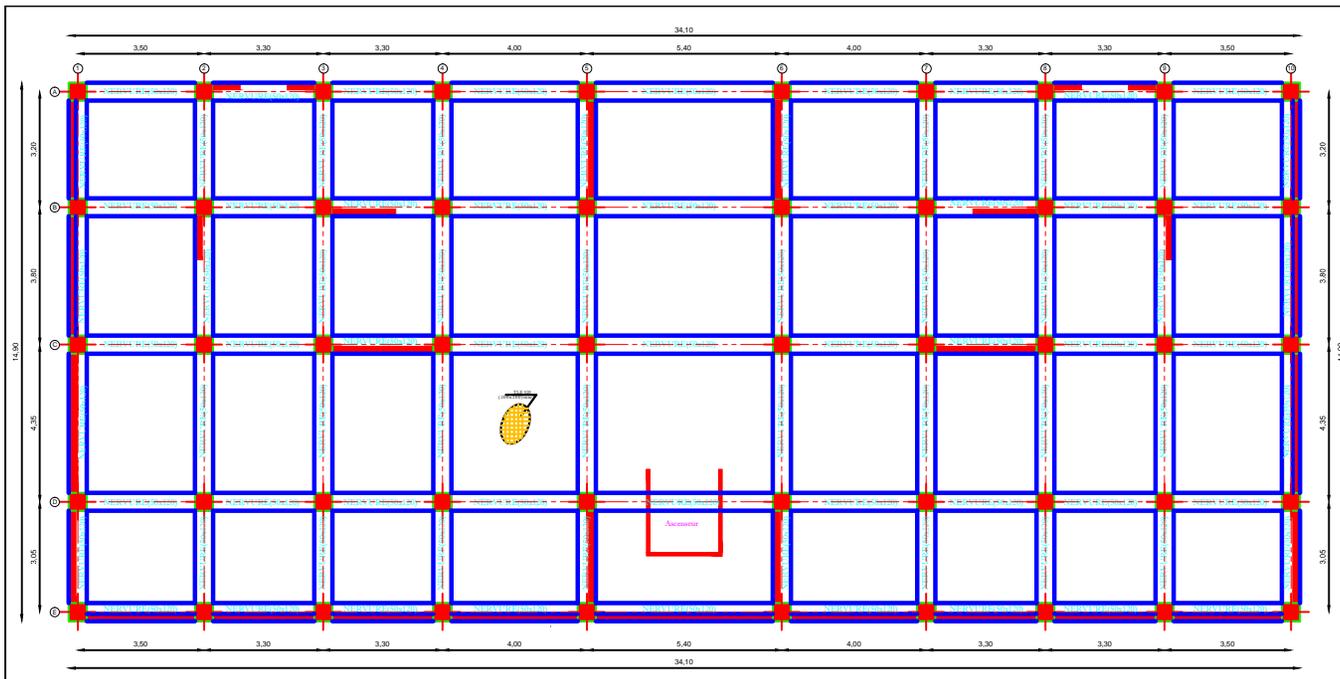


Schéma statique d'un débord.

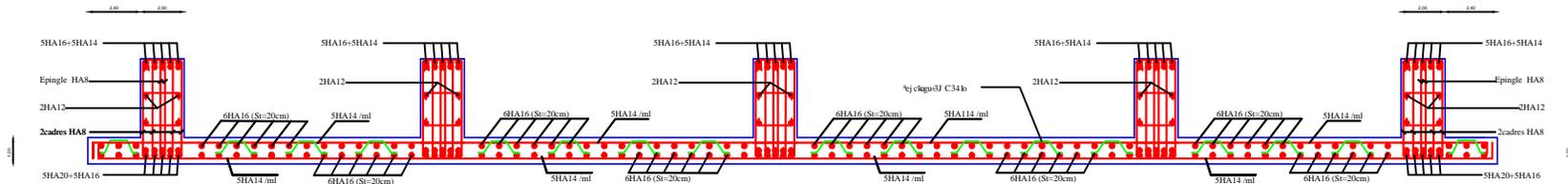
Etant donné que le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du radier (dalle et nervure) nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord

