

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

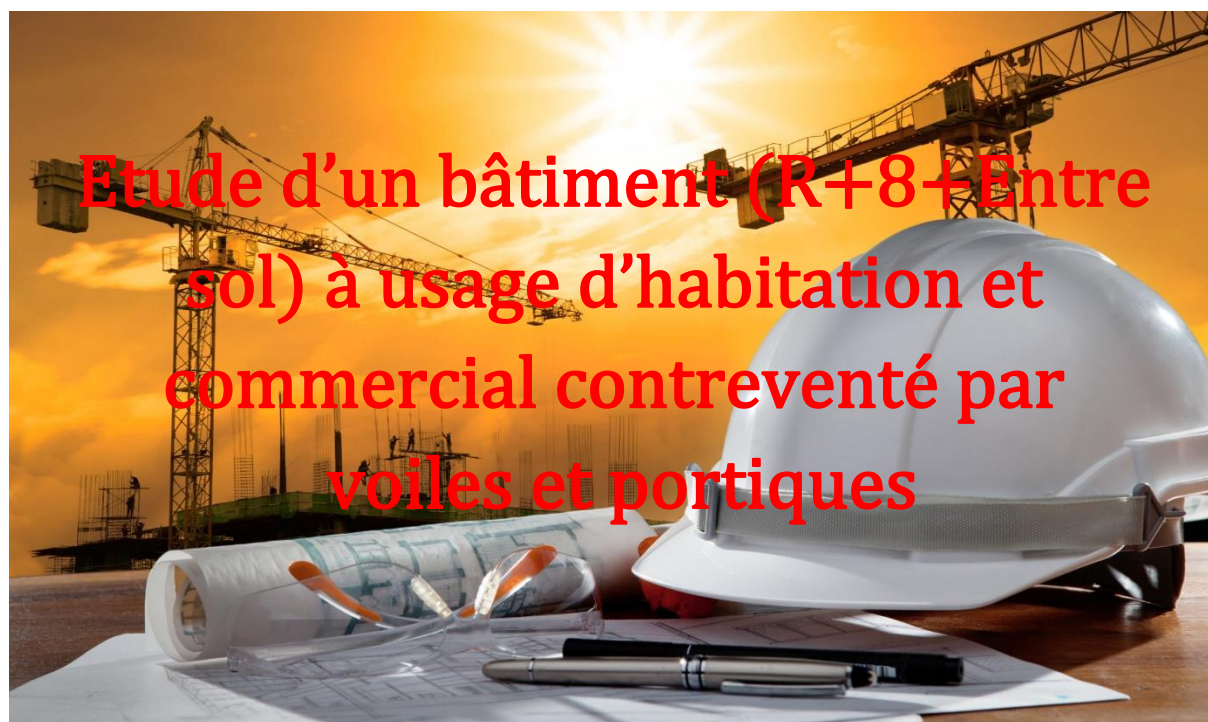
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil  
Option : Construction Civile et Industrielle

## THEME



Etude d'un bâtiment (R+8+Entre  
sol) à usage d'habitation et  
commercial contreventé par  
voiles et portiques

Etudié par :

M<sup>elle</sup> : BENDOU SARA

M<sup>elle</sup> : BOUBCHIR RACHIDA

Dirigé par :

M<sup>r</sup> : ADJRAD AREZKI

*Promotion 2020/2021*



## REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail nous tenons  
à remercier en premier lieu le bon dieu.*

*Nous remercions nos très chers parents  
pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier notre  
promoteur : Mr ADJRAD AREZKI pour son  
suivi et ses conseils tout le long de ce  
travail,*

*Nos remerciements vont également :*

*Aux membres du jury qui nous feront  
l'honneur de juger notre travail.*

*A tous les enseignants qui ont contribué à  
notre formation.*

*Et un grand merci à nous chers amies  
IMRABTENE LILA ET KHELILI NORIA .*

*Enfin nous saisissons l'occasion pour  
remercier L'ingénieure LAOUDIA  
OUARDIA et l'architecte AROUSSI DIHIA.*



# *Dédicace :*

*Je dédie ce travail :*

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

*A mon très cher grand frère : Fares*

*A mon cher frère: Nassim et sa femme Linda*

*A mon petit frère adorable : Mounir*

*A mon très cher Fiancé: Tazekrit Rafik, que je remercie profondément pour sa patience, son soutien et encouragement pour mener à bien mon mémoire et réussir.*

*A ma belle-famille.*

*A ma binôme, ma sœur Boubchir Rachida et sa respectueuse famille.*

*A la mémoire de ma très chère tante Djoher*

*A mes chères tantes : Malika et Fatima.*

*A ma chère cousine : Galleze Rachida*

*A toutes mes amies*

*.SARA*



# *Dédicace :*

*Je dédie ce travail :*

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

*A mes très chères sœurs :*

*Cherifa et son mari Hakim.*

*Dhawia et son mari Farid.*

*Zina et son mari Khaled.*

*Yasmina et son mari Akeli.*

*A mon très cher petit frère : Mohamed*

*A mes neveux : Mohamed, Anasse, Rayane, Ilyasse, Iyade, Yanisse, Ayanne, Ilyanne,*

*A mes nièces : Romaissa, Céline, Kawthar, Thelelli.*

*A mon cher ami H. Rachid pour son soutien et encouragement.*

*A toutes mes cousines : Amira, Kayessa, Lamia.*

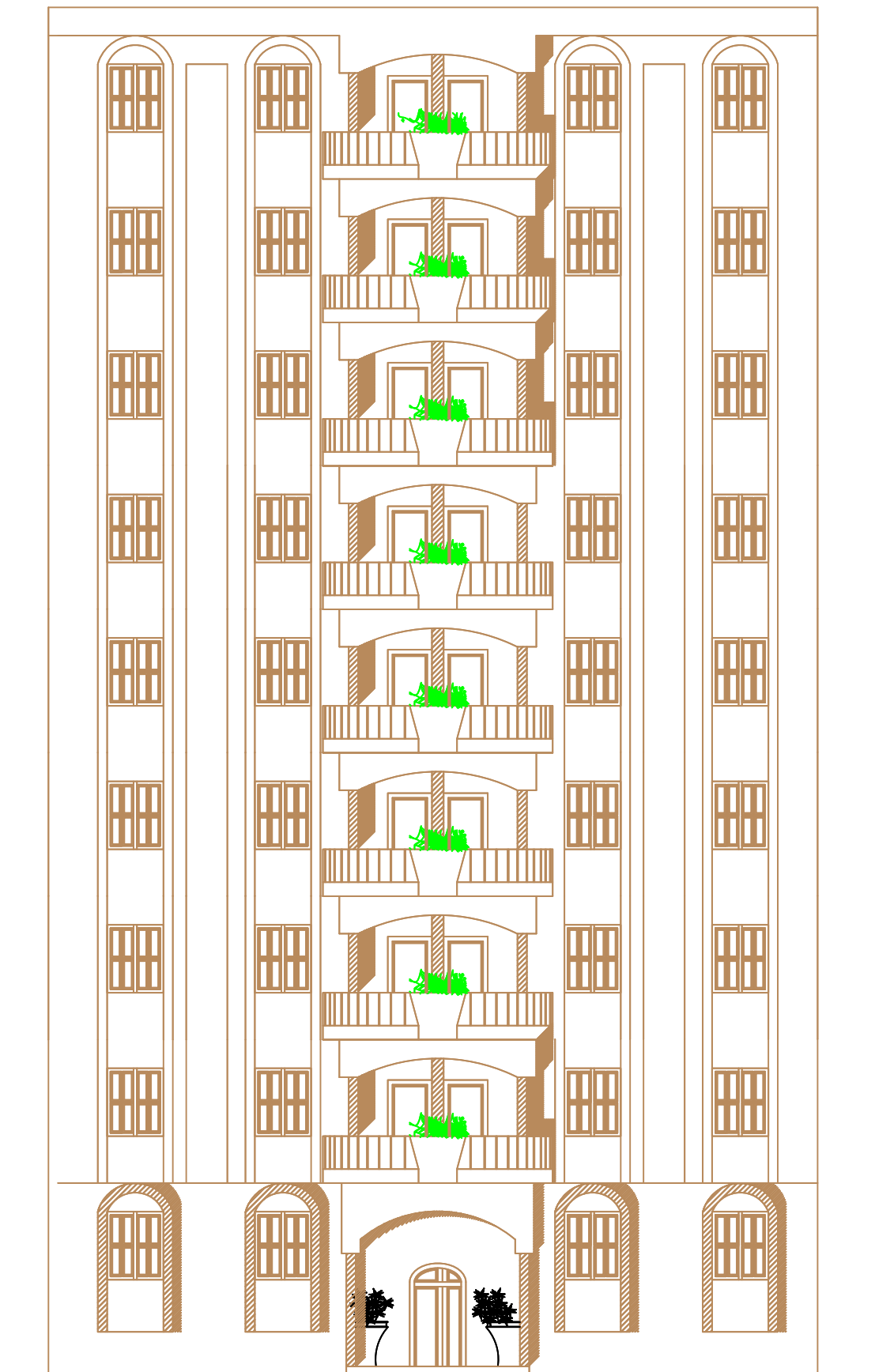
*A toutes mes amies : Mariem, Kenza, Silia, Kahina*

*A ma binôme, et sœur Bendou Sara et son fiancé Rafik et sa respectueuse famille.*

*A toute la famille BOUBCHIR,*

*RACHIDA*





# *FACADE PRINCIPALE*

UNIVERSITE MOULOUD  
MAMMERIDE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

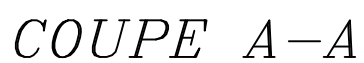
Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

PLAN N° : 01

FACADE PRINCIPALE

Mr : ADJRAD.A

Promotion :2020-2021



UNIVERSITE MOULOU  
MAMMERIDE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

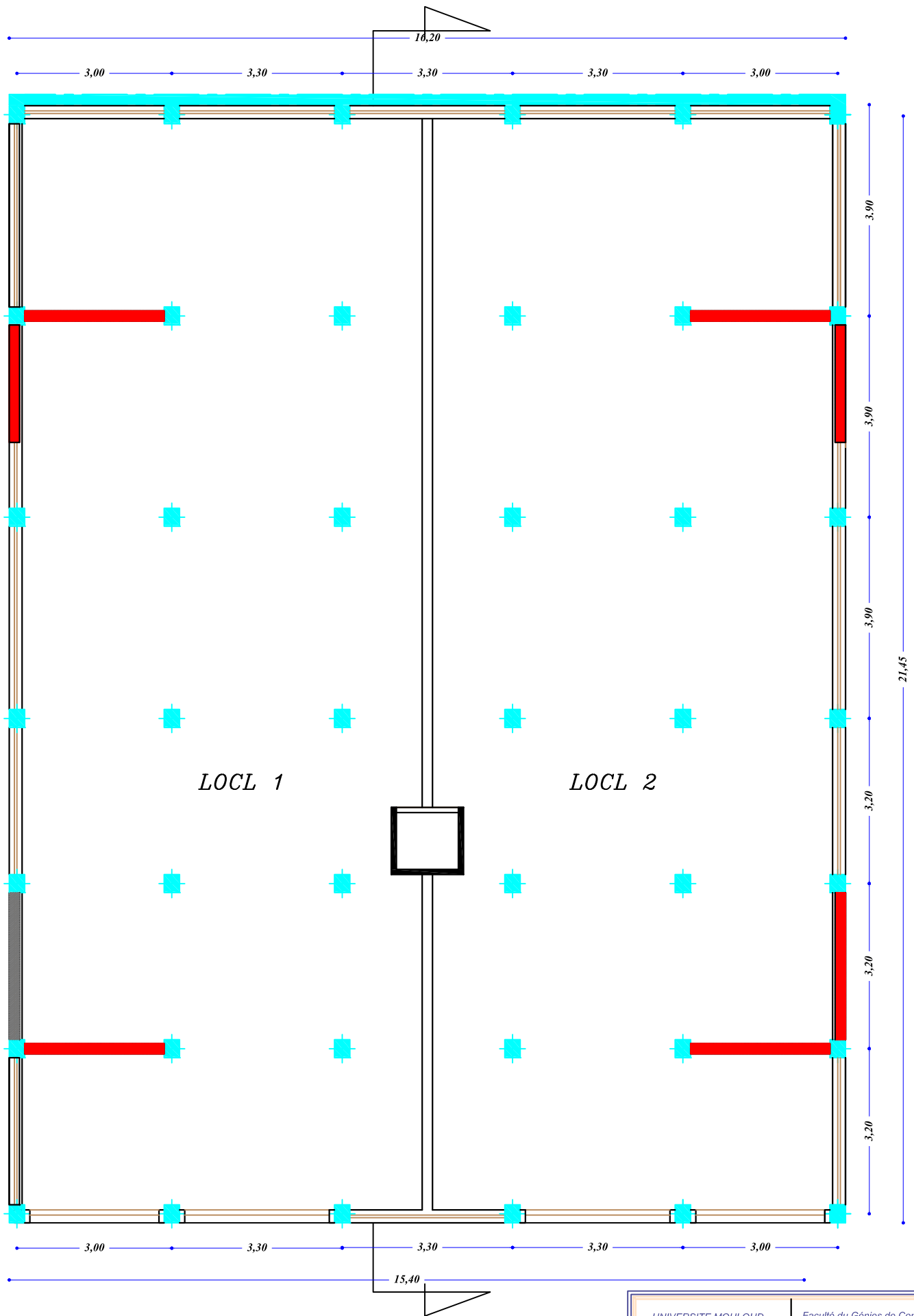
PLAN N° : 02

Mr : ADJRAD.A

*COUPE A-A*

Promotion :2020-2021





*PLAN D'ENTRE SOL*  
*ECH. 1/50è*

UNIVERSITE MOULOUD  
MAMMERIDE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

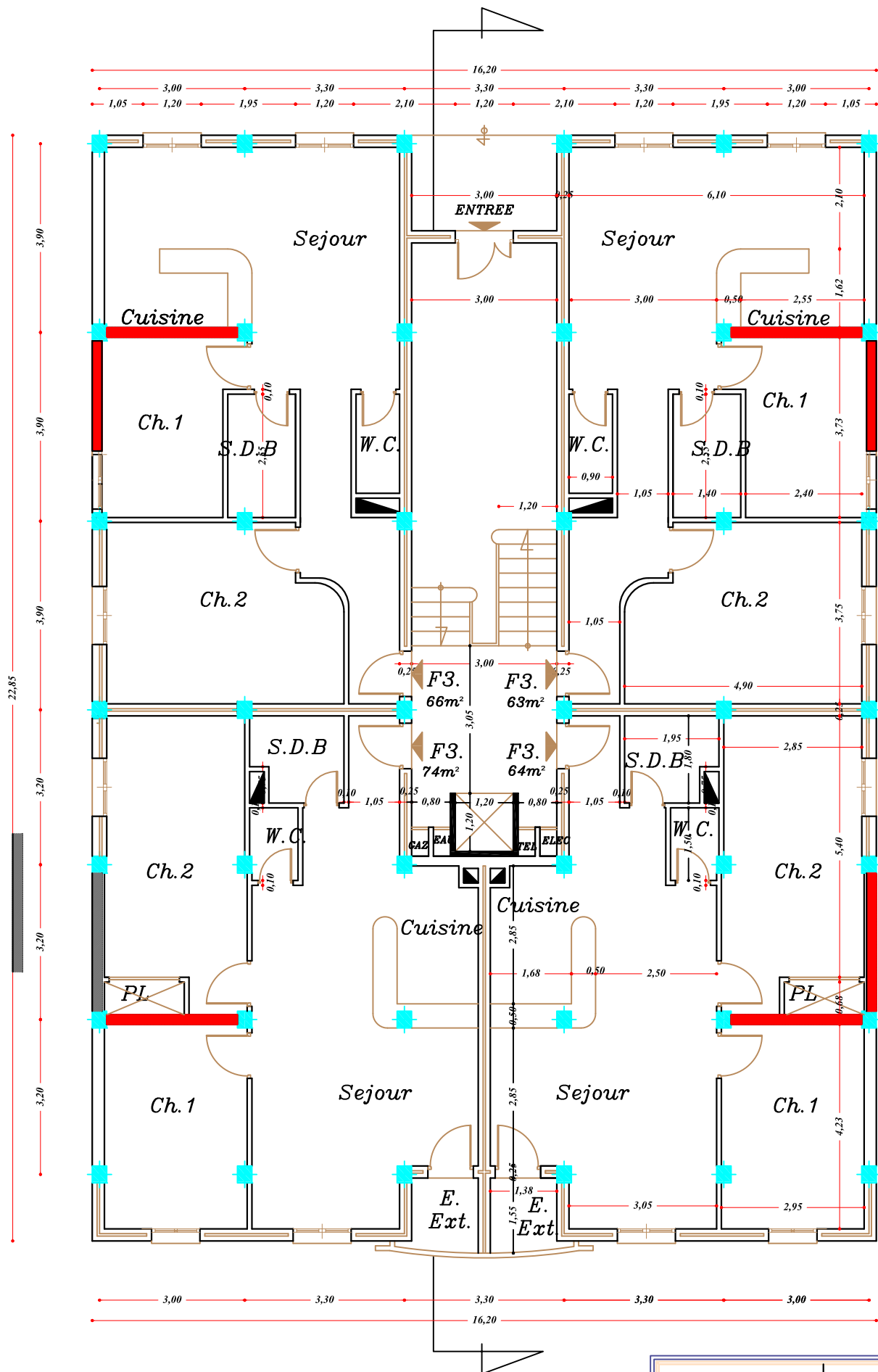
Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

PLAN N° : 03

Mr : ADJRAD.A

PLAN D'ENTRE SOL

Promotion : 2020-2021



# PLAN DU RDC ECH. 1/50è

UNIVERSITE MOULOU  
MAMMERIDE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

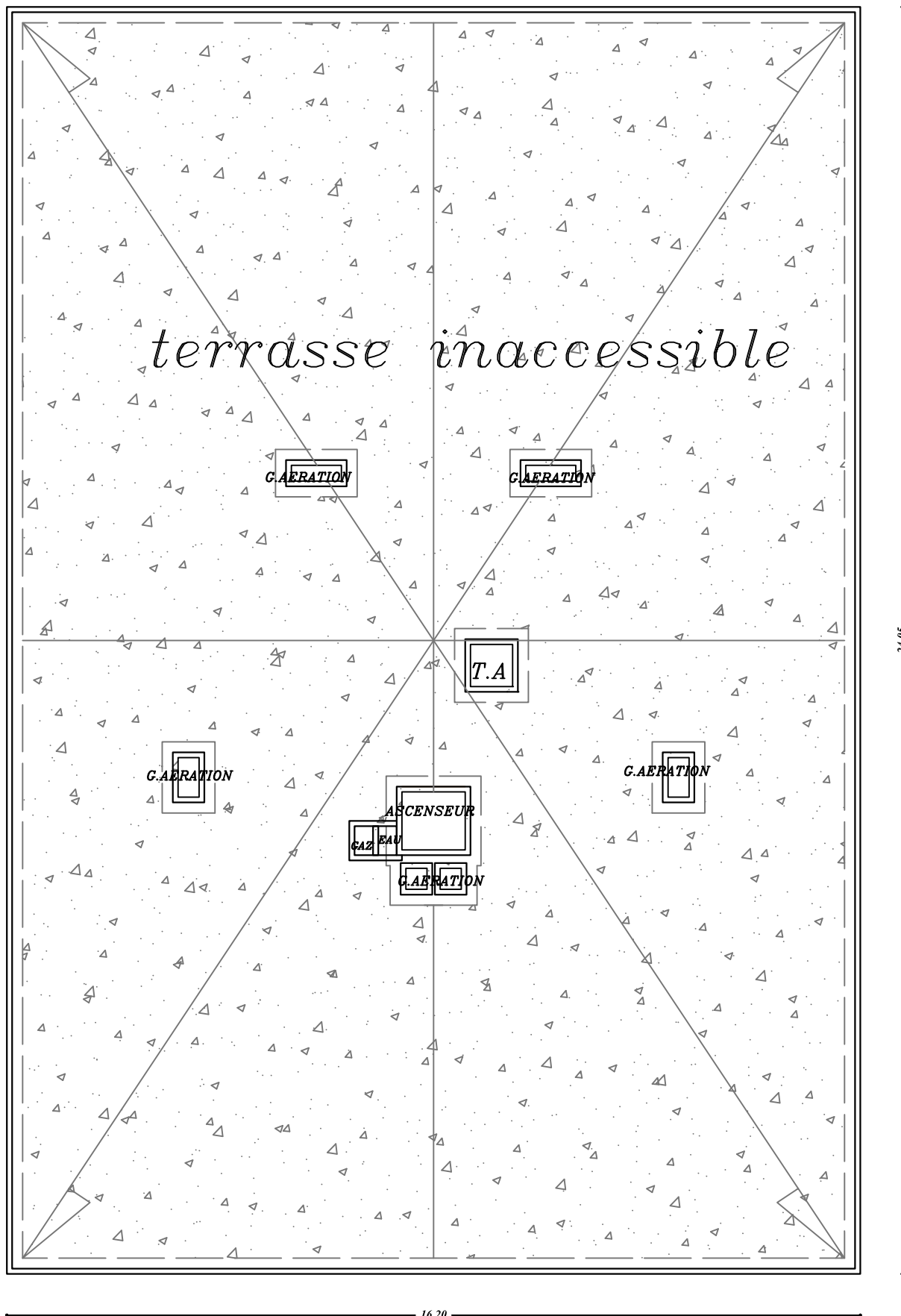
PLAN N° : 04

Mr : ADJRAD.A

PLAN DU RDC

Promotion :2020-2021





*PLAN de terrasse inaccessible*  
*ECH. 1/50è*

UNIVERSITE MOULOU MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Plan de Terrasse Inaccessible		PLAN N° : 06
Mr: ADJRAD.A			Promotion :2020-2021

# *Introduction générale*



## **Introduction générale :**

Toute construction est un ensemble coordonné d'activités. Plus généralement, elle est subdivisée en deux phases complémentaires qui sont la conception architecturale et l'étude génie civil. Dans tout processus de réalisation d'un projet, ces deux étapes, s'avèrent généralement les plus importantes et les plus déterminantes.