Donc le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres

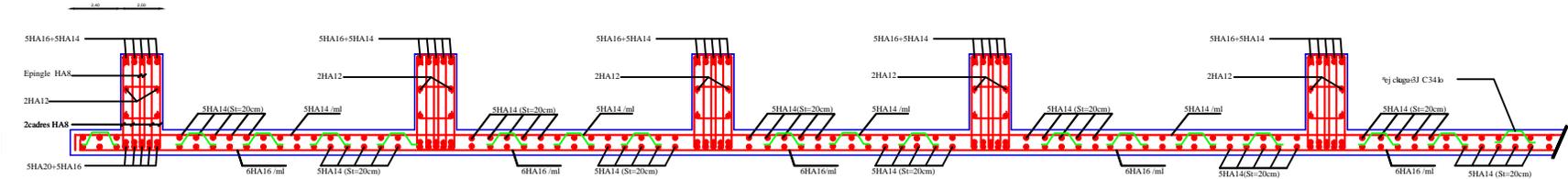


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :		TITRE:
MELLE: MESSAOUI SONIA		<b>PLAN DE COFFRAGE DU RADIER</b>
MR: MEZRAG SAMIR		
DIRIGE PAR :		
MME: CHAHOUR KAHINA		
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N°25	ECHELLE 1/50



: YffU]`U[ Y`Xi `fUX]Yf` [ fbffU`GYbg`L!L



: YffU]`U[ Y`Xi `fUX]Yf` [ fbffU`GYbg`MM

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

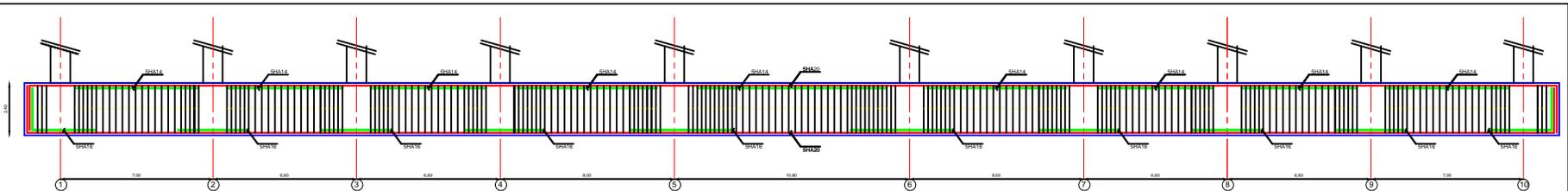
TITRE:

FERRAILLAGE DU RADIER

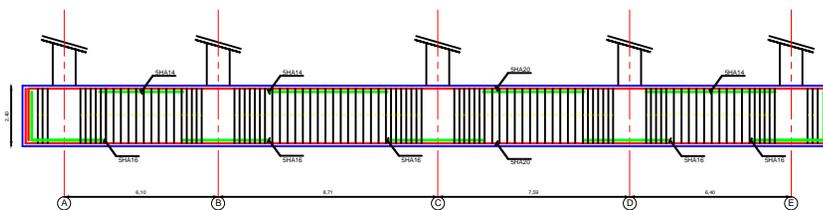
PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°23

ECHELLE 1/50



FERRAILLAGE NERVURE(50 X 120) SENS TRANSVERSALE



FERRAILLAGE NERVURE (50 X 120) SENS LONGITUDINAL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA

MR: MEZRAG SAMIR

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

TITRE:

FERRAILLAGE  
 DES NERVURES

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°24

ECHELLE 1/50

**1) INTRODUCTION :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et assurer l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

**➤ Pré dimensionnement du mur plaque :**

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 25 cm.

**2) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du entre sol

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

**a. Détermination des sollicitations :**

Le poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

L'Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

La Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

La Cohésion :  $C=0$ .

La contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$ .

**b. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H.$$

**Avec :**

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale sous la poussée des terres.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos

$\varphi$  : Angle de frottement interne ;  $\varphi = 30^\circ$

Puisque le sol est pulvérulent ; la relation de Jacky est applicable ; on écrit alors :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

## ❖ Calcul des sollicitations :

## ➤ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.5 (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 7.5 + 12.15 \times h$$

**Tronçon : 0 m < h < 4.08 m**

Pour :  $\Rightarrow$  h = 0 m  $\Rightarrow$   $\sigma_H = 7.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour :  $\Rightarrow$  h = 4.08 m  $\Rightarrow$   $\sigma_H = 57.1 \text{ KN/m}^2$ .

## ➤ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

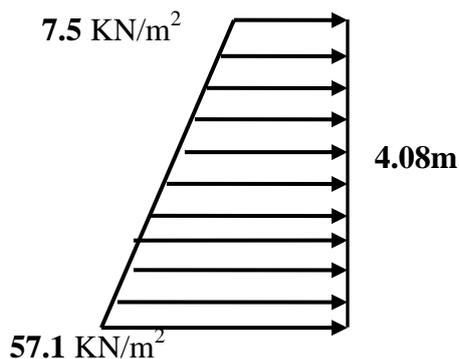
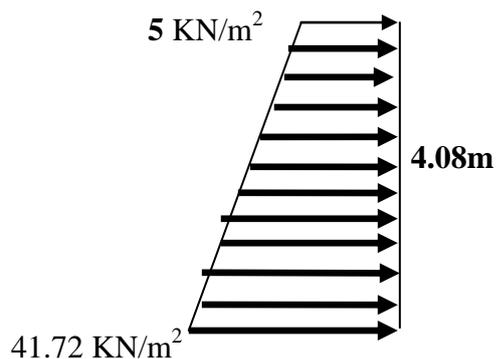
$$\sigma_H = 0.5 (10 + 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 5 + 9 \times h$$

**Tronçon : 0 m < h < 4.08 m**

Pour :  $\Rightarrow$  h = 0 m  $\Rightarrow$   $\sigma_H = 5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour :  $\Rightarrow$  h = 4.6 m  $\Rightarrow$   $\sigma_H = 41.72 \text{ KN/m}^2$ .

**Diagramme des contraintes :****ELU****ELS**

**Charge moyenne:**

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bande de 1 mètre de largeur est :

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 57.1 + 7.5) \times 1}{4} = 44.7 \text{ KN/m.}$$

➤ **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 41.72 + 5) \times 1}{4} = 32.54 \text{ KN/m.}$$

**3) Ferrailage du mur plaque :****a. Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre de largeur : (b=1m = 100cm).

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS.

➤ **Diagramme des moments à l'ELU:**

- **Sens X-X :**

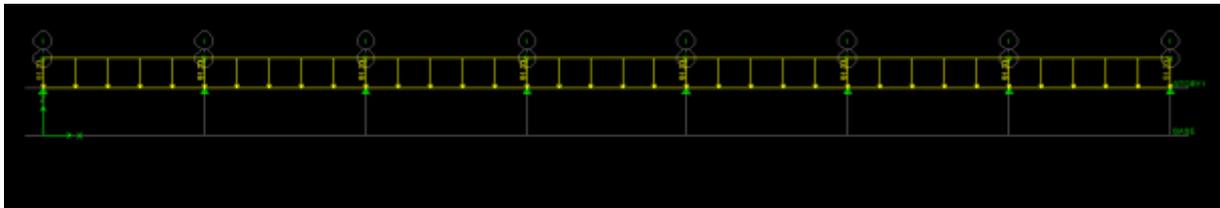


Figure VIII-2 : Schéma statique du mur plaque l'E.L.