Chaque projet de construction vise à répondre à des attentes et à des besoins qui lui sont spécifiques. Depuis quelques temps, le développement économique et social dans les pays industrialisés a privilégié la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour y remédier, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure qui se compose de la superstructure et l'infrastructure.

Préalablement, pour aboutir à une étude génie civile complète, il est nécessaire la tenue des études de la superstructure, qui consistent à calculer et évaluer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers, ...). Ce travail doit se faire en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et peut aboutir à des résultats moins proches de la réalité. Il est alors, recommandé le recours à l'utilisation des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

En second lieu, l'étude portera sur l'infrastructure, qui consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent mémoire fait l'objet d'étude d'une structure d'un bâtiment (R+8+enter sol). Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

# *Chapitre I*

## *Présentation de l'ouvrage.*



## **I-Introduction :**

L'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis, afin de concevoir des Ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement.

Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/version2003**), et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22(Charges et surcharges d'exploitations)**.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes Caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

### **I.1 Description de l'ouvrage :**

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (**R+8+enter sol**) à usage mixte habitation et commercial, sera implanté à Tizi Ouzou ville.

- Le bâtiment est composé de :
  - ✓ Enter sol à usage commercial.
  - ✓ RDC à usage d'habitation.
  - ✓ Huit étages à usage d'habitation.
  - ✓ Une cage d'escalier.
  - ✓ Une cage d'ascenseur.

### **I.2 Situation de projet :**

- La zone où est implanté le projet est classée selon le **RPA99 version 2003** en zone de sismicité moyenne **zone IIa**.
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** (ouvrages courants ou d'importance moyenne).
- Contraintes admissibles du sol  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.
- Catégorie de **site 3** (meuble).

### **I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Les dimensions en plan du bâtiment sont :

- ✓ Hauteur totale : 28,37 m.
- ✓ Longueur totale : 22,85 m.
- ✓ Largeur totale : 16,20 m.
- ✓ Hauteur de entre sol : 4,93 m.
- ✓ Hauteur du RDC : 3,91 m.
- ✓ Hauteur d'un étage courant : 3,06 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.

**I.4.Règlement utilisée :**

- Règles parasismique Algériennes (**RPA99/vrsion2003**).
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**).
- Document technique règlementaire (**DTR B.C.2.2**) : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique règlementaires (**DTR B.C.2-41**) : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).

**II. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :****a. Ossature du bâtiment :**

La hauteur du bâtiment est 28, 37 m, qui est supérieure à 17 m, d'après l'article (**4.aRPA99 VS 2003**) ; le contreventement sera assuré par un système en **portique** (poteaux-poutre) et des **voiles** en béton armé.

**b. Les planchers :**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment .ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux.
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

Il y a deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.
- **Plancher en dalle pleine**: Prévu lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

**C. Les poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.

Elles sont sollicitées :

- Aux charges permanentes, celles des masses propres des éléments intervenant (symbole G).
- Aux surcharges, fixées suivant les conditions d'exploitation (symbole Q).
- Aux surcharges climatique ; neige et action du vent
- Aux effets de la température des moments du retrait.

**D. Les poteaux :**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (effort normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

**▪ Leurs rôles :**

- Constituer les éléments porteurs du système planchers \_ poutres par points d'appuis isolés.
- Porter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

- Participer à la stabilité transversale par le système poteau poutres pour combattre les efforts horizontaux (effet de vent ; effet la dissymétrie des charges ; effet des changements de température).
- Servir de chainages verticaux.
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteau).

### E. Les voiles :

Un voile est un élément vertical en béton armé qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, grâce à l'inertie de sa forme géométrique spécifique ; son rôle est de soutenir les terres et reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

Il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques- voiles).

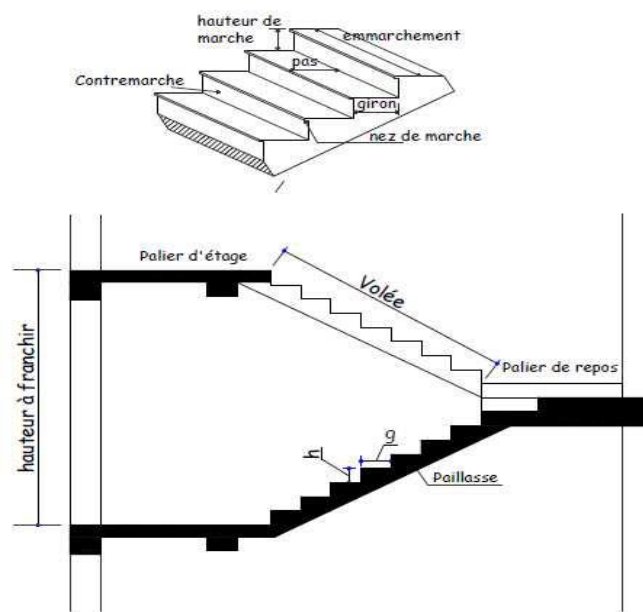
### F. la maçonnerie :

On appelle maçonnerie d'un ouvrage compose de matériaux (brique, pierres,.....etc.), unis par un liant (plâtre, ciment,.....etc.).

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloison composés de deux murs en brique creuses de 10cm et une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

### G. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Dans notre cas on a une seule cage d'escalier destinée a assuré l'accès aux différents étages d'habitation.



**Figure I.1 : Coupe verticale d'un escalier**



- ✓ **La marche** : est la partie horizontale.
- ✓ **La contre marche** : est la partie verticale.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- ✓ **La ligne de foulée** : est tracée à 0,5 m de la ligne de jour.
- ✓ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.
- ✓ **La paillasse** : supporte les marches et contres marches.
- ✓ **Le mur d'échiffre** : est celui qui sert d'appui à la paillasse.
- ✓ **Le collet** : est la largeur de la marche du côté jour.
- ✓ **Le limon supérieur ou le limon inférieur** : permettent aux marches de prendre appuis.
- ✓ **L'échappée** : est la hauteur de passage sous un obstacle, 2m au minimum.

Un ensemble de marches de palier à palier est une volée, on distingue :

- ✓ Le palier de départ.
- ✓ Le palier d'arrivée.
- ✓ Le palier de repos.

## **H. Les Revêtements :**

- **Horizontal** :
  - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- **Vertical** :
  - Revêtements en céramique pour les murs de salles d'eau et les cuisines.
  - Plâtre et enduits pour les cloisons intérieures et les plafonds.
  - Mortier de ciment pour les murs de façades extérieurs et cages d'escalier.

## **I. La terrasse inaccessible :**

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges. Dans notre cas elle est constituée de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

## **J. Les balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

## **K. Les fondations :**

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type de l'ouvrage : permettra à déterminer les charges transmises à la fondation.
- Etude géotechnique du sol : est nécessaire pour déterminer la capacité portante et les caractéristiques du sol, cela permettra le type de fondation.

## **L. Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, réalisée en voiles coules sur place, allant du rez de chaussée au 8<sup>ème</sup> étages.

**M. L'acrotère :**

Elle sera réalisée en béton arme, sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible

**N. Systèmes de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

**III. Caractéristiques mécaniques des matériaux :****III.1 Béton :**

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau .Il est définit du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/ m<sup>3</sup> de ciment portland composées 325(CPJ 325) (moulage dans 1 m<sup>3</sup> de béton dosé à 350 Kg/ m<sup>3</sup>).

**➤ Qualité recherché pour un bon béton :**

- ✓ Résistance mécanique élevées 25-40 MPA.
- ✓ Imperméabilité à l'eau et l'absence de réaction chimique avec l'acier.
- ✓ Bonne de la mise en œuvre (facile à couler).
- ✓ Un bon mélange (homogénéité).

**a. Les différentes caractéristiques du béton :****❖ Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm.

La résistance caractéristiques du béton à la compression à «j » jour donné par :

**L'article A.2.1.11 du BAEL 99 stipule que :**

- Pour j ≤ 28 jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ En MPA Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ En MPA Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

- Pour j > 28 jours : elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de  $f_{c28}$  sera prise comme suite :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

### ❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est déduite après le calcul de la résistance à la compression, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 99, art A.2.1, 12})$$

a. Donc : pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$   $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

### ❖ Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- **Module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$**  (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées99)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad i : \text{instantanée} \quad j : \text{jour}$$

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

- **Module de déformation longitudinale longue durée : (fluage)**

**1-définition** : le fluage c'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes, ça veut dire si on maintient l'effort constant l'éprouvette va se déformer.

**2-facteurs influençant le fluage** : le fluage augmente avec la quantité d'eau ajoutée et la sécheresse de l'eau. Il diminue si le dosage en ciment augmente et avec l'âge de l'échantillon à l'essai.

- **Module de déformation différée** : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage). Est donnée par la relation suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

- La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours).

### ❖ Coefficient de poisson :

Il est définit par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

- ✓  $\nu = 0$  À L'ELU (pour le calcul des sollicitations on considérant le béton fissuré).
- ✓  $\nu = 0.2$  À L'ELS (pour le calcul des déformations on considérant le béton non fissuré).

### ❖ Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a proportionnalité des contraintes et déformation.

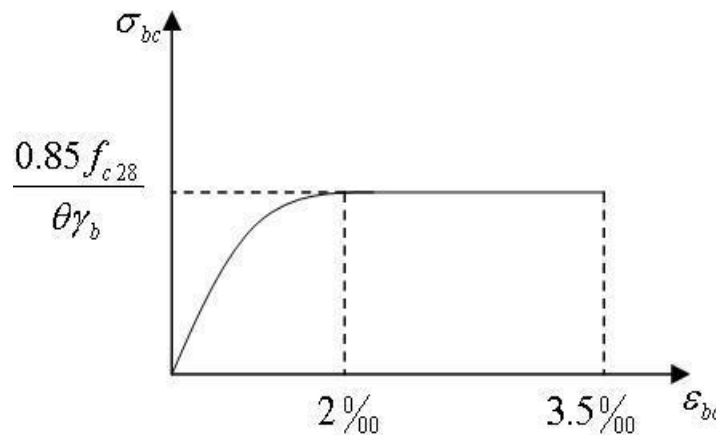
❖ **Notions d'états limites :**

Un état limite est une au –delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue .on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite Ultime(ELU).
- Etat Limite de service(ELS).

▪ **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée vis-à-vis des sollicitations externes. Pour estimer cette résistance ; il faut tenir compte du diagramme ( $\sigma$ ;  $\epsilon$ ).



**Figure : I.2: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3 ,41du BAEI 99) :

$$\sigma_{cb} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle  $\longrightarrow \sigma_{cb} = 18,4 \text{ MPa}$ .

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est constante  $\longrightarrow \sigma_{cb} = 14,2 \text{ MPa}$ .

**Remarque** : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

- $\theta$  : coefficient d'application

$\theta = 1$  lorsque  $t > 24$  heures

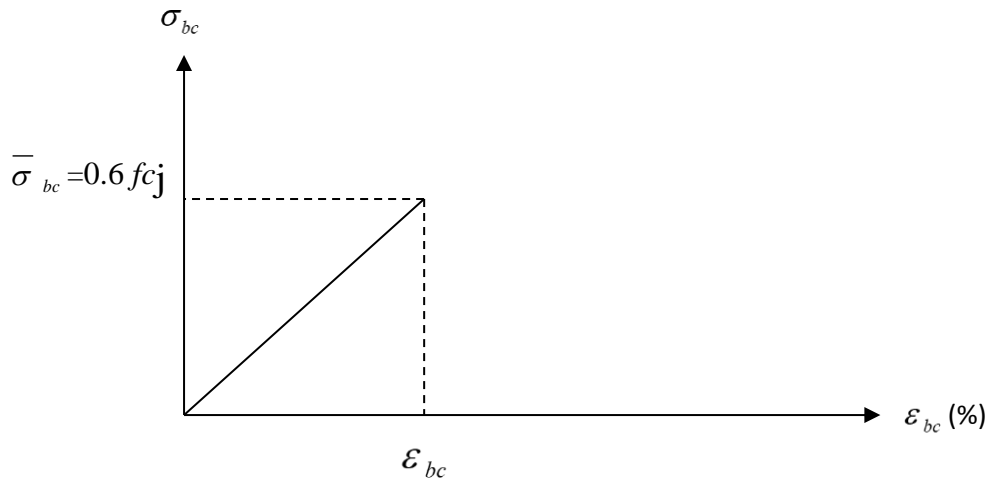
$\theta = 0,9$  lorsque  $1 < t < 24$  heures

$\theta = 0,85$  lorsque  $t < 1$  heure



▪ **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou, Déformations excessives, fatigue des matériaux).



**Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.**

L'article **A.4.5, 2 du BAEL 99** stipule que la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à 0,6 fcj.

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

➤ Pour **fc28 = 25 MPa**       **$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$**

❖ **Pour les vérifications il faut que :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : **(BAEL.91/ modifié99, Art. A.5.1, 1) :**

$$\tau_u = \frac{f_e}{b_0 \cdot d}$$

✓  $\tau_u$  = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

✓  $b_0$  = largeur de l'âme.

✓  $d$  = hauteur utile de la poutre ( $d=h-c$ ).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Cas de fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

➤ Cas de fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

### III. 2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215	215	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	Fe E 235	235		
Aciers HA	Fe E 400	400	Tous travaux	Emploi très fréquent
	Fe E 500	500	BA	moins fréquent
Treillis	T.S.L (lisses)	500	Emplois courants pour :  - Radiers - Voiles  - Planchers – Dallages	
Soudés	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		
	T.L.E	520		

Tableau. I.1 : Caractéristiques des aciers de bâtiment (N.F.A.35 022)

#### ❖ Module de déformation longitudinal (Art A .2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier  $E_s=200000$

#### ❖ Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime** :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) :

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

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

$f_e$  : 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 :  $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$

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

▪ **contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) \text{ MPa.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{ij}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6mm$ ).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi \geq 6mm$ ).

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right]$$

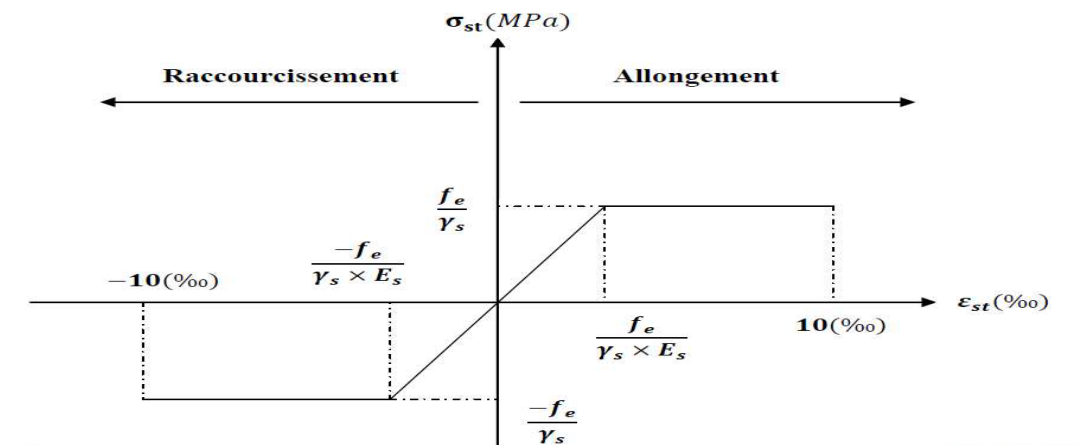


Figure I-4: Diagrammes des contraintes- déformations de l'acier (Art A.2.2.2 BAEL 91).

**❖ Protection d'armatures: (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ **C ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**❖ Actions et sollicitations :****❖ Hypothèses de calcul :**

Parmi les problèmes posés au constructeur :

Il s'agit d'assurer l'équilibre de la construction sous l'effet :

- ✓ Des actions des charges qui sont transmises par les éléments porteurs.
- ✓ Des actions ascendantes du sol sous la fondation.

**❖ Les actions permanentes (symbole G) :**

- **G1** : poids propre de la structure.
- **G2** : poids des autres éléments ;(ouvertures, revêtements....)
- **G3** : poussés des terres.
- **G4** : actions dues aux déformations différés ; (retrait du béton).

**❖ Les actions variables (symbole Q) :**

- **Q1** : charges d'exploitation notées Q.
- **Q2** : charges climatiques ; (action du vent notée W, action de neige S).
- **Q3** : action appliquée en cour de construction ;(dépôt des palettes de matériaux sur les planchers).

**❖ Les combinaisons de bases :**

- **ELU** :  $1,35G+1,5Q$
- **ELS** :  $G+Q$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivront on effectuera les calculs et les vérifications.