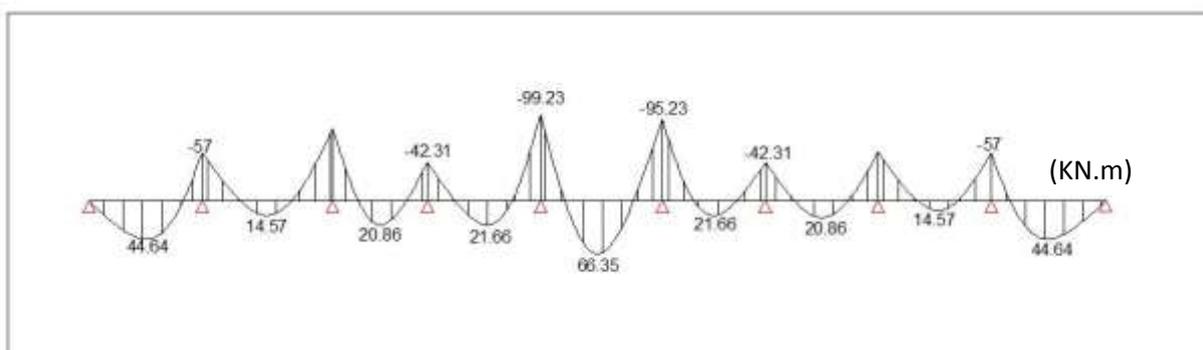


Figure VIII-3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

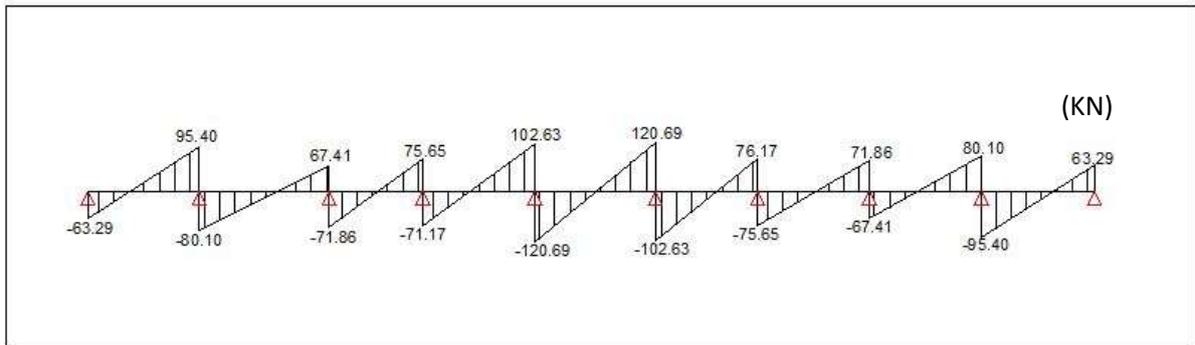


Figure VIII-4 : Diagrammes de l'efforts tranchants à l'E.L.U

- Sens Z-Z :

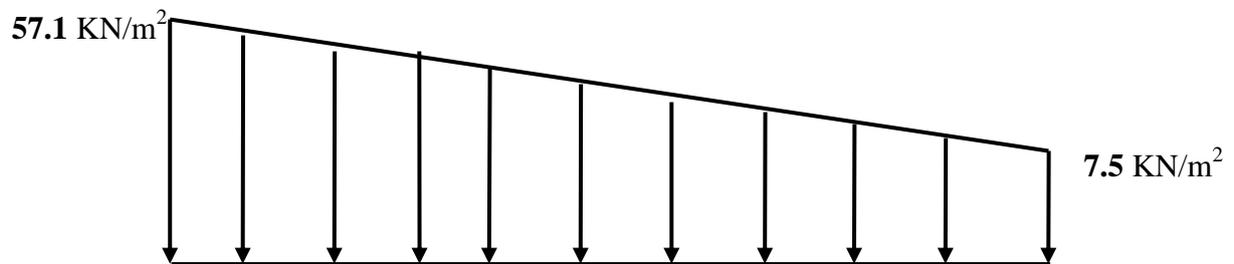


Figure VIII-5 : Schéma statique du mur plaque l'E.L.U

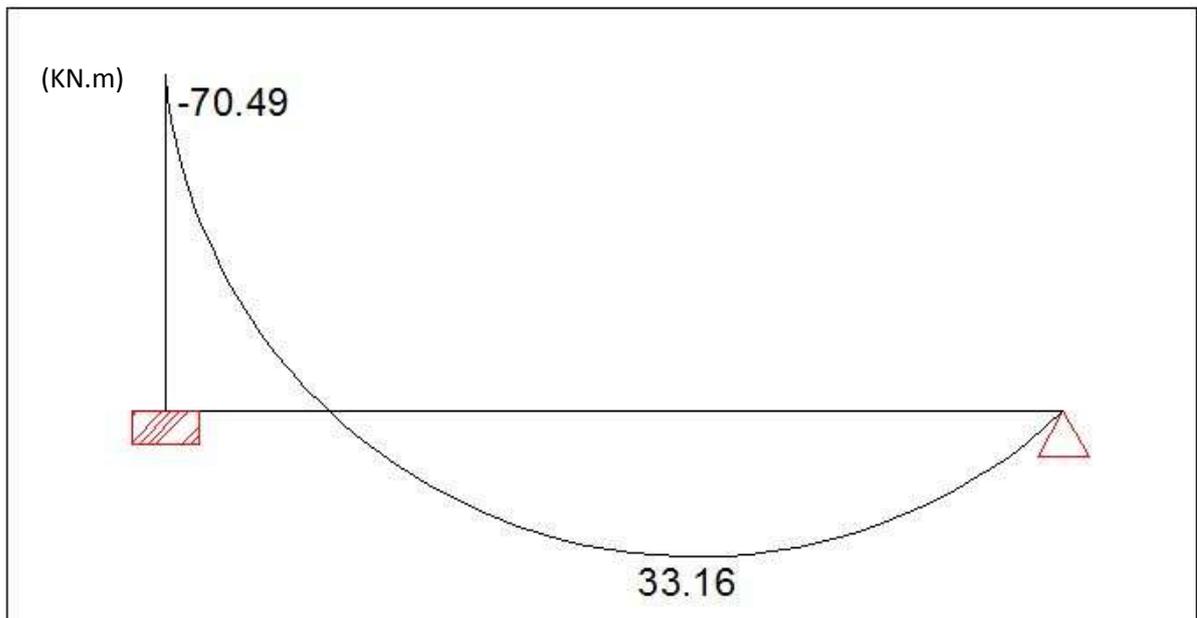


Figure VIII-6 : Diagramme des moments fléchissants à l'E.L.U

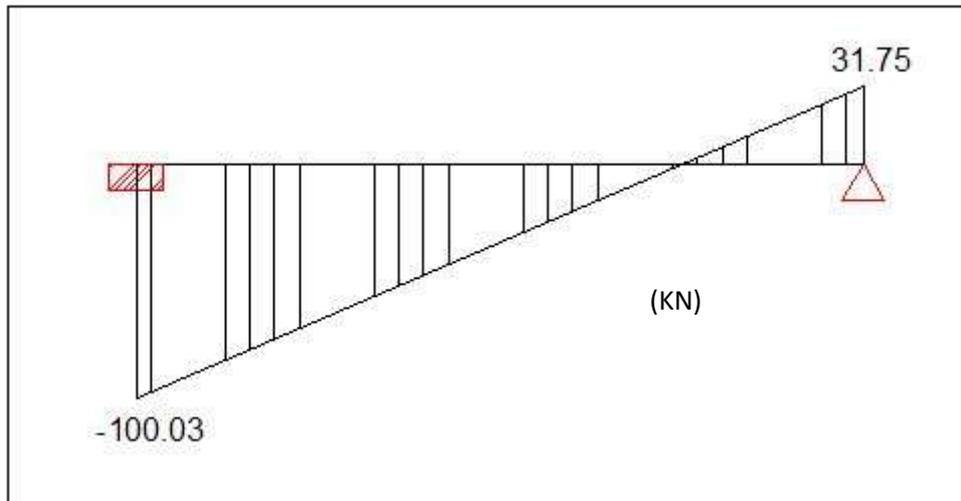
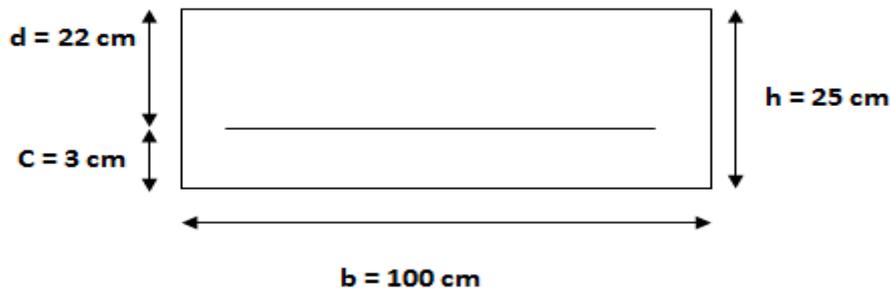


Figure VIII-7 : Diagramme des l'efforts tranchants à l'ELU

**b) Ferrailage a l'ELU :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

	Efforts internes	Sens(x-x)	Sens (y-y)
ELU	M <sub>au</sub> (KN.m)	70.49	95.23
	M <sub>tu</sub> (KN.m)	33.16	66.35
	T <sub>u max</sub> (KN)	100.03	120.69
ELS	M <sub>as</sub> (KN.m)	51.04	69.33
	M <sub>ts</sub> (KN.m)	23.93	48.30

Tableau : des sollicitations l'ELU et à l'ELS

## ❖ Les armatures dans le sens x-x:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.49 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.102 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.102 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.946$$

$$A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{70.49 \times 10^4}{0.946 \times 220 \times 348} = 9.73 \text{ cm}^2.$$

Soit : 9HA14 = 13.85 cm<sup>2</sup>

## ❖ Armatures dans le sens z-z :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.33 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.138 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.138 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.925$$

$$A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{95.33 \times 10^4}{0.925 \times 220 \times 348} = 13.46 \text{ cm}^2.$$

Soit : 9HA14 = 13.85 cm<sup>2</sup>

## ➤ Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 25 cm)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (05) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.  
Soit : A<sub>s</sub> = 2.51 cm<sup>2</sup>

## 4) Vérification à l'ELU :

## a. Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : St < min (3h ; 33cm)

$$\text{Dans le sens XX : } St = \frac{b}{9} = \frac{100}{9} = 11.11 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Dans le sens YY : } St = \frac{b}{9} = \frac{100}{9} = 11.11 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL):**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

**Sens(x-x) :**

$$A_{\text{adoptée}} = 13.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (z-z) :**

$$A_{\text{adoptée}} = 13.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Calcul de la longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour quel'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0.6 (\Psi_s)^2 f_{t28}$$

$\Psi_s$  : coefficient de scellement.