***Chapitre II :***  
***Pré-dimensionnement des***  
***Éléments.***



## I. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons Au pré-dimensionnement de notre projet. Le pré-dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux, en utilisant les règlements **BAEL 91 modifié 99** et **RPA99 version 2003**.

### II.1 .Pré-dimensionnement du plancher :

Le plancher est une successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort et d'isolation thermique et phonique. Pour plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Plancher à corps creux en partie courante, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

#### ➤ Plancher à corps creux :

Le plancher est composé de corps creux posés des sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout complété d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé.

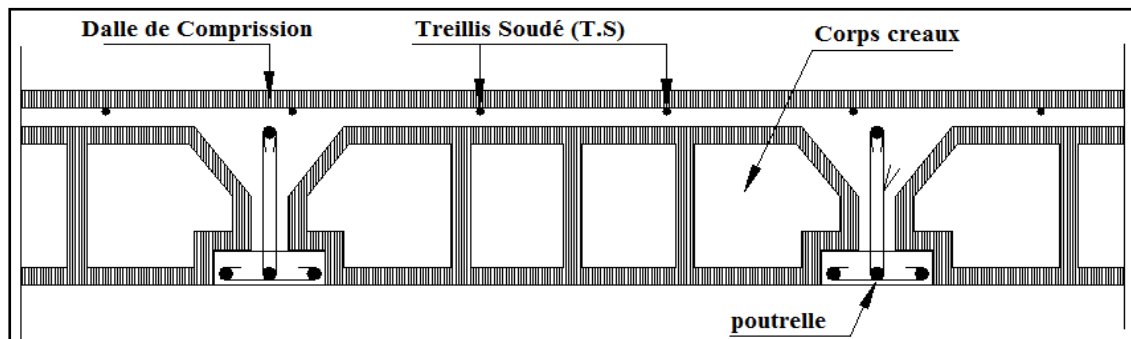


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids totale de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur ( $h_t$ ) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Article B.6.8, 424 du BAEL 91 révisées 99**).

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

**Avec :**

- $ht$  : Hauteur du plancher.
- $l_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

➤  $l = L - b$

$L$  : Distance entre axes des poteaux.

$b$  : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003.

**Donc :**

$$L_{Max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13,55$$

Ainsi on adoptera : **ht= 20 cm.**

- 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

➤ **plancher en dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

**Avec :**

$L$  : largeur de la console

$$L = 1.38 \text{ m}$$

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ d'où : } e_p \geq \frac{1.38}{10} = 0.138 \text{ m}$$

On prend :  **$e_p = 15 \text{ cm}$**

➤ **Condition de résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- **$e = 7 \text{ cm}$**  pour une heure de coupe-feu.

- **e = 11 cm** pour deux heures de coupe-feu,
- **e = 17,5 cm** pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : **e = 15 cm**.

➤ **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Selon les règles du **CBA93** et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg /m<sup>2</sup>.

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{M_P}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

✓ On prend : **e = 15 cm**.

❖ **Conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

## II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place d'une section rectangulaire dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

- Les poutres seront pré dimensionné selon les formules empiriques données par le (BAEL91) et vérifiées par la suite selon le (RPA99, v, 2003)

- **h : hauteur de la poutre comprise entre**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- **b : largeur de la poutre comprise entre**  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

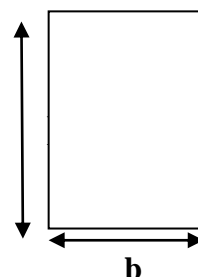
- L : portée maximale entre nus d'appuis.

Tout en respectant les conditions du **RPA99 (article 7.5.1)**, relatives au coffrage minimum des poutres à savoir :

➤ **b ≥ 20 [cm]**

➤ **h ≥ 30 [cm]**

➤  **$\frac{h}{b} \leq 4$**



### II.2.1 .Poutres principales (sens transversal) :

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles ; ce qui les rend plus sollicitées que les poutres secondaires.

❖ **La hauteur :**

➤ Sachant que :  $b_{\text{pot}} = 25 \text{ cm}$  (zone II a)

$$L_{\text{max}} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \longrightarrow 24.33 \leq h \leq 36.5$$

➤ On prend :  $h = 35 \text{ cm}$

❖ **La largeur :**

Par conséquent la largeur  $b$  sera :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prendra pour plus de sécurité  $b = 25 \text{ cm}$ .

➤ D'où la section des poutres principales est de « **25 x 35** »  $\text{cm}^2$

### II.2.2.Poutre secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage ; leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

❖ **La hauteur:**

Elle est donnée par :

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

$$L = 330 - 25 = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20,33 \leq h \leq 30,5$$

➤ On prend  $h = 30 \text{ cm}$ .

❖ **La largeur :**

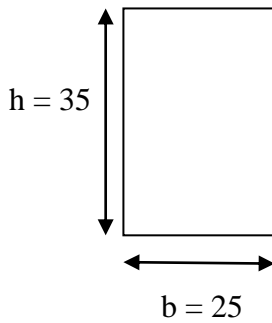
Elle est donnée par :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

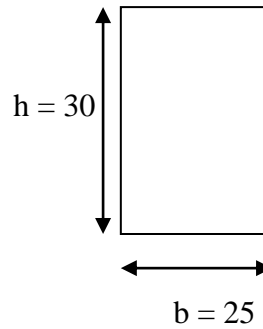
$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

on prendra pour plus de sécurité : **b = 20 cm**.

➤ D'où la section des poutres secondaires est de « **25 x 30** » cm<sup>2</sup>



**Figure II.2. Dimensions des poutres principales**



**Figure II.3 Dimensions des poutres secondaires**

### II.2.3.Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 :

Conditions	Poutre principal	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	Vérifier
$b \geq 20\text{cm}$	25	25	Vérifier
$h/b \leq 4$	1.75	1.5	Vérifier

#### Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 version 2003 sont toutes Vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- ✓ **Poutres principales (25x 35) cm<sup>2</sup>**
- ✓ **Poutres secondaires (25 x 30) cm<sup>2</sup>**

### II.3.Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

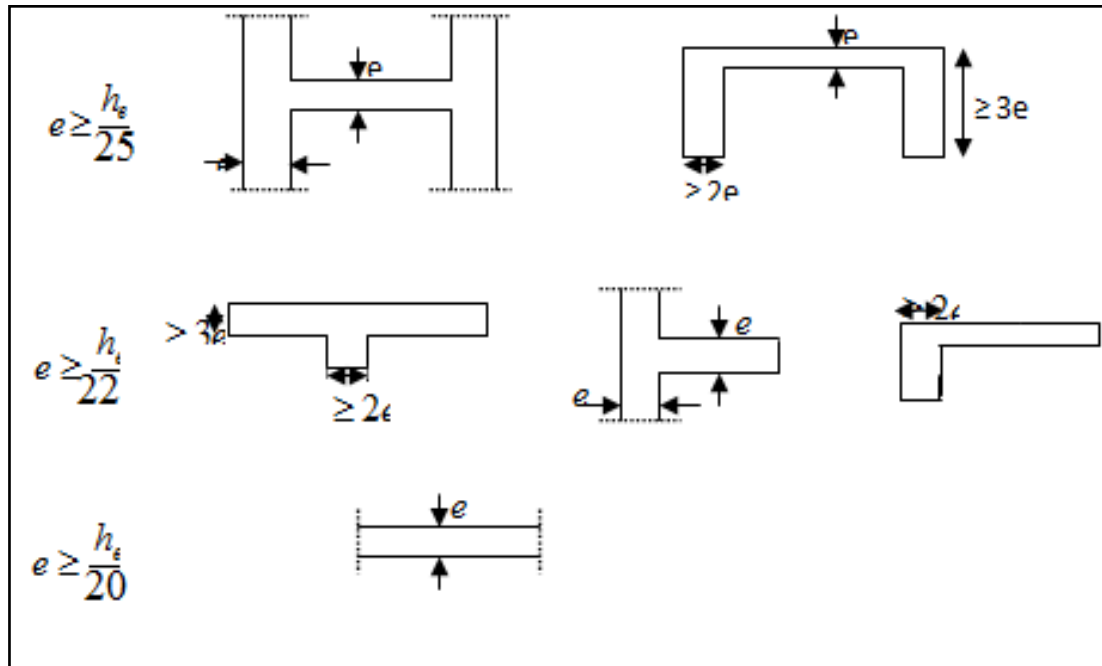
d'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments Satisfaisant la condition :  **$L \geq 4a$**

**Avec :**

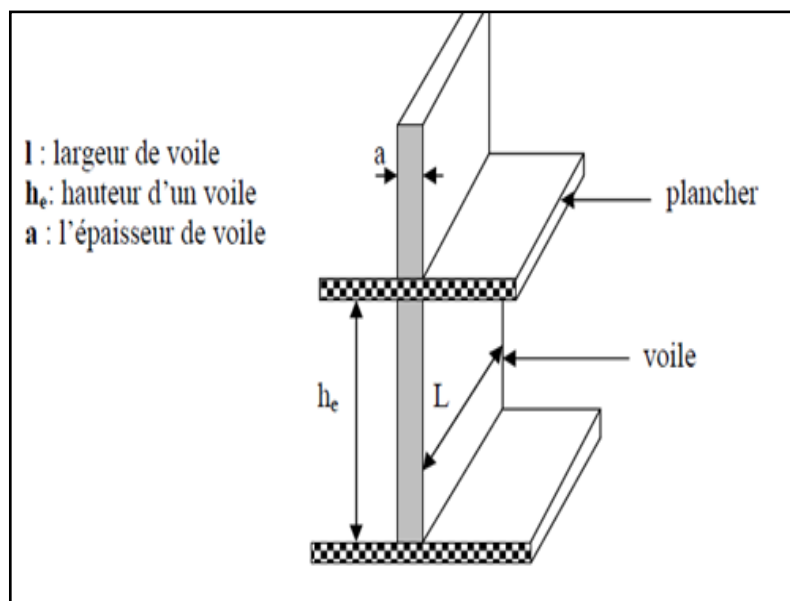
- L : longueur du voile.
- a: épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale d'un voile :  **$a_{\min} = 15 \text{ cm}$**  .De plus l'épaisseur est déterminée en Fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est Indiqué sur la figure ci-après :





**Figure II-4 : Coupe des voiles en plan.**



**Figure II.5 : coupe de voile en élévation.**

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre maximale du poteau  $h_e$  et des conditions de rigidité. Dans notre cas les voiles sont linéaires donc :

$$\mathbf{e} \geq \frac{h_e}{20}$$

➤ **Pour les étages courants :**

$$h_e = h_t - h_{\text{plancher}}$$

$$h_e = 306 - 20 \text{ cm} \rightarrow e \geq 286/20 \rightarrow e_{p1} \geq 14,3 \text{ cm pour étage courant}$$

➤ **Pour le RDC :**

$$h_e = 391 - 20 \text{ cm} \rightarrow e \geq 371/20 \rightarrow e_{p2} \geq 18.55 \text{ cm pour le RDC.}$$

➤ **Pour l'entre sol :**

$$h_e = 493 - 20 \text{ cm} \rightarrow e \geq 473/20 \rightarrow e_{p3} \geq 23.65 \text{ cm pour l'entre sol.}$$

$h_e$ : la hauteur libre max d'étage.

$$e = \max ( e_{p1} ; e_{p2} ; e_{p3} )$$

➤ On prend :  **$e_p = 25 \text{ cm.}$**

• **Vérification des exigences du RPA799(Art7.7.1)**

$$L_{min} = 4a \longrightarrow L_{min} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

## **II.4.Pré-dimensionnement des poteaux :**

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une descente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que le seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , tel que  $N_s = G + Q$ .

La section de poteau le plus sollicité est donné comme suite :  $S = \frac{N_s}{\sigma_b}$

Avec :

- $N_s$  : Effort normal de compression revenant au poteau le plus sollicité (à la base).
- $\sigma_b$  : Contrainte limite de service sur béton en compression ( **$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$** ).
- $G$  : charge permanente.
- $Q$  : surcharge d'exploitation

➤ L'effort normal  **$N_s$**  sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le **DTR B.C.2.2.**

❖ Selon le (**RPA 99, Art. 7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone I et II}_a$ .**
- **$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone III et II}_b$ .**
- **$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$**
- **$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$**

### II.4.1.Détermination des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  et les surcharges d'exploitations  $Q$  nous allons nous référer au DTR B.C.22

#### II.4.1.a. Charges permanentes :

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

- **plancher terrasse (inaccessible) :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

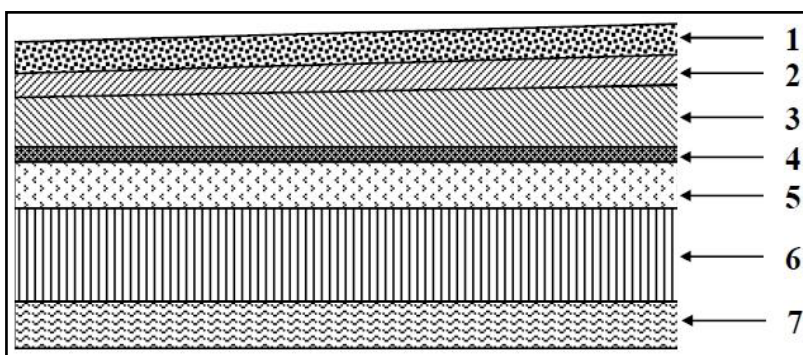


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Epaisseur m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	-	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	-	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	-	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale				<b>G<sub>t</sub> =5.88</b>

Tableau: II.1 : Charges revenant au Plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher étage courant :**

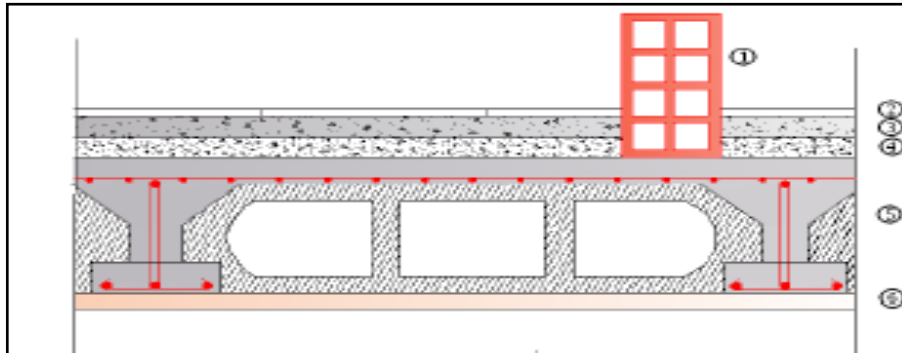


Figure II.7 : Eléments constitutifs du plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses	0.10	9.00	0.90
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
4	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				<b>G<sub>t</sub> = 5.55</b>

Tableau: II.2 : Charges revenant au Plancher étage courant

- **La maçonnerie :**
  - **Mur extérieure :**

En double cloison (avec briques creuses)

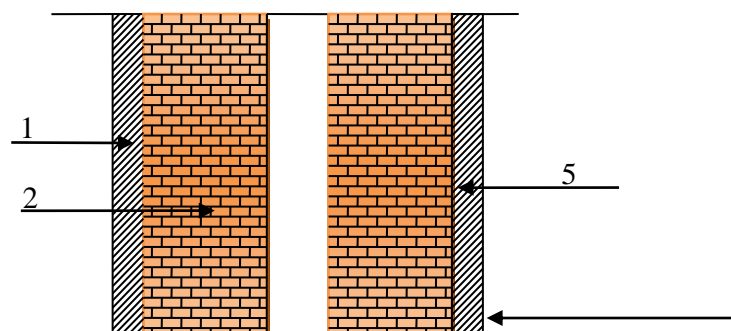


Figure II.8 : Schéma descriptif du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				<b>G<sub>t</sub>=2.36</b>

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

## ➤ Mur intérieur :

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des deux faces

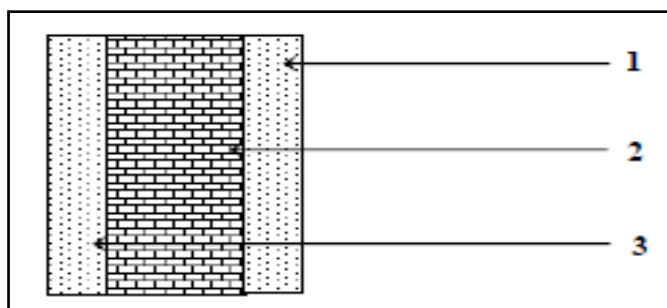


Figure. II.9 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
1	enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				<b>G<sub>t</sub> =1.3</b>

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs intérieurs

## ➤ Les voiles :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Voile en béton armé	0.20	25	5
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
3	Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Charge permanente totale				<b>G<sub>t</sub> =5.74</b>

Tableau II.5: Valeur de la charge de voile



### II.4.1.b. Les surcharges d'exploitations :

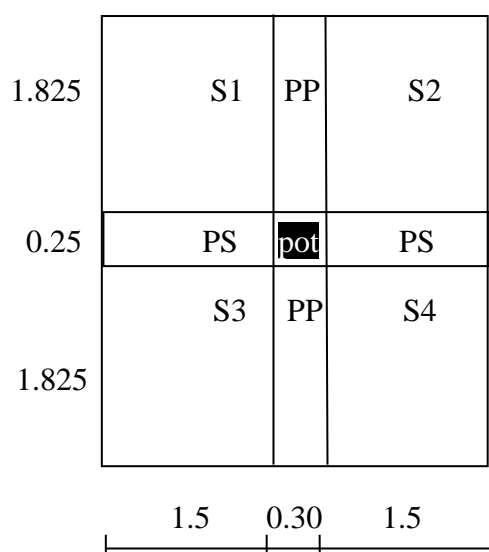
❖ Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse..... $Q = 1,00$   
KN / m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant : à usage d'habitation ..... $Q = 1,50$  KN / m<sup>2</sup>
- Plancher RDC à usage d'habitation..... $Q = 1,50$  KN / m<sup>2</sup>
- L'acrotère..... $Q = 1,00$   
KN / ml
- L'escalier.....  $Q = 2,50$   
KN / m<sup>2</sup>
- Les balcons..... $Q = 3,50$  KN / m<sup>2</sup>
- plancher Entre sol  
..... $Q = 2,5$  KN/m<sup>2</sup>

### II.4.2. Descente de charges :

❖ Détermination de l'effort NS par la descente de charges :

- Surface d'influence du poteau le plus sollicité :



➤ Surface nette :

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

Avec:

$$S1 = 1.825 \times 1.5 = 2.74 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.825 \times 1.5 = 2.74 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.825 \times 1.5 = 2.74 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.825 \times 1.5 = 2.74 \text{ m}^2$$

$$S = 2.74 \times 4 = 10.96 \text{ m}^2$$

$$S_n = 10.96 \text{ m}^2$$

➤ **Surface brute:**

$$S_b = (1.5 + 0.30 + 1.5) \times (1.825 + 0.25 + 1.825) = 12.87 \text{ m}^2$$

$$S_b = 12.87 \text{ m}^2$$

### II.4.2.a Le poids propre des éléments :

• **Poids des planchers :**

➤ **Plancher terrasse :**

$$P = G \times S$$

$$P = 5.88 \times 10.96 = 64.44 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$P = 5.55 \times 10.96 = 60.82 \text{ KN}$$

• **Poids des poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

➤ **Poutres principales :**

$$P_p = 0.35 \times 0.20 \times 3.90 \times 25 = 6.825 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$P_s = 0.30 \times 0.20 \times 3.30 \times 25 = 4.95 \text{ KN}$$

✓ **D'où le poids total des poutres :**

$$P_t = 6.825 + 4.95 = 11.77 \text{ KN}$$

$$P_t = 28.175 \text{ KN}$$

• **Poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, à partir de **RPA99** (modifiée 2003) nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 25 \text{ cm} \\ H = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$P_{pot} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b$$

## ❖ Etage courant :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.30) \times 3.06 \times 25 = 5.74 \text{ KN}$$

## ❖ Le RDC :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.30) \times 3.91 \times 25 = 7.33 \text{ KN}$$

## ❖ Entre sol :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.30) \times 4.93 \times 25 = 9.24 \text{ KN}$$

## II.4.2.b Surcharges d'exploitation :

## ❖ Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

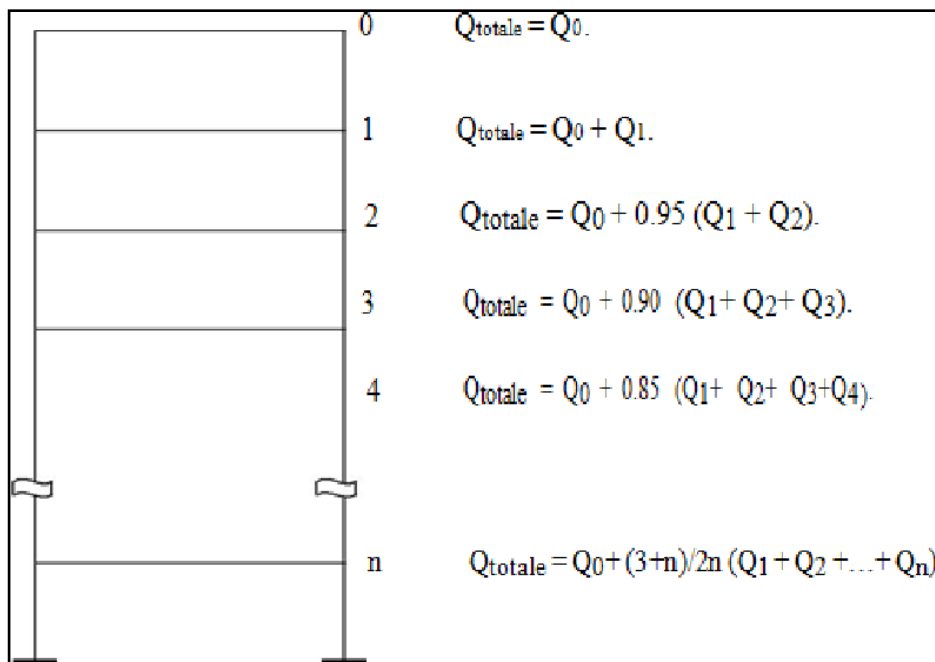


Figure II.10 : Loi de dégression des charges.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

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

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

$n$ : numéro 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.