$\Psi = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\Psi = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa .}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.39 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 ( ArtA.6.1,21).

$$\text{Pour } \phi 20 : \quad \Longrightarrow \quad L_a = 28.22 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_a = 30 \text{ cm}$$

**d. Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

**Soit :** le diamètre des armatures transversales = 8 mm

**4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa .}$$

**Avec :** T max = 120.69 KN.

$$\tau_u = \frac{120.69 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.2 Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}; \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times d = 9 \times 3.14 \times 2 = 56.52 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{120.69 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 565.2} = 1.08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

#### 5) Vérification à l'ELS :

##### ➤ Diagramme des moments à l'ELS:

- Sens XX :

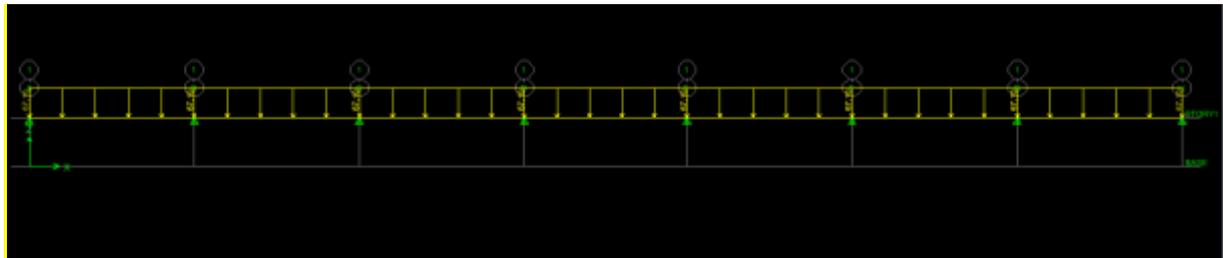


Figure VIII-8 : Schéma statique du mur plaque l'E.L.S

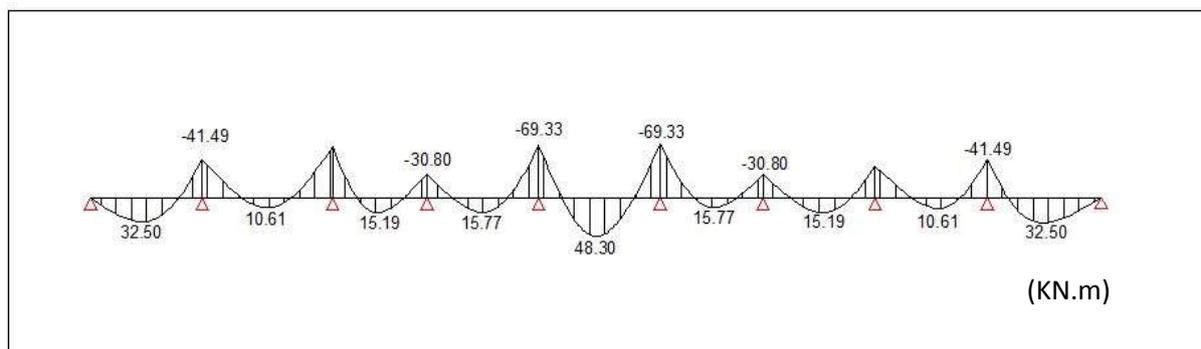


Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S

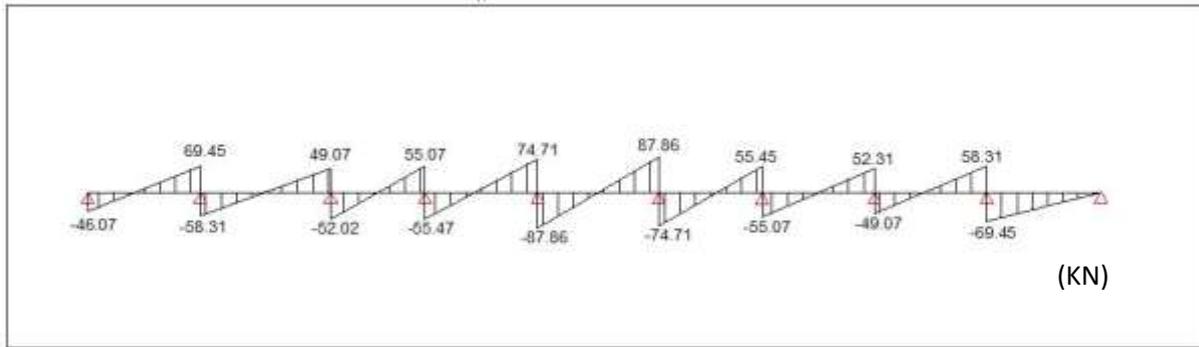


Figure VIII-10 : Diagramme des l'efforts tranchants à l'E.L.S

- Sens z-z :

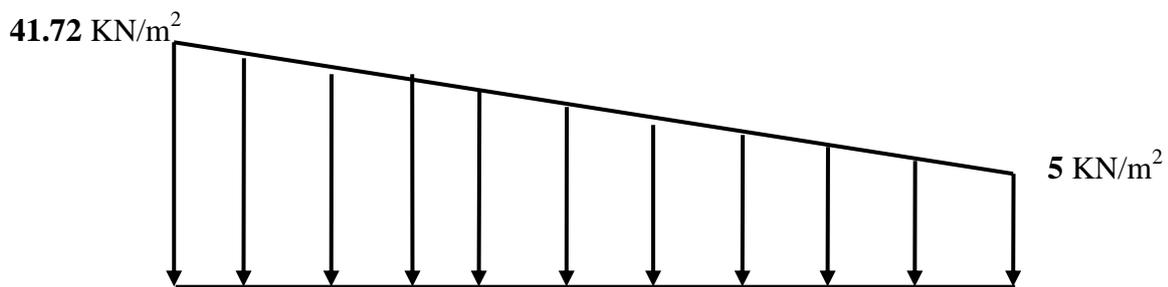


Figure VIII-11 : Schéma statique du mur plaque l'E.L.S

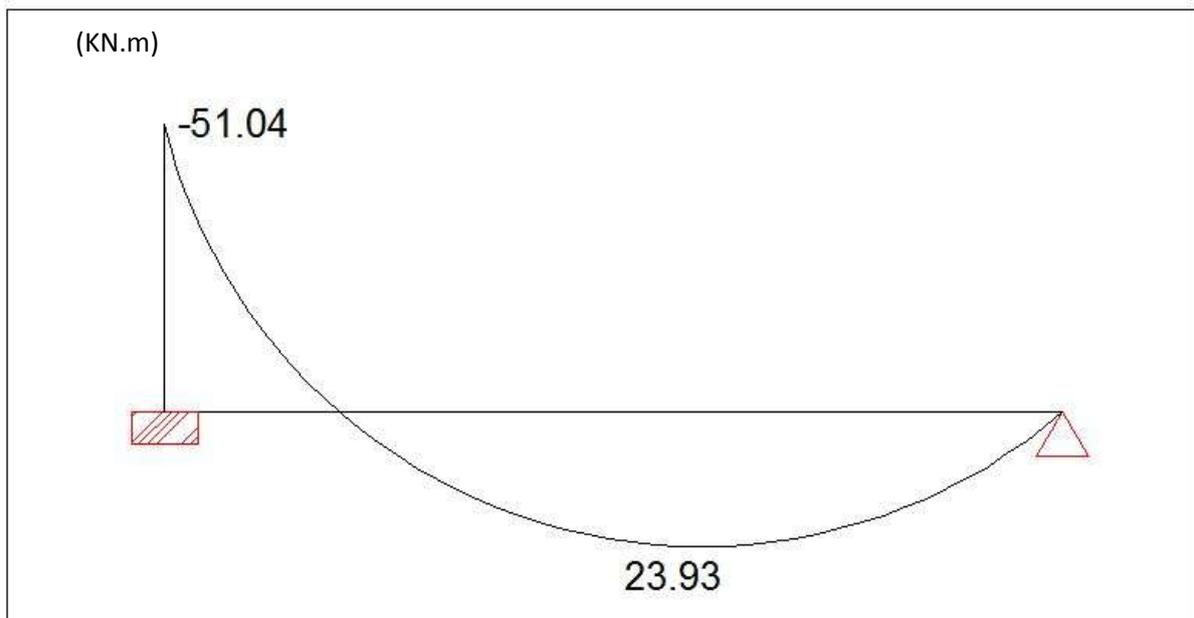


Figure VIII-12 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S

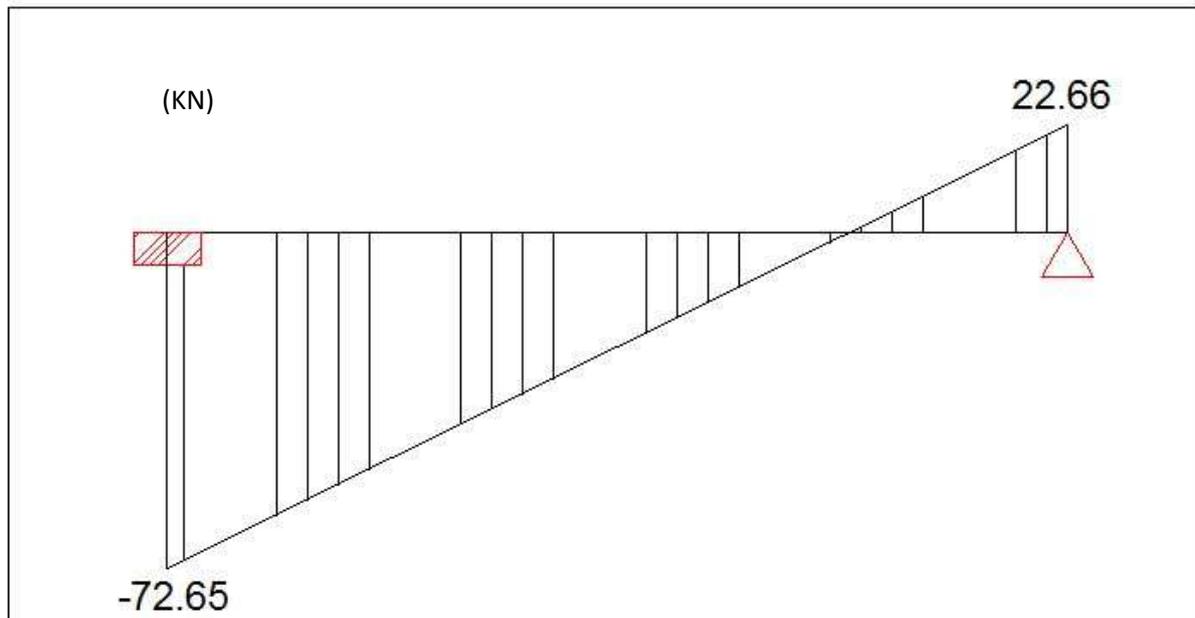


Figure VIII-13 : Diagramme des l'efforts tranchants à l'E.L.S

a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

• Sens XX :

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{adopté}} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Avec :  $M_s = \text{KN.m}$  ;  $A_{adopté} = 28.27 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 28.27}{100 \times 22} = 1.285 \begin{cases} \alpha_1 = 0.457 \\ \beta_1 = 0.847 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{81.63 \times 10^3}{0.847 \times 22 \times 28.27} = 154.96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 154.96 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{154.96}{15} \times \frac{0.457}{1 - 0.457} = 8.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

- Sens y-y :

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{adopté}} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Avec :  $M_s = 51.04 \text{ KN.m}$  ;  $A_{adopté} = 13.85 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 13.85}{100 \times 22} = 0.63 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0.351 \\ \beta_1 = 0.883 \end{array} \right.$$