### ❖ Coefficients de dégression des surcharges :

- Plancher terrasse  $Q_0 = 1,00 \times 12.87 = 12.87$  KN
- Plancher d'étage courant + RDC :  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 12.87 = 19.305$  KN
- Plancher Entre sol :  $Q_9 = 2.5 \times 12.87 = 32.175$  KN

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

### ➤ Calcul des surcharges :

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 12.87 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + Q_1 = 12.87 + 19.305 = 32.17 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.87 + 0.95 (24.93 \times 2) = 60.24 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.87 + 0.90 (19.305 \times 3) = 65 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.87 + 0.85 (19.305 \times 4) = 78.51 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.87 + 0.80 (19.305 \times 5) = 90.1 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.87 + 0.75 (19.305 \times 6) = 99.74 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.87 + 0.714 (19.305 \times 7) = 109.36 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12.87 + 0.687 (19.305 \times 8) = 118.97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{entre Sol}} = Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 12.87 + 0.666 (19.305 \times 9) = 128.58 \text{ KN}$$

Niv	Charges permanente et surcharges (KN)						Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )		
	G <sub>planche</sub>	G <sub>poutres</sub>	G <sub>poteaux</sub>	G <sub>total</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>e</sub> +Q <sub>e</sub>	S <sub>trouvée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
8	64.44	28.17	0,00	92.61	92.61	12.87	105.48	70.32	35x35
7	60.82	28.17	5.74	94.73	187.34	45.04	232.38	154.92	35x35
6	60.82	28.17	5.74	94.73	282.07	105.28	387.35	258.23	35x35
5	60.82	28.17	5.74	94.73	376.8	170.28	547.08	364.72	35x35
4	60.82	28.17	5.74	94.73	471.53	248.79	720.32	480.21	40x40
3	60.82	28.17	5.74	94.73	566.26	338.89	905.15	603.43	40x40
2	60.82	28.17	5.74	94.73	660.99	438.63	1099.62	733.08	40x40
1	60.82	28.17	5.74	94.73	755.72	547.99	1303.71	869.14	40x40
RDC	60.82	28.17	7.33	96.32	852.45	666.96	1519.41	1012.94	45x45
Entre sol	60.82	28.17	9.24	98.23	948.68	795.54	1744.22	1162.81	45x45

Tableau II.6: Récapitulatif des calculs de la descente de charges.

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
7,8	35x35	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=35cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20=15.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
4,5,6	40x40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20=15.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
1,2,3	45x45	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=45cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20=15.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
Entre sol RDC	50x50	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=50cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20=24.65cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée

Tableau II.7: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

➤ **Enfin :** On adopte pour les poteaux les coffrages suivants :

- Pour les étages 5 ,6 ,7 et 8: (35x35)
- Pour les étages 1, 2, 3 et 4: (40x40)
- Pour l'entre sol et le RDC : ( 45x45)

## II. 5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

- $L_f$  : Longueur de flambement, qui égale à  $L_f = 0,7 L_0$
- $L_0$  : portée réelle du poteau (Hauteur libre).
- $i$  : rayon de giration,  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec :

$I$  : moment d'inertie du poteau,

$$\text{➤ } I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$\text{➤ } I = \frac{b^3}{12} \text{ (section carrée).}$$

$A$  : Section transversale du Poteau ( $B = b \cdot h$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ ).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}} \cdot \sqrt{\frac{12}{b^2}}} \rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,424 \cdot \frac{l_0}{b}$$

➤ **Poteau d'entre sol : (50x50) cm<sup>2</sup>**

$$L_0 = 4,93 - 0,20 = 4,73 \text{ m}, b = 0,50 \text{ m} \quad \lambda = 22,94 < 50 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

➤ **Poteau de RDC: (50x50) cm<sup>2</sup>**

$$L_0 = 3,91 - 0,20 = 3,71 \text{ m}, b = 0,50 \text{ m} \quad \lambda = 18 < 50 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

➤ **Poteau du 1<sup>ère</sup> étage et 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages : (45x45) cm<sup>2</sup>**

$$L_0 = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}, b = 0,45 \text{ m} \quad \lambda = 15,41 < 50 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

➤ **Poteau de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages : (40x40) cm<sup>2</sup>**

$$L_0 = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}, b = 0,40 \text{ m} \quad \lambda = 17,33 < 50 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

➤ **Poteau comble : (35x35) cm<sup>2</sup> :**

$$L_0 = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}, b = 0,35 \text{ m} \quad \lambda = 19,81 < 50 \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$



La condition du RPA étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

### **Conclusion :**

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher  $h_t = 20\text{cm}$  soit un plancher de  $16+4\text{ cm}$ .
  - Section des poutres :
    - Section des poutres principales  $(35 \times 20)\text{ cm}^2$
    - Section des poutres secondaires  $(30 \times 20)\text{ cm}^2$ .
  - Sections des poteaux :
    - $(45 \times 45)\text{ cm}^2$  pour l'entre sol, RDC.
    - $(40 \times 40)\text{ cm}^2$  pour les niveaux 1<sup>ère</sup> ; 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> 4<sup>ème</sup> étages.
    - $(35 \times 35)\text{ cm}^2$  pour les niveaux 6<sup>ème</sup> 7<sup>ème</sup>, et 8<sup>ème</sup> étages.
- -Epaisseur des voiles :  $e = 25\text{ cm}$ .
- Epaisseur dalles pleines (Balcons) :  $e_p = 15\text{cm}$ .

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

*Chapitre III :*  
*Calcul des Éléments.*

## Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leur reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99version 2003.

### III-1. Acrotère:

#### III-1-1. Définition et rôle de l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher et est soumis à son poids propre « G » et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « Q = 1KN/ml » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc **les fissurations sont préjudiciables.**

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

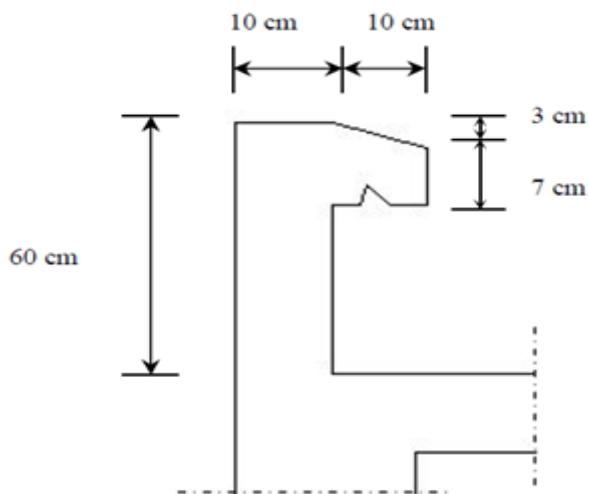


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

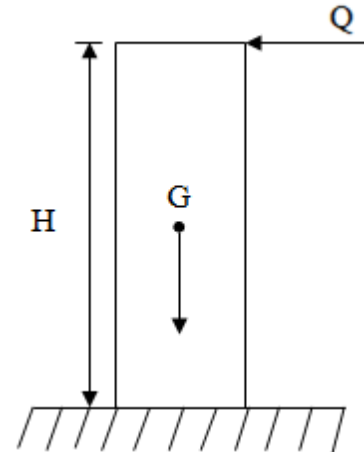


Figure III.1.2: Schéma statique de l'acrotère

### III.2. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :

#### • Poids propre de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05/2)] = 0.06675 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 0.0667 \times 25$$

$$G_{acr} = 1.687 \text{ [KN/ml]}$$

Avec :

$\rho$ : Masse volumique du béton

$S$  : Section transversale

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN}$$

• **Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

### III.3. Combinaisons de charges :

**a) A l'état limite ultime ELU :**

La combinaison de charges est donnée par (ART A.3.3-2-1 du BAEL 91) :

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

• **Effort normal de compression dû au poids propre (G) :**

$$N_U = 1,35 \times G$$

$$N_U = 1,35 \times 1.687 = 2,28 \text{ KN/ml}$$

• **Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:**

$$V_u = 1,50 \times Q$$

$$V_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

• **Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal:**

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.ml}$$

**b) A l'état limite de service ELS :**

La combinaison de charges est donnée par (l'article A.3.3-3 du BAEL 91) :  $G + Q$

• **Effort normal de compression dû au poids propre (G) :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.687 \text{ KN/ml}$$

• **Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:**

$$V_s = Q$$

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

• **Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal:**

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

**c) Diagrammes des efforts internes :**

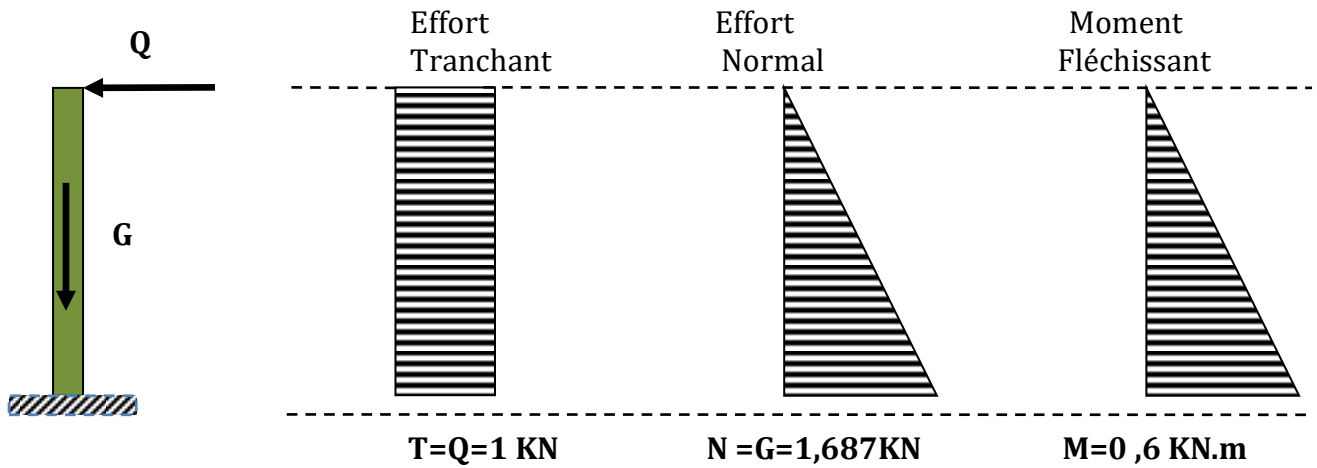


Figure III.1.3 : Diagrammes des efforts internes.

### III.4. Le Ferrailage :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ . En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

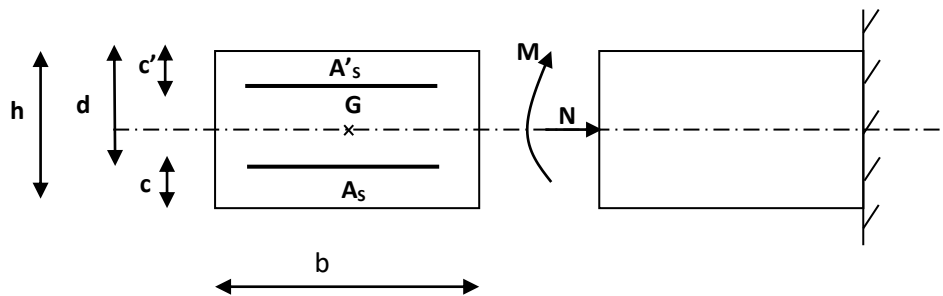


Figure III.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

#### A. Calcul à L'ELU :

##### ➤ Position de centre de pression :

##### ➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$C_p$  : centre de pression.

$e_u$  : excentricité.

$C'$  : l'enrobage qui vaut 3[cm].

$N_u$  : effort de compression

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{0.9}{2.28} = 0.395m = 39.5cm \\ \frac{h}{2} - C &= \frac{10}{2} - 3 = 2cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u = 39.5cm > \frac{h}{2} - C = 2cm$$

Le centre de pression de l'effort normal (Point d'application) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression, donc la section est **partiellement comprimée (SPC)**.

⇒ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  », puis on déduit la section d'armatures réelles «  $A_s$  » en flexion composée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✚ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$g$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 39.5 + \frac{10}{2} - 3 = 41.5cm$$

D'où

$$M_f = 2.28 \times 0.415 = 0.946 KN.m.$$

$$M_f = 946000 N.mm$$

✚ Moment réduit :

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

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 MPa$$

$$\mu = \frac{946000}{(1000)(70)^2 \cdot 14.20} = 0.0136$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

✚ Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{stf}$ ) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d}$$

Avec:

$\sigma_{st}$ : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0136}) = 0.0171$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0171 = 0.9931$$

$$\alpha = 0.0171 \text{ d'où } \beta = 0.993$$

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

$$A_{stf} = \frac{946000}{0.993 \times 348 \times 70} = 39.11 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{stf} = 0.391 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures réelles en flexion composée ( $A_{st}$ ):

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \rightarrow A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.391 - \frac{2620}{348 \times 10^2} = 0.316 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.316 \text{ cm}^2 A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

### III.5. Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.6875} = 0.355 \text{ m} = 35.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35.5 - 0.45 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} = 0.800 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.320 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.800 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq A_{st} \Rightarrow A_s = \max(A_{st}; A_{min}) \Rightarrow A_s = 0.800 \text{ cm}^2$$

⇒ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.



$A_s = A_{\min} = 0.792 \text{ cm}^2 \rightarrow$  la section d'acier est **5HA8=2,51cm<sup>2</sup>** avec un espacement:

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : **A<sub>r</sub>= 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>** Avec un espacement:

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

## **2. Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

D'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{2.5; 4\} \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➡ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

## **3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 8 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

➡ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  ».

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Alors :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2 \text{ mm}$$

$$L_s = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

### III.6. Vérifications à L'ELS:

#### 1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

##### a. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} HA : \Phi \geq 8 \text{ mm} \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358 \rightarrow \beta = 0.907 \rightarrow K = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.651 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37.651 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 37.651 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b-Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{37.651}{38.76} = 0.971 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.971 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 2. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/Art 6.2.3)

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$A=0,15 \rightarrow \begin{cases} \text{Tizi ouzou Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{cases}$$

$C_p$  : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas  $C_p=0,8$ (élément en console).

$W_p$ = Poids de l'élément considéré  $W_p = G = 1.687 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

Vérifions que  $F_p < Q$

$$F_p = 0,81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Conclusion :**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

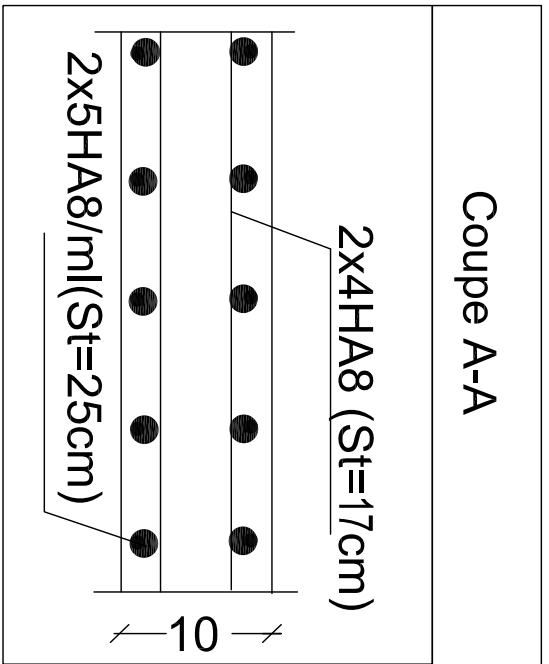
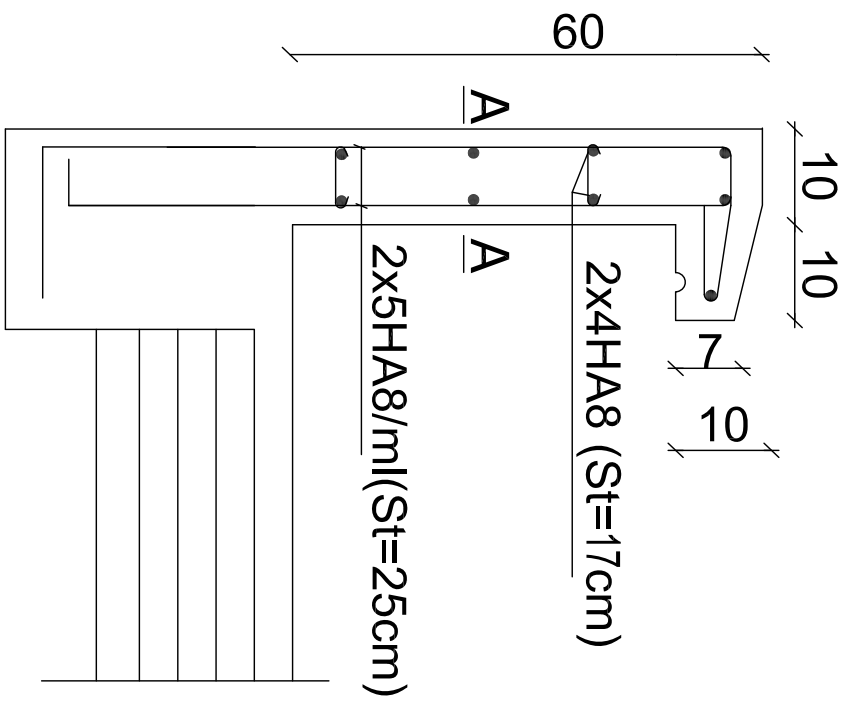
On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- **Armatures principales:**  $5HA8/ml = 2,51cm^2/ml$  avec un espacement  $St=20\text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**  $4HA8/ml = 2.01cm^2/ml$  avec un espacement  $St= 17\text{ cm}$

Ferrailage de l'acrotère



## III.2 Balcon :

### Introduction :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur  $h=1\text{m}$  en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

$L$  : La largeur du balcon ( $L_{\text{max}} = 138\text{cm}$ ).

$$e_p \geq \frac{138}{10} = 13.8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

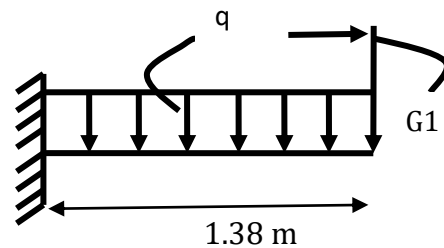
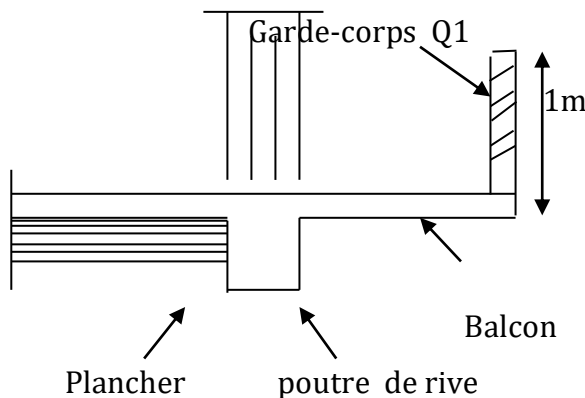


Figure III.2.1: Coupe verticale d'un balcon

Figure III.2.2: Schéma statique du balcon

$q$ : charge pondérée de la dalle.