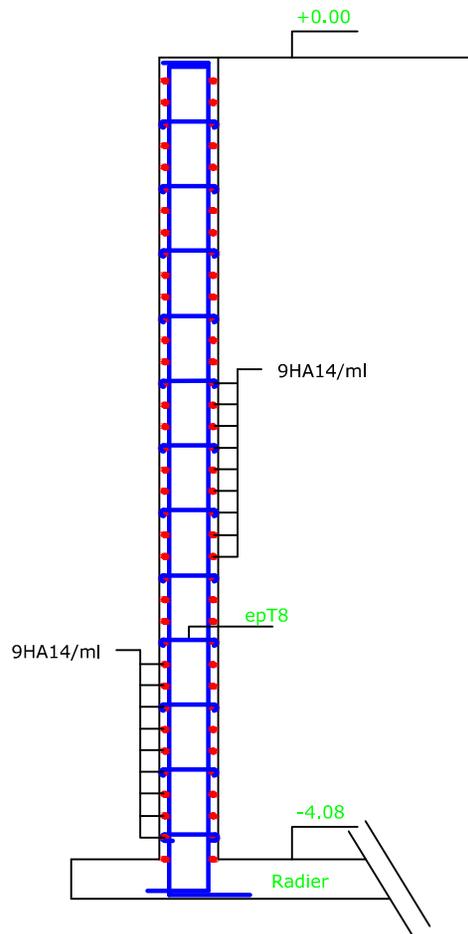
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{51.04 \times 10^3}{0.883 \times 22 \times 13.85} = 189.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 189.7 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{ .Condition est vérifiée.}$$

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{189.7}{15} \times \frac{0.351}{1 - 0.351} = 6.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \text{ Condition est vérifiée.}$$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: MESSAOUI SONIA  
 MR: MEZRAG SAMIR

TITRE:

*Schéma de ferrailage  
 du mur plaque*

DIRIGE PAR :

MME: CHAHOUR KAHINA

PROMOTION 2015-2016

PLANCHE N°26

ECHELLE 1/50

## *Conclusion*

Le projet de fin d'étude se révèle être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment.

La nécessité se relève plus impérative car elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats

J'espère par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Béton armé guide de calcul (H.Renaud et J. lamirault)
- ❖ Polycopié bâtiment 1 du prof. kassoul Amar de l'université Hasina benbouali de chlef
- ❖ Cours et TD des années précédentes.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.