$Q1$  : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

$G1$  : poids propre du garde-corps.

### On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

### III.2-Détermination des charges et surcharges :

#### 1. charges permanentes :

La charge permanentes du balcon est  $G=5.39\text{KN/ml}$  (calculé déjà dans le chapitre 2)

## 2. Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

$p_{\text{mur}}$  = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ( $e_p = 2\text{cm}$ )).

Eléments	Charges permanentes ( $\text{KN/m}^2$ )	Résultats ( $\text{KN/m}^2$ )
Brique ( $e_p=0.1\text{m}$ )	$9 \times 0.10$	0.90
Enduit de ciment ( $e_p=2\text{cm}$ )	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
La charge totale G		1.62

Tableau III.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

## 3. Surcharge d'exploitation :

Charge due à la main courante .....  $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon.....  $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$  (donnée par le DTR BC2.2)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$G = 5.39 \text{ kN/ml}$

$G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$

$Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

## III.3. Combinaisons de charges :

### A l'ELU

- **Dalle:**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.52 \text{ kN/ml}$ .
- **Garde corps:**  $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.18 \text{ kN/ml}$ .
- **Main courante :**  $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$ .

### A l'ELS

- **Dalle:**  $q_s = G + Q = 5.39 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$ .
- **Garde corps :**  $q_{s1} = G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$ .
- **Main courante :**  $q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$ .

## III.4. Ferrailage du balcon :

### 1. Calcul du moment sollicitant :

### A l'ELU

- ❖ Moment dû à la charge  $q_u$  :  $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$
- ❖ Moment dû à poids du garde-corps :  $M_2 = q_{u1} \times L$
- ❖ Moment dû à la main courante :  $M_3 = q_{u2} \times H$

Le moment total est :

$$M_u = M_1 + M_2 + M_3$$



$$M_u = 12.52 \frac{1.38^2}{2} + 2.18 \times 1.38 + 1.5 \times 1 = 16.42 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 16.42 \text{ KN.m}$$

### A'ELS

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = 9.11 \frac{1.38^2}{2} + 1.62 \times 1.38 + 1 \times 1 = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.91 \text{ KN.m}$$

## 2. Calcul des armatures à l'ELU :

### ➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

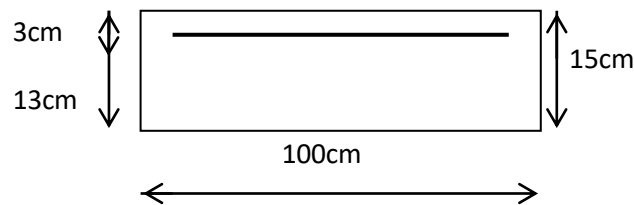


Figure III.2.3: Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{16.42 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.080$$

$$\mu_u = 0.080 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.080 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_{st} \times d}$$

$$A_{st} = \frac{16.42 \times 10^6}{0.958 \times 348 \times 120} = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.10 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec : St = 25 cm

### ➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8= 2.01cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub>= 25cm**.

### III.5.Vérifications à l'ELU :

#### 1. Conditions de non fragilité BAEI91/ Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

#### 2. Vérification de l'entraînement des barres (BAEI91/Art A.6.1.3) :

On doit vérifier :

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

Avec :

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

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

Avec :

$$V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.52 \times 1.38 + 2.18 = 19.45 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{19.45 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### 3. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{19.45 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5; 4 \} \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### 4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Alors :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet «  $L_c$  » est :  $0.4L_s = 18 \text{ cm}$

Donc :  $L_c = 18 \text{ cm}$ .

### 5. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

❖ Armatures principales :

$$S_{tl} = 25 \text{ cm} < \min \{ 3h; 33 \} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 25\text{cm} < \min \{4\text{h} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.Vérification à l'ELS :**

**Dalle :**  $q_s = G + Q = 5.39 + 3.5 = 9.11\text{ kN/ml}$ .

**Garde-corps :**  $q_{s1} = G_1 = 1.62\text{ kN/ml}$ .

**Main courante :**  $q_{s2} = Q_1 = 1\text{ kN/ml}$ .

$$M_s = 10.91\text{ KN.m}$$

**1. Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :****a. Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} HA : \Phi \geq 8\text{mm} \\ f_{eE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636\text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \rightarrow \beta = 0.905 \rightarrow K = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.91 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 222.25\text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 222.25\text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636\text{ MPa} > \sigma_{st} = 222.25\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{193.57}{37.63} = 5.15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.7. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

• **Vérification :**

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{138} = 0.108 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{138} = 0.108 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.5}{10 \times 9.5} = 0.1 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

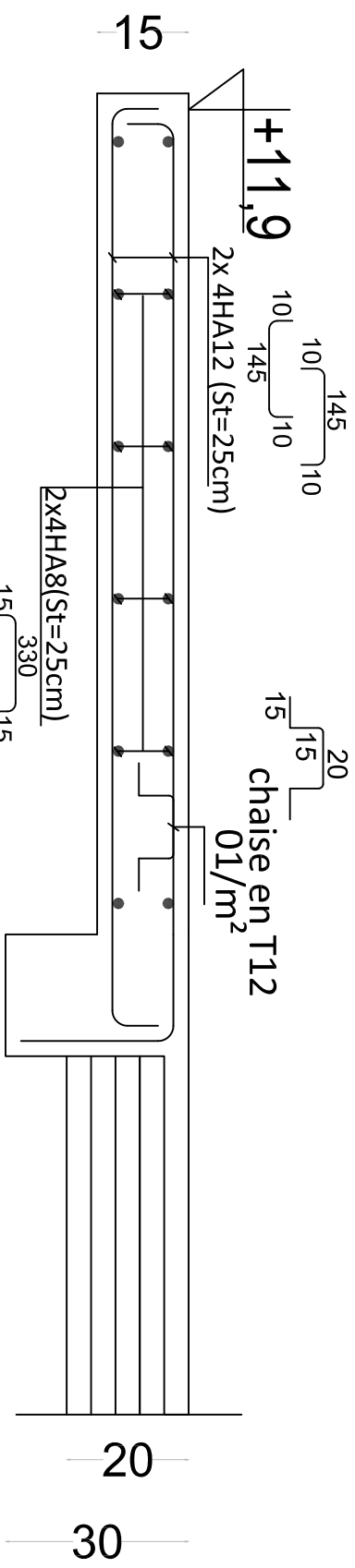
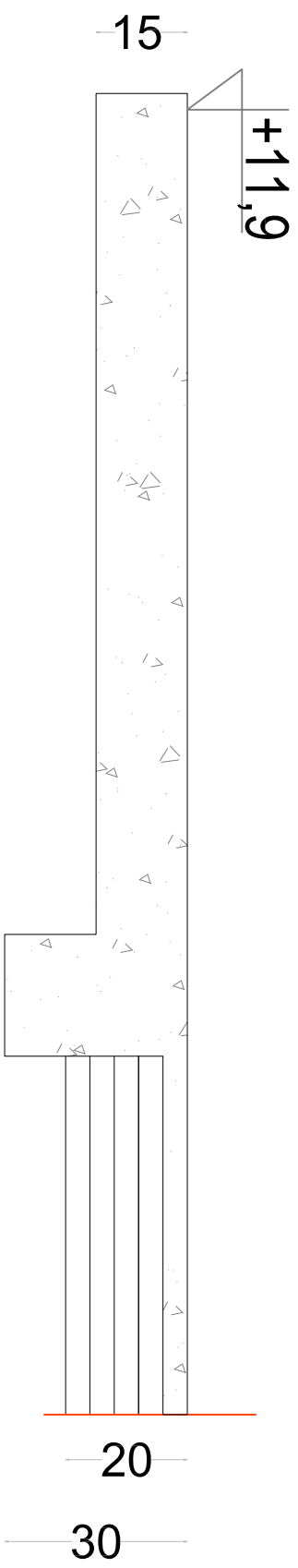
Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

### Conclusion :

Le balcon en dalle pleine sera ferrailé comme suit :

- **Armatures principales :**  $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$
- **Armatures de répartition :**  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Ferrailage du balcon ep 15cm



### III. 3. Les planchers :

Dans notre cas, le plancher est en corps creux, constitué d'une dalle de compression (4cm), corps creux (16cm), et des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm qui sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes, ces dernières reprennent la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitation.

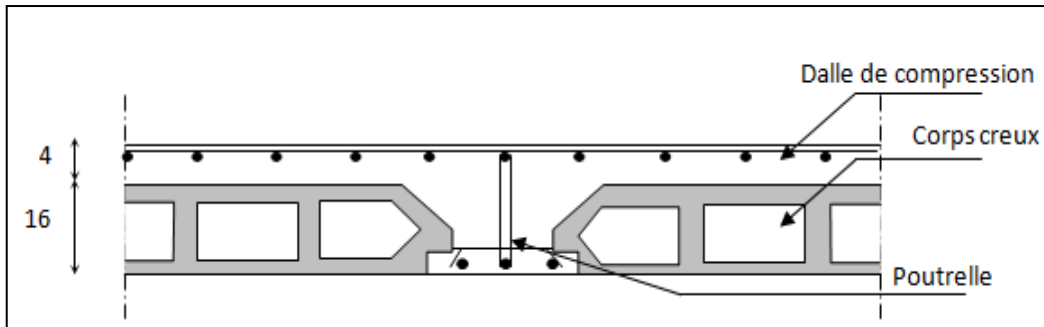


Figure III.3.1: Coupe du plancher corps creux.

- Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3.

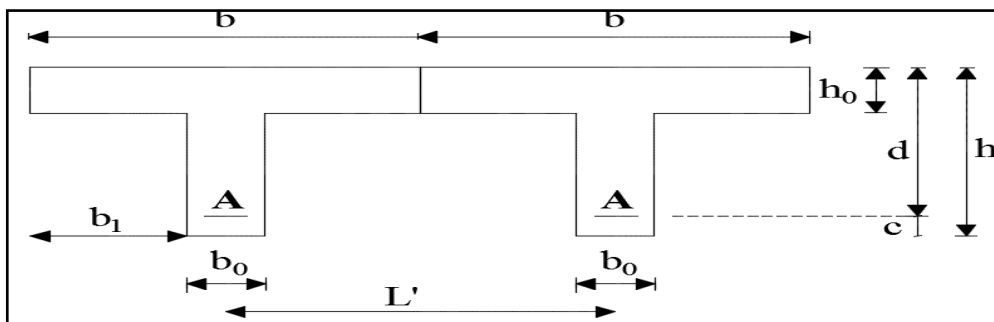


Figure III.3.2: Surfaces revenant aux poutrelles

Avec :

$b$  : largeur de la dalle de compression  $b=2b_1+b_0$

$b_0$  : largeur de la poutrelle  $b_0= 12\text{cm}$

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0=4\text{cm}$

$L'$  : entre axes des poutrelles.  $L'= 65\text{cm}$

$h$  : hauteur totale de poutrelle.  $h=16+4=20\text{cm}$

D'après [art A.4.1.3 BAEL99], la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limitée par :

$$b_1 = \min \left( \frac{L' - b_0}{2}, \frac{L}{10}, \frac{2L}{32} \right)$$

$L$  : portée de la plus grande travée,  $L= 3.90 \text{ m}$ .

$b_1 = \min (26, 39.2, 130) = 26 \text{ cm}$

On prend:  **$b_1= 26\text{cm}$**

Donc:  $b=2b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64\text{cm}$

**III.2.1 Dalle de compression : [art B.6.8.423 BAEL99]**



La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition Epaisseur **ep = 4cm**. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520.  $\varnothing \leq 6\text{mm}$  dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres ( $A_{\perp}$ ) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ( $A_{//}$ ) parallèles aux poutrelles (nervures).

### Calcul des armatures :

#### a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (=520MPa).

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

Soit  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement de  $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ .

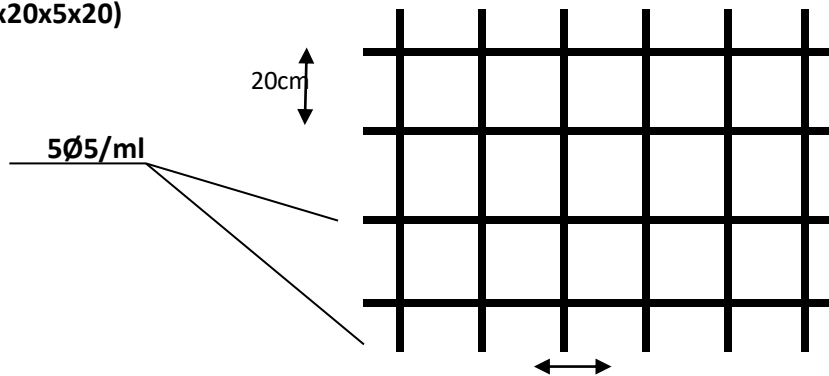
#### b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x20x5x20)

**TLE520 (5x20x5x20)**



**Figure III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression.**

### III-2.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes :

#### 1<sup>re</sup> Étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0.95kN / m²** et la surcharge de l'ouvrier.

## ➤ Charges permanentes :

## ➤ Poids propre de la poutrelle :

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

## ➤ Poids propre de corps creux :

$$G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

## ➤ Poids propre totale :

$$G = G_p + G_c$$

$$G = 0.16 + 0.620 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

## ➤ Surcharge d'exploitation :

## ➤ Poids de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

## ➤ Combinaison des charges a l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

## ➤ Calcul du moment en travée:

$$M_u = q_u \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.30^2}{8} = 3.40 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \frac{L}{2}$$

$$T = \frac{2.5 \times 3.30}{2} = 4.125 \text{ KN.}$$

## • Calcul de la section d'armature :

Les dimensions de la section poutrelle sont les suivantes :

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

$$U = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$U = \frac{3.40 \times 10^3}{12.2^2 \cdot 14.2} = 4.98 > U_l = 0.392 \quad \text{Sélection doublement armée (SDA).}$$

Sachant que les armatures des poutrelles est de 4cm il est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant le coulage

2<sup>eme</sup> Étape : après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

## ➤ Charges permanentes et les charges d'exploitation :

## ✓ Charges permanentes :

La terrasse :  $G = 5.88 \times 0.65 = 3.822 \text{ KN/ml}$

L'étage courant :  $G=5,55 \times 0,65=3,607 \text{ KN/ml}$   
 Entre sol :  $G=5,55 \times 0,65=3,607 \text{ KN/ml}$

✓ **Surcharges d'exploitation :**

La terrasse :  $Q=1,00 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$   
 L'étage courant :  $Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$   
 Entre sol :  $Q=2,50 \times 0,65=1,625 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

✓ **Plancher de l'Entre-sol :**

A L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,607) + 1,5(1,625) = 7,307 \text{ KN/ml}$   
 A L'ELS :  $q_s = G + Q = 3,607 + 1,625 = 5,232 \text{ KN/ml}$

✓ **Plancher Etage courant :**

A L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,607) + 1,5(0,975) = 6,332 \text{ KN/ml}$   
 A L'ELS :  $q_s = G + Q = 3,607 + 0,975 = 4,582 \text{ KN/ml}$

✓ **Plancher terrasse :**

A L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,822) + 1,5(0,65) = 6,134 \text{ KN/ml}$   
 A L'ELS :  $q_s = G + Q = 3,822 + 0,65 = 4,472 \text{ KN/ml}$

**Remarque:**

Vu la différence des surcharges entre le Entre-sol et l'étage courant on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable (Entre-Sol)

**III.3. Etude du plancher Entre-sol :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

**1. Choix de la méthode :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

$$G=5,55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5,00 \text{ KN/m}^2$$

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

$$2G=2 \times 5,55=11,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \{11,1, 5 \text{ KN/m}^2\} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{3}{3,30} = 0,909$$

$$\frac{3,30}{3,30} = 1$$

$$\frac{3,30}{3,30} = 1$$

$$\frac{3,30}{3} = 1,1$$

→ la condition est vérifiée

4°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable. → la condition est vérifiée.

### ➤ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

### 2. Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$$\alpha = \frac{q}{q+g} \text{ Avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

-  $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $L$  que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ( $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ )

-  $M_e$  : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.

-  $M_w$  : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.

-  $M_t$  : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

Les valeurs de  $M_e, M_w$  et  $M_t$ , doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

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

$$\checkmark M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée intermédiaire}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

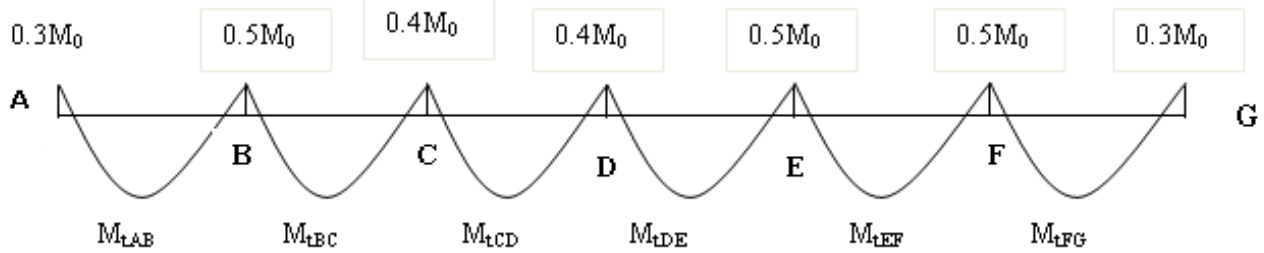


Figure III.3.4 : L'évaluation des moments dans les différents appuis

### 1. Calcul des coefficients :

$$G=3,607 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1,625 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul le rapport de charge :

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,607} = 0,310 \quad 0 \leq \alpha = 0,310 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,546$$

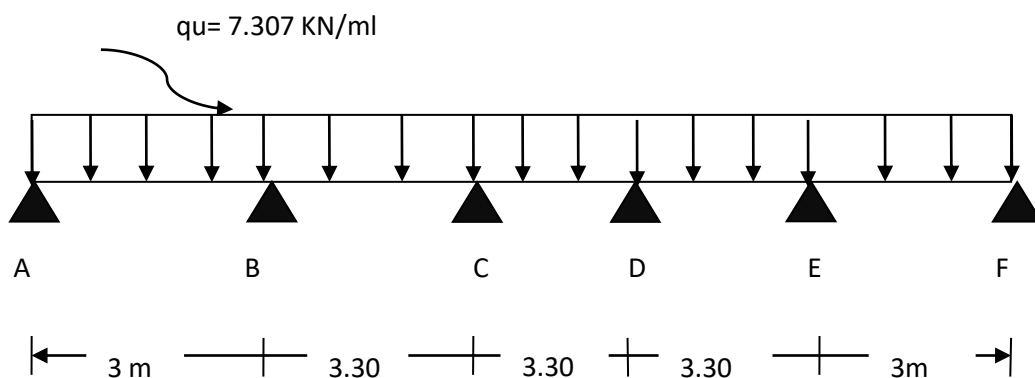
$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,646$$

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

### 2. Calcul des moments isostatiques :

- Calcul à l'ELU :



## ❖ Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$$

$$M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{7,307 \times 3^2}{8} = 8.220 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0DE} = M_{0CD} = \frac{7,307 \times 3,30^2}{8} = 9.946 \text{ KN.m}$$

## 3. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 8.220 = 2.466 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{0B} = 0,5 \times 9.946 = 4.973 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_{0C} = 0,4 \times 9.946 = 3.9784 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4M_{0D} = 0,4 \times 9.946 = 3.9784 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5M_{0E} = 0,5 \times 9.946 = 4.973 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{0F} = 0,3 \times 8.220 = 2.466 \text{ KN.m}$$

## 4. Calcul des moments fléchissant en travée :

## • Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{0AB} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,093(8.220) - \frac{2,466 + 4.973}{2} = 5.264 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = 0,646 \times 8.220 = 5.310 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 5.310 \text{ KN.m}$$

## • Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{0B} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0B}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0B}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{0B} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,093(9.946) - \frac{4.973 + 3.978}{2} = 6.395 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0B} = 0,546 \times 9.946 = 5.430 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{BC} = 6.395 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (CD) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{0CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,093(9.946) - \frac{3.978 + 3.978}{2} = 6,892 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD} = 0,546 \times 9.946 = 5,430 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 6,892 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (DE) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{0DE} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0DE}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0D}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{DE} = (1 + 0,3\alpha)M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,093(9,946) - \frac{3,978 + 4,973}{2} = 6,395 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0DE} = 0,546 \times 9,946 = 5,430 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{DE} = 6,395 \text{ KN.m}$$

• Etude de la travée (EF) (Travée de rive) :

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{0EF} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0EF}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0EF}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{EF} = (1 + 0,3\alpha)M_{0EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,093(8,220) - \frac{4,973 + 2,466}{2} = 5,264 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0EF} = 0,646 \times 8,220 = 5,310 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{EF} = 5,310 \text{ KN.m}$$

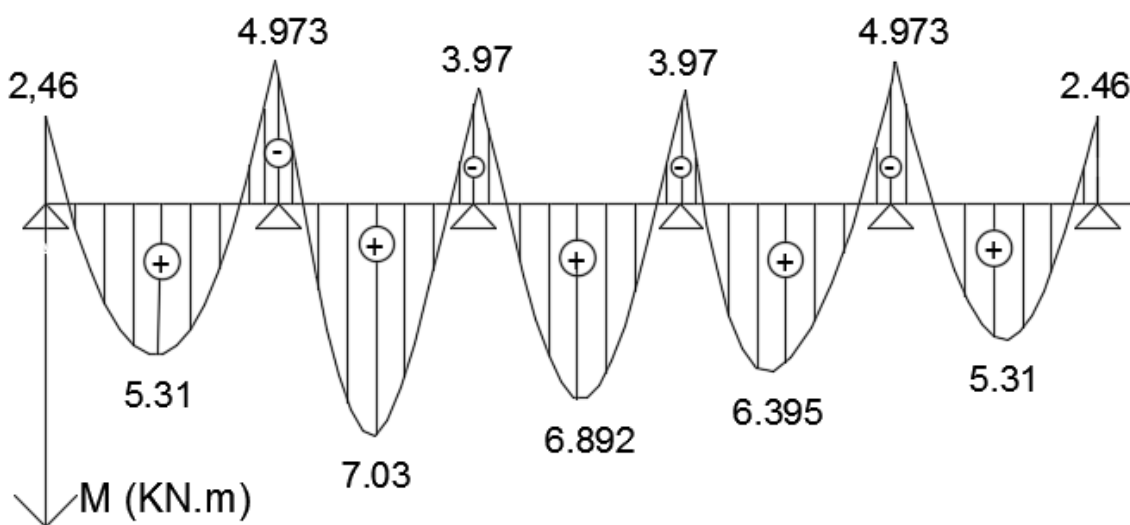


Figure III.3.6: Diagramme des moments fléchissant E.L.U (KN)



## 1. Calcul des efforts tranchants :

## - la travée (AB) :

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,307 \times 3}{2} + \frac{-4,973 - (-2,466)}{3} = 10,12 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,307 \times 3}{2} + \frac{-4,973 - (-2,466)}{3} = -11,796 \text{ KN}$$

## - la travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-3,978 - (-4,973)}{3,30} = 12,358 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-3,978 - (-4,973)}{3,30} = -11,755 \text{ KN}$$

## - la travée (CD) :

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-3,978 - (-3,978)}{3,30} = 12,056 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-3,978 - (-3,978)}{3,30} = -12,056 \text{ KN}$$

## - la travée (DE) :

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-4,973 - (-3,978)}{3,30} = 11,755 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{7,307 \times 3,30}{2} + \frac{-4,973 - (-3,978)}{3,30} = -12,358 \text{ KN}$$

## - la travée (EF) :

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7,307 \times 3}{2} + \frac{-2,466 - (-4,973)}{3} = 11,796 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{7,307 \times 3}{2} + \frac{-2,466 - (-4,973)}{3} = -10,124 \text{ KN}$$

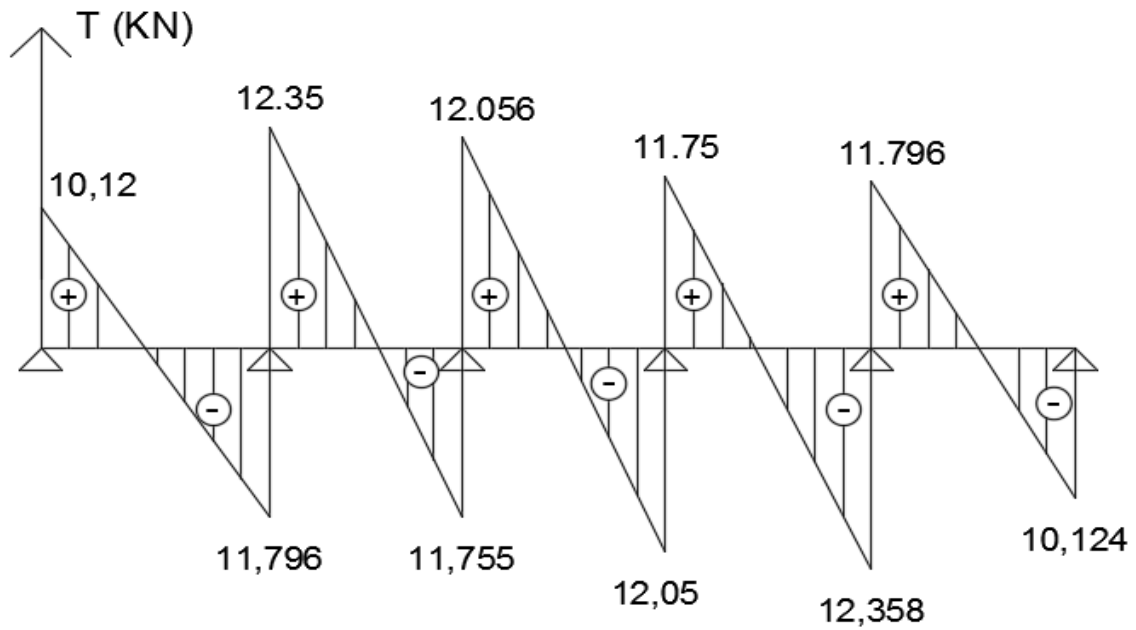


Figure III.3.7 : Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

### III.4. Calcul des armatures à l'E L U :

$$T^{max} = 12,358 \text{ KN}$$

$$M_a^{max} = 4,973 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 6,892 \text{ Kn.m}$$

#### ❖ Armatures longitudinal:

##### ✓ En travée:

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

Position de l'axe neutre :

Si :  $M_t^{max} > M_{tab}$  → l'axe neutre est dans la nervure

Si :  $M_t^{max} < M_{tab}$  → l'axe neutre est dans la table de compression

$M_{tab}$  : Le moment équilibré par la table de compression

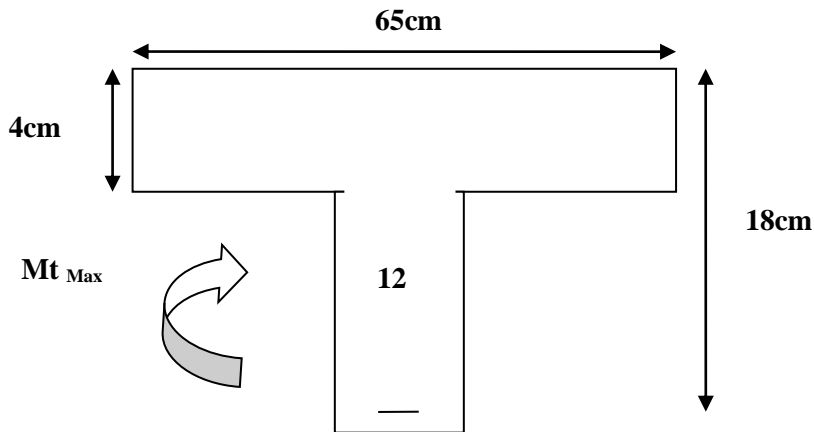


Figure III.3.8 : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = f_{bc} b h_0 (d - 0,5h_0)$$

Avec :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,5(0,04)) = 59,07 \text{ Knm}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ Knm} \gg M_t^{max} = 6,892 \text{ Knm}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de  $b \times h$ , (65X20).

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ [Mpa]}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$b$  : l'entre axe des poutrelles 65 cm

$$\mu = \frac{6,892 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S S A)}$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_{Jt} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,892 \times 10^3}{0,9885 \times 18 \times 348} = 1,113 \text{ cm}^2$$

Remarque :

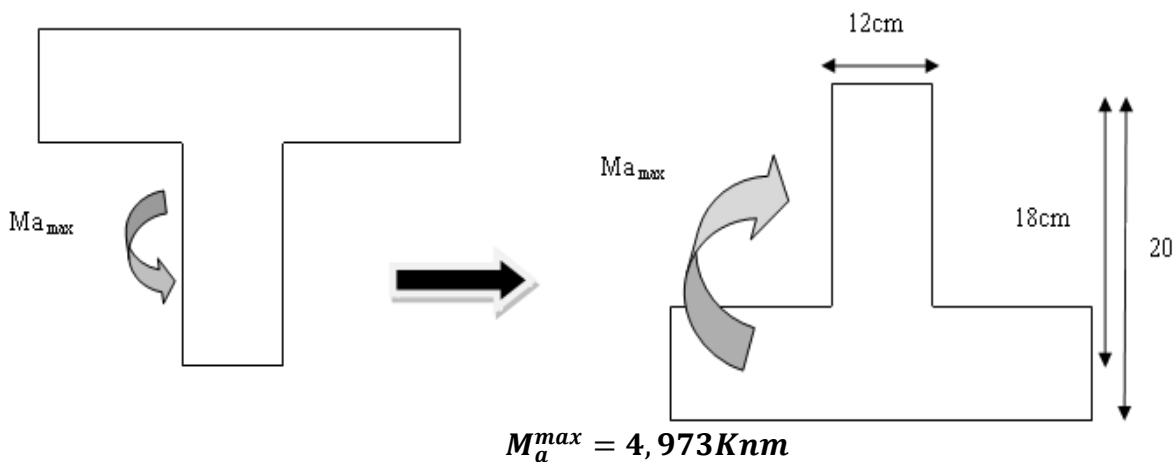
La condition de la flèche nous impose de prendre

$$A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,973 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S S A)}$$

$$\rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,973 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,833 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 2 \text{ HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

**En travée :**

$$A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 1 \text{ HA } 10 \text{ Filante} + 1 \text{ HA } 10 \text{ chapeau} = 1,57 \text{ cm}^2$$

### III-5 : Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité :(Art A- 4- 2 / BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 2. Condition tangentielle :(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Calcul  $\tau_u$  :

$$T_{max} = 12,358 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{12,358 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,572 \text{ Mpa} ; \text{ Donc } \tau_u = 0,572 \text{ Mpa}$$

-Calcul  $\bar{\tau}_u$  : Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 3. Condition d'adhérence et entrainement des barres :(Art A- 6- 1-3 / BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9x dx \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

**Calcul  $\bar{\tau}_{se}$  :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \text{ Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Calcul  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \phi \pi$$

$n$  : Nombre des barres

$\phi$  : Diamètres des barres

$$\sum U_i = 3 \times 1,2 \times 3,14 = 11,304 \text{ cm} = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,358 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,674 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,674 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  Pas de risque d'entrainement des barres ..... **Condition Vérifiée**

#### 4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A- 6- 1-22 / BAEL 91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4x \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} , \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règlements de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4 $L_s$**  pour l'aciers H A, Donc  $L_c = 18 \text{ cm}$

#### 5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

##### ➤ Appuis de rive : (Art 5.1.1.312/BAEL91)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $T_u$ .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{12,358 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,355 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

#### ➤ Appuis intermédiaire :(Art 5.1.1.321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_u \cdot d$ , on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$$T_u^{max} = 12,358 \text{ KN} = 12,358 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_a^{max} = 4,973 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d T_u^{max} = 0,9 \times 180 \times 12,358 \times 10^3 = 2,001 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_a^{max} > 0,9d T_u^{max} \rightarrow \text{les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.}$$

### 6. Influence de l'effort tranchant sur le Béton : (Art A. 5 .1.313 /BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

avec:

$$T_u^{max} = 12,358 \text{ KN}$$

$$a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 10^3 = 129,6 \text{ Kn.}$$

$$T_{max} = 12,358 \text{ Kn} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 = 129,6 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 7. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A. 5. 3.2 /BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u (b - b_0)}{1,8 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12,358 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,777 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\tau_u = 0,777 \text{ Mpa}$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\} ; \quad \overline{\tau}_u = \min\{3,33 ; 5 \text{ Mpa}\} \rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,777 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### ✓ Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL 91)

Avec :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L^{\max}\right).$$

$h$  : hauteur de la poutrelle ( $h = 20 \text{ cm}$ )

$b_0$  : Longueur de l'âme

$\phi_L^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\phi_t = 0,57 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } 2 \text{ } \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

### 8. Espacement des armatures : (Art A. 5.1.22 /BAEL 91)

$$S_{t1} = \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = \min(0,9 \times 18, 40 \text{ cm}) = \min(16,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

Soit :

$$S_{t1} = 16,5 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{t2} \leq \frac{A_{ad} 0,9 f_e}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

Application numérique :

$$S_{t2} \leq \frac{1,2 \times 0,9 \times 400}{(0,777 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 1,15} = 212,95 \text{ cm}$$

Soit

$$S_t \leq \min\{S_{t1} S_{t2}\} = \min\{16,5 \text{ cm} ; 212,95 \text{ cm}\} = 16,5 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_{t\max} = 16,5 \text{ cm}$

**Conclusion :**



Nous adopterons **1étrier en HA 8**

### III.6. Vérification à l'ELS :

Les états limites sévices sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relative :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

#### 1. Combinaison de charge à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art 6-5/BAEL 91) précise que la multiplication des résultats du calcul à L'ELU, Les coefficients  $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$  nous donne les valeurs efforts internes sont résumé dans les tableaux suivant :

$$\frac{5,232}{7,307} = 0,716$$

$$q_s = 5,232 \text{ KN/ml}$$

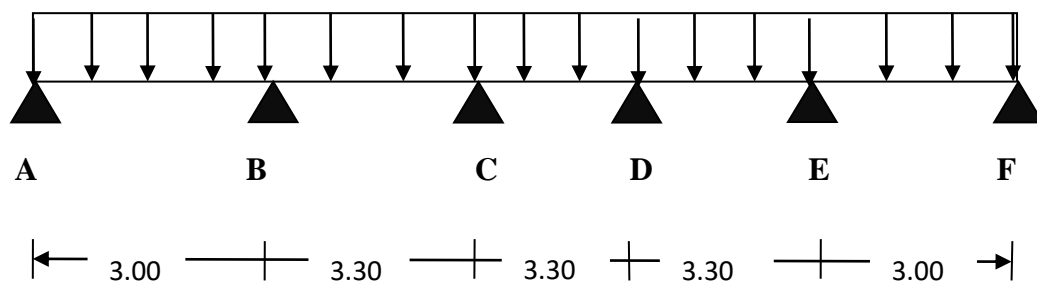


Figure III.3.9 : schéma statique des poutrelles à ELS

#### ✓ Moment en travée à l'ELS :

$$M_{ts} = M_{tr} \times 0,716$$

Travée	L (m)	$M_{tr}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)
1-2	3.00	5.310	3.801
2-3	3.30	7,03	5,033
3-4	3.30	6,481	4,64
4-5	3.30	6,240	4,467
5-6	3,00	5,764	4,127

Tableau III.3.1 : résumé des moments en travée à l'ELS

✓ **Moment aux appuis à l'ELS :**

$$M_{as} = M_{ar} \times 0,716$$

Nœuds	$M_{appui}$ (KN.m)	$M_{appuis}$ (KN.m)
A	-2.466	-1.765
B	-4.973	-3.560
C	-3.978	-2.848
D	-3.978	-2.848
E	-4.973	-3.560
F	-2.466	-1.765

Tableau III.3.2: résumé des moments aux appuis à l'ELS

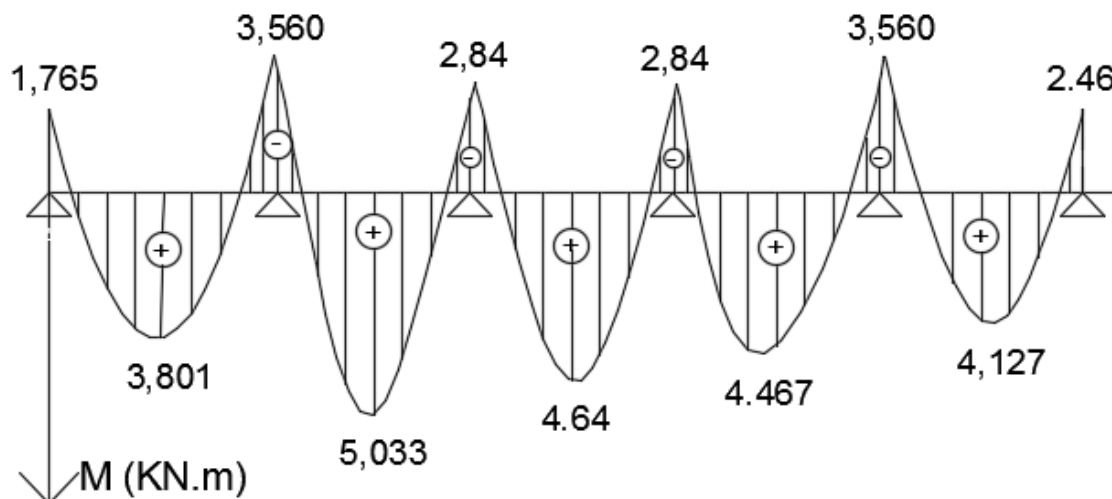


Figure III.3.10 Diagramme des moments fléchissant E.L.S (KN)

• **Calcul l'effort tranchants :**

$$T_{Ws} = T_W \times 0,716$$

$$T_{es} = T_e \times 0,716$$

Travée	$T_W$ (KN)	$T_{Ws}$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_{es}$ (KN)
A-B	10.12	7.245	-11.796	-8.445
B-C	12.358	8.848	-11.755	-8.416
C-D	12.056	8.632	-12.056	-8.632
D-E	11.755	8.416	-12.358	-8.848
E-F	11.796	8.445	-10.124	-7.248

Tableau III.3.3 : résumé des efforts tranchants à E.L.S

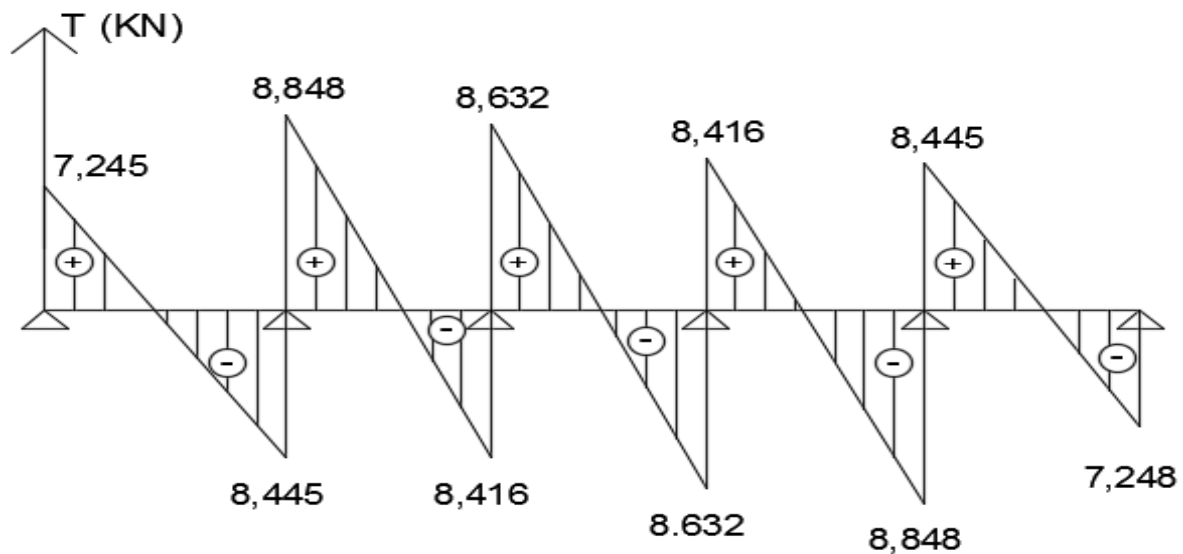


Figure III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants E.L.S (KN)

## 2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

✓ **Etat limite de compression de béton :**

✓ **En travée :**

- **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que  $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow \beta_1 = 0,8366$$

$$K_1 = 15,612$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A} \quad \text{Avec } M_{ts} = 5,033 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{5,033 \times 10^6}{0,8366 \times 180 \times 339} = 98,590 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :  $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$  ..... **Condition vérifiée**

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{98.590}{15,612} = 6.315 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,8584$$

$$K_1 = 20,31$$

**3. La contrainte dans l'acier :**

on doit donc s'assurer que  $\overline{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d A} \quad M_{as}^{max} = 3.560 \text{ KN m}$$

$$\sigma_s = \frac{3.560 \times 10^6}{0,8584 \times 180 \times 226} = 101.948 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} > \sigma_s = 101.948 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**4. La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101.948}{20,31} = 5.019 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**5. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$h$  : hauteur total 20 cm

$L$  : portée entre nus d'appuis ( $L=3.00$  m)

$M_t^{max}$  : Moment max en travée  $M_t^{max} = 5.033 \text{ Knm}$

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique

$A$  : section des armatures

$b$  : largeur de la section

$d$  : hauteur utile de la section droite

### Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \quad \text{Avec : } q_s = G + Q = 3,607 + 1,625 = 5,232 \text{ Kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{5,232 \times 3.00^2}{8} = 5.886 \text{ Knm}$$

$$9. \frac{20}{300} = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$10. \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0,06 < \frac{5.033}{10 \times 5.232} = 0,096 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$11. \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

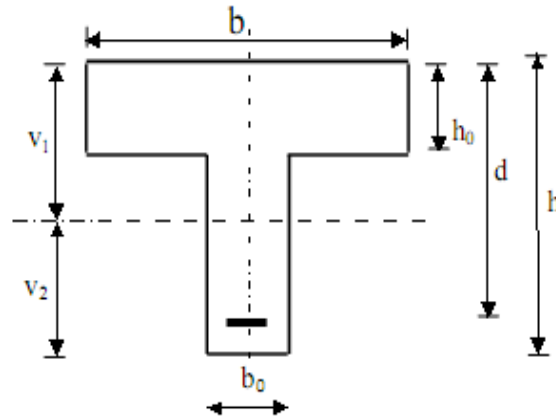
$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section

#### **a. Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$



### b. Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) x \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,30 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,30}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} x (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) x 4 x \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 x (12,56 - 2)^2$$

$$= 21800,00 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 21800,00 \text{ cm}^4$$

### c. Calcul des coefficients: ( $\lambda_v$ ; $\mu$ ; $I_{fv}$ )

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \quad \mapsto \quad \beta = 0,9782$$

$$\sigma_s = \frac{5,033 \times 10^6}{0,9782 \times 180 \times 339} = 84,319 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) x \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) x 0,0156} = 1,054$$

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

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 84,319 + 2,1}; 0 \right\} = \max \{ 0,500; 0 \}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v x \mu} = \frac{1,1x21800,00}{1 + 1,054x0,5} = 15703.99 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10x E_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10x E_v I_{fv}} = \frac{5.033x10^6 x 3000^2}{10x10819x10^4 x 15703.99} = 2.66 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3000}{500} = 6 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4 L'escalier :

#### 1. définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

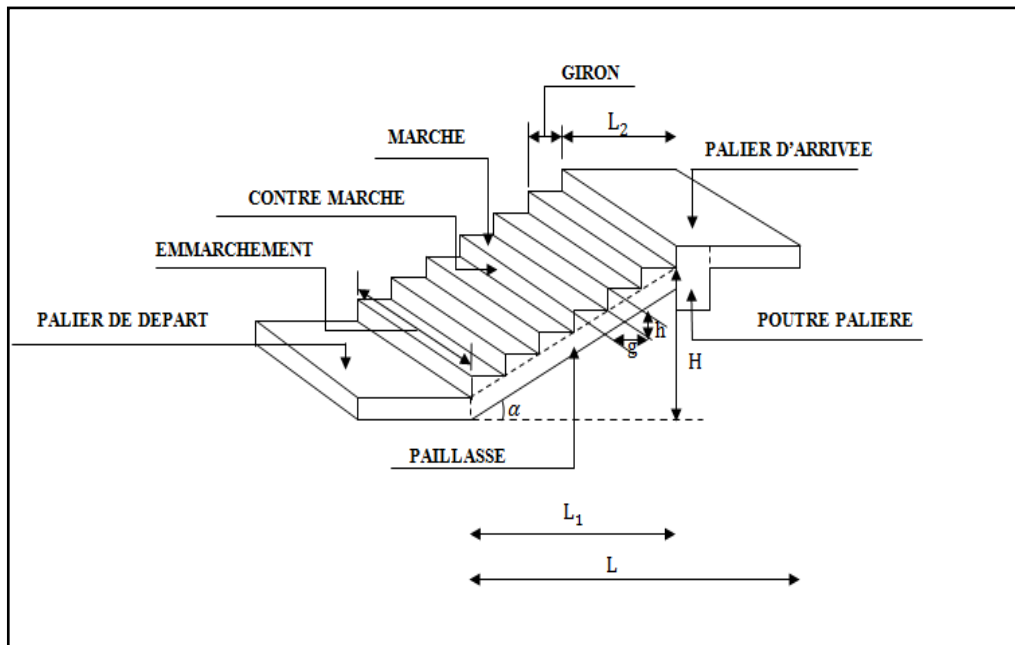


Figure III.4.1 : Constituant d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La hauteur de la marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.  $14 \leq h \leq 18$
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.  $25 \leq g \leq 33$
- **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.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche  $> 1\text{m}$ .
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

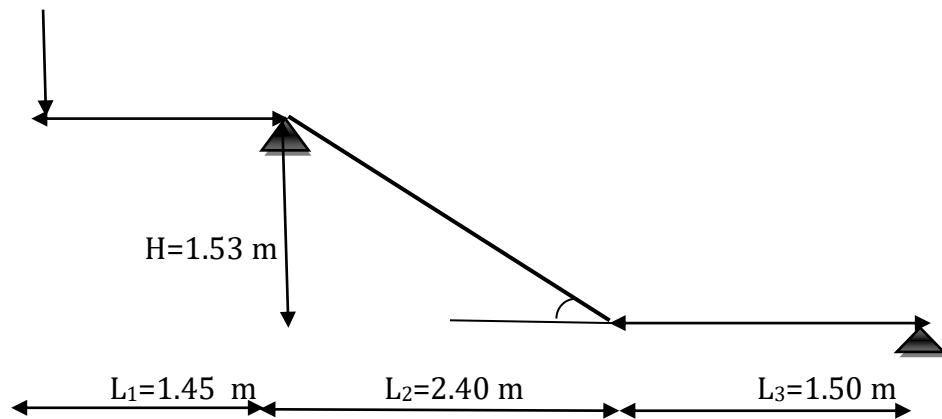
#### 2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- Le nombre des marches (m).
- La hauteur de la marche (h).



- le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep).
  - ❖ L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de deux types :
    - **Escalier du RDC** : à trois volées, un palier de départ et deux paliers intermédiaires.
    - **Escalier d'étages courants** : à deux volées et un palier intermédiaire
- ❖ **La première volée d'étage courant :**



➤ **Nombre de contre marches :**

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

h : hauteur de la marche..... $14 \leq h \leq 18\text{cm}$   
 g : largeur des marches ..... $25 \leq g \leq 33\text{cm}$

- On opte pour une hauteur de marche  $h = 17\text{ cm}$ .

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contres marches.}$$

➤ **Nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

➤ **Emmarchement** :  $E = 1.20\text{ m}$

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm.}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm.}$$

**Condition vérifiée.**

Alors :

- ✓  $h = 17 \text{ cm}$
- ✓  $g = 30 \text{ cm}$
- ✓ Nombre de marches : 8 marches

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : Longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = l + L_2 + L_3$

Avec :

$l$  : longueur de la volée.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240}$$

$$\alpha = 32.51^\circ$$

$$l = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos (32.51)}$$

$$l = 2.84 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L_0 = l + L_2 + L_3 = 2.84 + 1.45 + 1.50$$

$$L_0 = 5.79 \text{ cm}$$

$$\frac{579}{30} \leq e_p \leq \frac{579}{20}$$

$$19.3 \leq e_p \leq 28.9$$

On prend :  $e_p = 25 \text{ cm}$

### 3. Calcul des charges reprises par l'escalier :

Le calcul de l'escalier se fait en flexion simple pour une bande d' 1 m linéaire.

❖ **La première volée :**  $\alpha = 32.51^\circ$

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	0.25	25	7.41
Marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			10.89 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III.4.1: Charge permanent de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
-------------	---------------	--------------------------------	------------------------

Palier	0.25	25	6.25
Lit de sable	0.03	17	0.51
Chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>G total</b>			<b>8.12 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.4.2 : Charge permanente du palier

La surcharge d'exploitation est donné par le **DTR.B.C.2.2**, et elle est la même pour la volée et le palier **Q = 2,5 KN/ml**

❖ **Combinaison des charges :**

$$G_{\text{volée}} = 10.89 \times 1 \text{ m} = 10.89 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 8.12 \times 1 \text{ m} = 8.12 \text{ KN/ml}$$

**La volée :**

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.89 + 1.5 \times 2.5 = 18.45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_S = G + Q = 10.89 + 2.5 = 13.39 \text{ KN/ml}$$

**Le palier:**

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.12 + 1.5 \times 2.5 = 14.71 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_S = G + Q = 8.12 + 2.5 = 10.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } P_{\text{um}} = 1.35 \times G_{\text{Mur}} \times h_{\text{etage}} \times 1 \text{ m}$$

$$P_{\text{um}} = 1.35 \times 2.36 \times 3.06 \times 1 \text{ m} = 9.75 \text{ KN.}$$

**4. calcul à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

**1. Calcul des efforts internes**

❖ **Réactions d'appui :**

$$q_{uV} = 18.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uP} = 14.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uV}$$

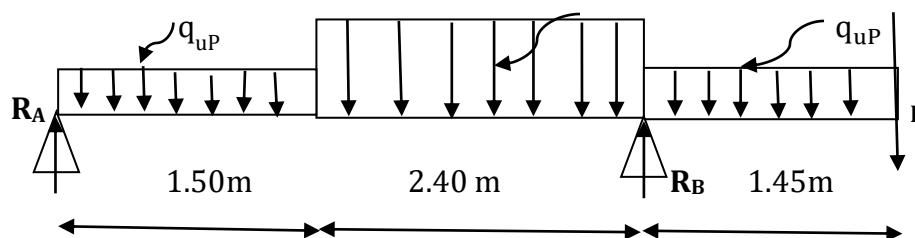


Figure III.4.2: Schéma statique de l'escalier l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 14.71 \times 1.45 + 18.45 \times 2.40 + 14.71 \times 1.50 + 9.75$$

$$R_A + R_B = 97.42 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow -3.9 \times R_B + 14.71 \times 1.50 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + 18.45 \times 2.40(2.7) + 14.71 \times 1.45(4.625) + 9.75 \times 5.35 = 0$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 3.9 R_B = 16.55 + 119.55 + 52.162 + 98.65$$

$$R_B = 73.56 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 97.42 \text{ KN} \rightarrow R_A = 23.86 \text{ KN}$$

$$R_B = 73.56 \text{ KN}$$

$$R_A = 23.86 \text{ KN}$$

## 2. Efforts tranchants et moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$**

$$\sum F_y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{up}x$$

$$T(x) = 23.86 - 14.71 x$$

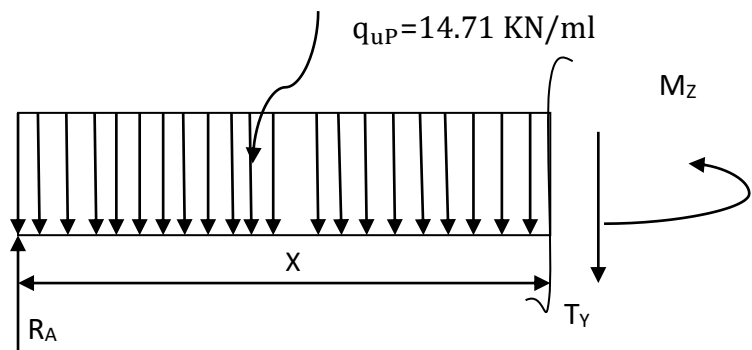
$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 23.86 \text{ KN} \\ T(x=1.50) \rightarrow T_Y = 1.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_I = 0$$

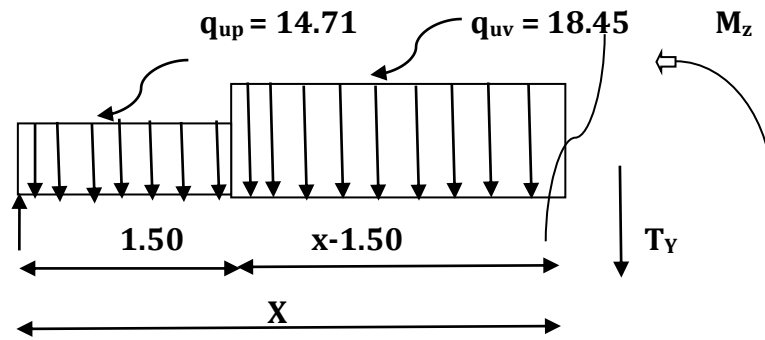
$$M(x) = R_A x - q_{up} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 23.86 x - 7.355 x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.50) \rightarrow M_Z = 19.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2<sup>ieme</sup> tronçon :  $1.50 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$



$$\sum F_y = 0$$

$$T(x) = R_A - 1.50 \times q_{up} - q_{uv}(x - 1.50)$$

$$T(x) = -18.45x + 29.47$$

$$\begin{cases} T(x = 1.50) \rightarrow T_y = 1.79 \text{ KN} \\ T(x = 3.9) \rightarrow T_y = -42.49 \text{ KN} \end{cases}$$

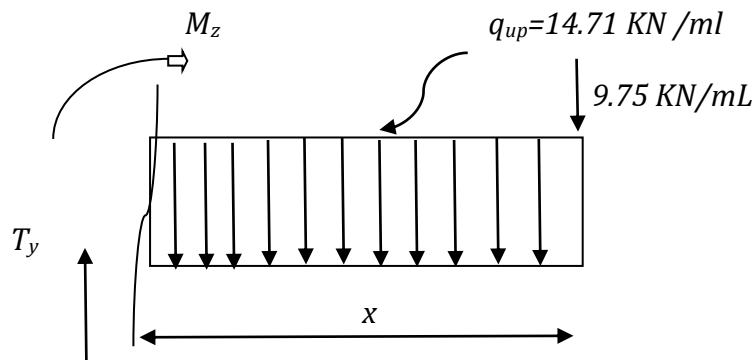
$$\sum M_I = 0$$

$$M(x) = R_A x - q_{up} \times 1.50(x - 1.50/2) - \frac{q_{uv}}{2}(x - 1.50)^2$$

$$M(x) = 23.86x - 22.065(x - 0.75) - 9.225(x - 1.50)^2$$

$$\begin{cases} M(x = 1.50) \rightarrow M_z = 19.24 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.85) \rightarrow M_z = -29.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3<sup>ieme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$



$$\sum F_y = 0$$

$$T(x) = q_{up}x - P_u$$

$$T(x) = 14.71x + 9.75$$

$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 9.75 \text{ KN} \\ T(x=1.45) \rightarrow T_Y = 31.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M/I = 0$$

$$M(x) = -P_u x - q_{up} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -9.75 x - 7.355 x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) \rightarrow M_Z = -29.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons	X(m)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.50	0	23.86	0
	1.50	1.79	19.24
1.50 ≤ x ≤ 3.9	1.50	1.79	19.24
	3.9	-42.49	-29.60
0 ≤ x ≤ 1.45	0	9.75	0
	1.45	31.08	-29.60

**Tableau III.4.3: Résumé de tous les résultats obtenus**

❖ Calcul du moment maximal( $M_{max}$ )

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 29.47 - 18.45x = 0 \rightarrow x = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{max} = 19.32 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

$$3. \text{ Aux appuis : } -0.3M_{max} = -0.3 \times 19.32 = -5.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -5.79 \text{ KN.m}$$

$$4. \text{ En travée : } 0.85M_{max} = 0.85 \times 19.32 = 16.422 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.422 \text{ KN.m}$$

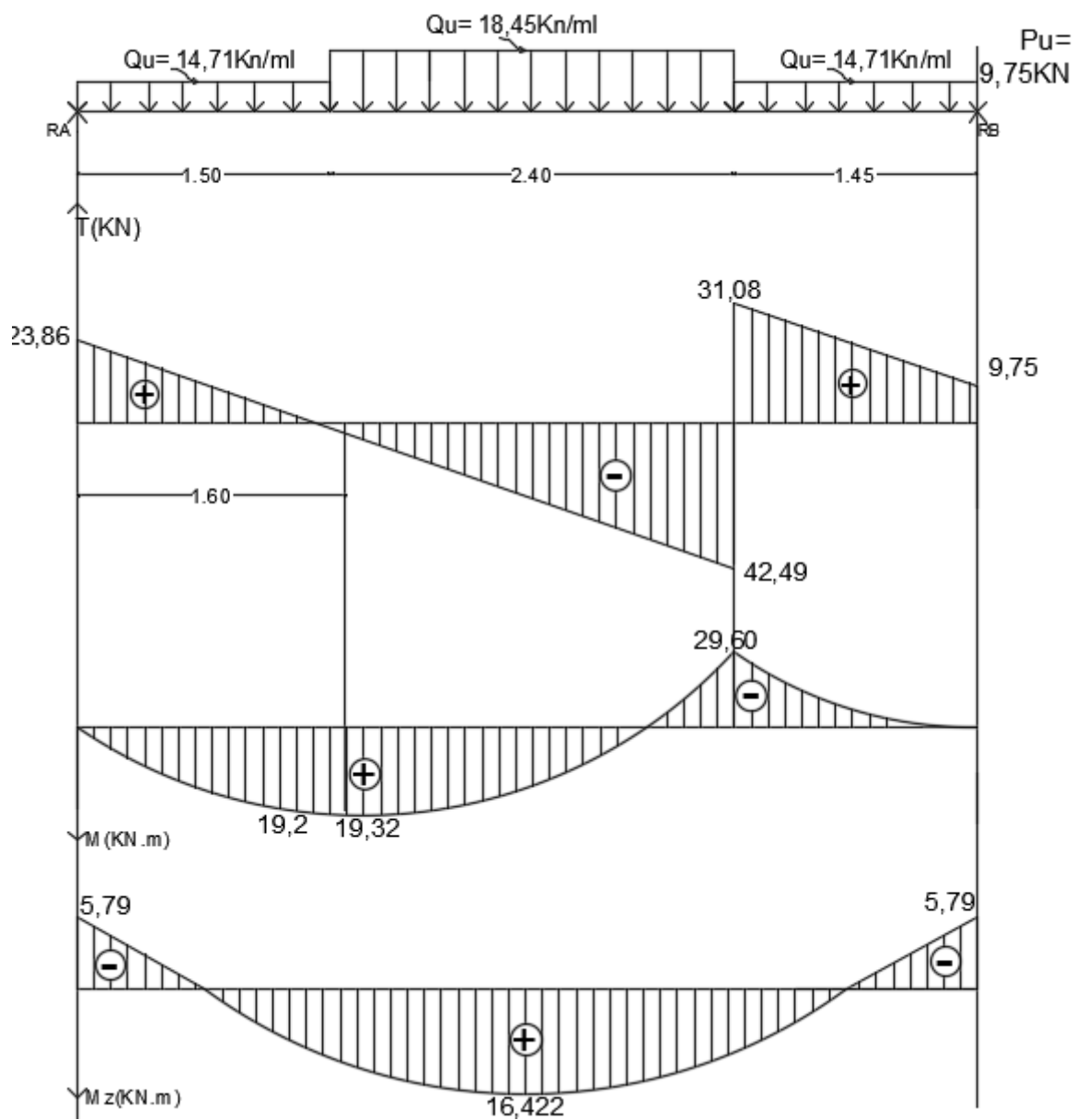


Figure : III.4.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

## 5. Calcul des armatures :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux côtés.

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de **25 cm**.

### 1. En travée :

#### a. Armatures principales:

$$B = 1\text{m} = 100\text{ cm}$$

$$h = 25\text{ cm} / c = 2\text{cm}$$

$$d = h - c = 25 - 2 = 23\text{ cm}$$

$$M_t^{\max} = 16.42\text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{16.42 \times 10^2}{100 \times 23^2 \times 1.42} = 0.022$$

$$0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{16.42 \times 10^2}{0.989 \times 23 \times 34.8} = 2.07\text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.07\text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } 5\text{HA}12 = 5.65\text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20\text{ cm}$$

#### b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.82\text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } 4\text{HA}10 = 3.14\text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{ cm}$$



## 2. Aux appuis :

### a. Armatures principales:

$$M_a^{max} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{5.79 \times 10^2}{100 \times 23^2 \times 1.42} = 0.008$$

$$0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{5.79 \times 10^2}{0.996 \times 23 \times 34.8} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0.72 \text{ cm}^2$  On opte pour 4HA10 =  $3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = 3.14 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.57 \text{ cm}^2$  On opte pour 4HA8 =  $2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

## 6. Vérifications à effectuer à l'ELU:

### 1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{adopté} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

## 2. Espacement des barres : [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

### Armature principale :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 20 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### Armature de répartition :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## 3. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5\text{MPa} \right\} \end{cases} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 42.49 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{42.49 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.18 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## 4. Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.49 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 188.4} = 1.08\text{MPa} \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### 5. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit : **Ls = 45cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4Ls** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

$$L = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### 6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3 /BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 42.49 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 1000} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.41 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 7. Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1. 3 / BAEL91)

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min } a \text{ ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{42.49 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## 7. calcul à l'ELS :

### 1. Calcul des efforts internes

#### a. Réactions d'appui

$$q_{sV} = 13.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sP} = 10.62 \text{ KN/ml}$$

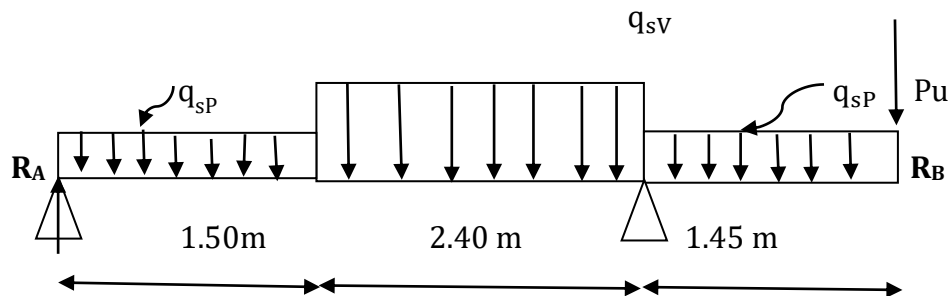


Figure III.4.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 10.62 \times 1.45 + 13.39 \times 2.40 + 10.62 \times 1.50 + 9.75$$

$$R_A + R_B = 73.215 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow -3.9 \times R_B + 10.62 \times 1.50 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + 13.39 \times 2.40(2.7) + 10.62 \times 1.45(4.625) + 9.75 \times 5.35 = 0$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 3.9R_B = 11.94 + 86.76 + 71.22 + 52.16$$

$$R_B = 56.94 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 73.21 \text{ KN} \rightarrow R_A = 16.27 \text{ KN}$$

$$R_B = 56.94 \text{ KN}$$

$$R_A = 16.27 \text{ KN}$$

### 5. Efforts tranchants et moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{sp}x$$

$$T(x) = 16.27 - 10.62 x$$

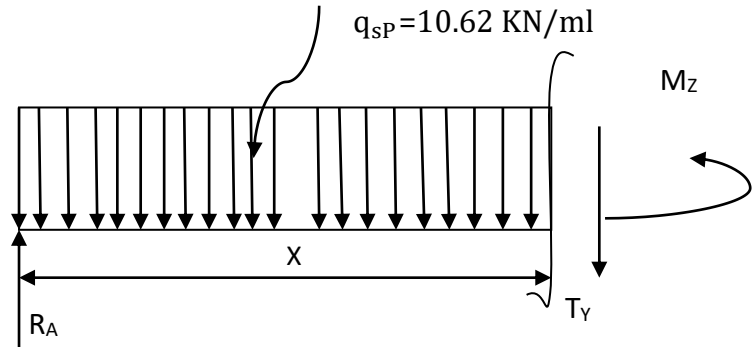
$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 16.27 \text{ KN} \\ T(x=1.50) \rightarrow T_Y = 0.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_I = 0$$

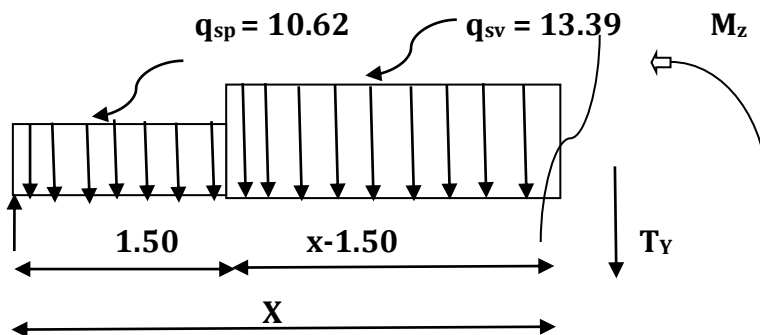
$$M(x) = R_A x - 5.31 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16.27 x - 5.31 x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.50) \rightarrow M_Z = 12.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $1.50 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$



$$\sum F_y = 0$$

$$T(x) = R_A - 1.50 \times q_{sp} - q_{sv}(x - 1.50)$$

$$T(x) = -15.93 x + 16.27 - 13.39(x - 1.50)$$

$$\begin{cases} T(x = 1.50) \rightarrow T_Y = 0.34 \text{ KN} \\ T(x = 3.9) \rightarrow T_Y = -31.80 \text{ KN} \end{cases}$$

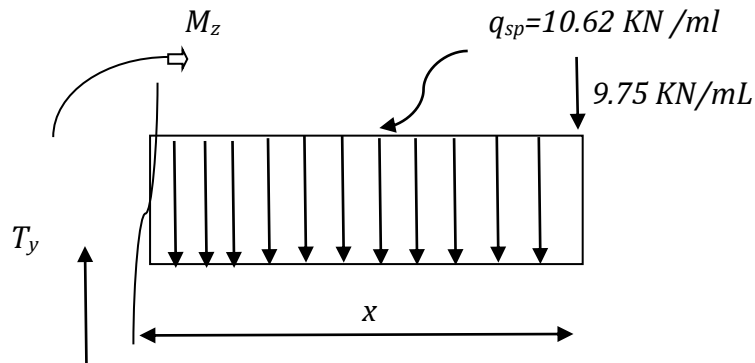
$$\sum M/I = 0$$

$$M(x) = R_A x - q_{sp} \times 1.50(x - 1.50/2) - \frac{q_{sv}}{2}(x - 1.50)^2$$

$$M(x) = 16.27x - 15.93(x - 0.75) - 6.695(x - 1.50)^2$$

$$\begin{cases} M(x = 1.50) \rightarrow M_Z = 12.45 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.9) \rightarrow M_Z = -25.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3eme tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$



$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = q_{sp}x - P_u$$

$$T(x) = 10.62 x + 9.75$$

$$\begin{cases} T(x = 0) \rightarrow T_Y = 9.75 \text{ KN} \\ T(x = 1.45) \rightarrow T_Y = 25.15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/I = 0$$

$$M(x) = -P_u x - q_{sp} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -9.75 x - 5.31 x^2$$

$$\begin{cases} M(x = 0) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.45) \rightarrow M_Z = -25.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons	X(m)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.50	0	16.27	0
	1.50	0.34	12.45
1.50 ≤ x ≤ 3.9	1.50	0.34	12.45
	3.9	-31.80	-25.30
0 ≤ x ≤ 1.45	0	9.75	0
	1.45	25.15	-25.30

Tableau III.4.4 : Résumé de tous les résultats obtenus

❖ Calcul du moment maximal(M<sub>max</sub>) :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 16.27 - 10.62x = 0 \rightarrow x = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{max} = 12.46 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

$$6. \text{ Aux appuis : } -0.3M_{max} = -0.3 \times 12.46 = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_a = -3.74 \text{ KN.m}}$$

$$7. \text{ En travée : } 0.85M_{max} = 0.85 \times 12.46 = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_t = 10.59 \text{ KN.m}}$$

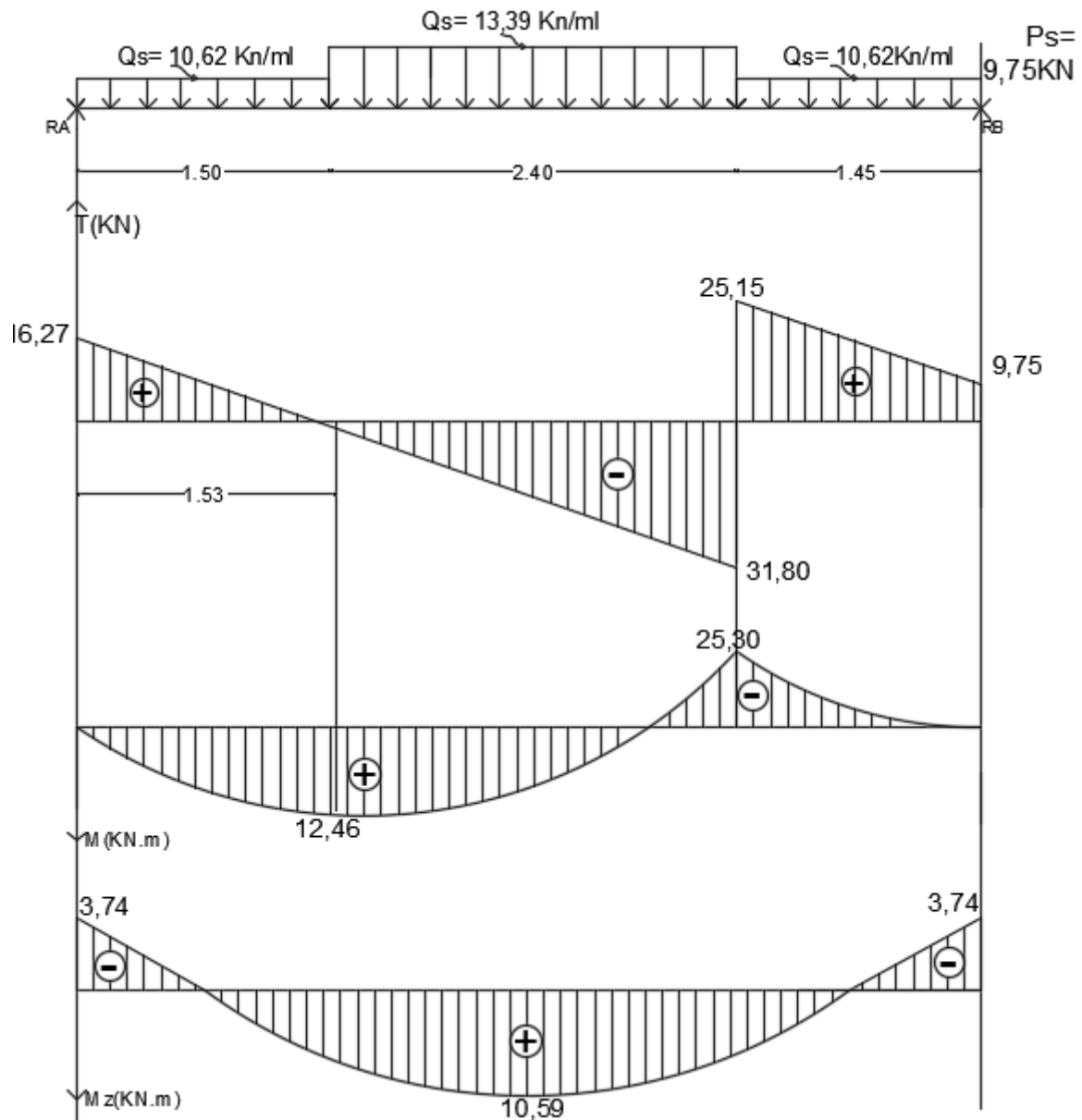


Figure III.4.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

### 3. .Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

#### a. Vérification des contraintes dans l'acier :

-En travée :

$$M_t = 10.59 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M t_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 23} = 0.245 \rightarrow \beta = 0.237 \rightarrow K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.59 \times 10^6}{0.237 \times 230 \times 5.65 \times 10^2} = 343.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 343.85 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### b. .Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{343.85}{48.29} = 7.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### -En appuis :

$$M_a = 3.74 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M a_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \beta = 0.932 \rightarrow K = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.74 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 71 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{71}{58.53} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## 8. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

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

$$L=5.35 \text{ m}$$

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment isostatique max en travée.

### ❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{25}{535} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 23} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{25}{535} = 0.046 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{36.52}{10 \times 42.97} = 0.085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Les deux conditions n'ont pas été vérifiées, donc on doit calculer la flèche :

### 1. Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91] :

On doit vérifier :  $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5350}{500} = 10.7 \text{ mm}$$

$$q_s^{max} = \max(q_s^p; q_s^v)$$

$$-q_s^{max} = \max(10.62; 13.39) = 13.39 \text{ KN/ml}$$

- $E_v$  module de déformation différée  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$ .

- $I_0$  Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

- $\bar{f}$  La flèche admissible

- $V_1$  position de l'axe neutre

#### a. Aire de section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 25 \times 100 + 15 \times 5.65 = 2584.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2584.75 \text{ cm}^2$$

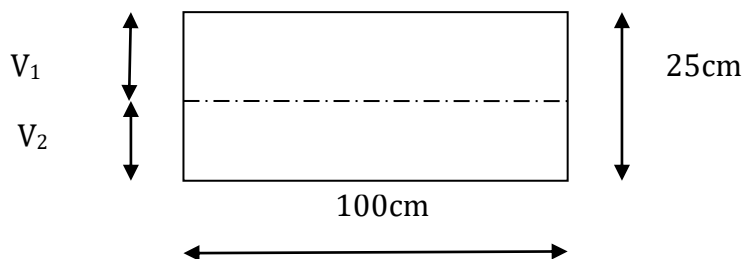
#### b. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à $xx'$ :

$$S_{/xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d$$

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 23 = 33199.25 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx'} = 33199.25 \text{ cm}^3$$

#### c. Position du centre de gravité :



$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{33199.25}{2584.75} = 12.84 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 25 - 12.84 = 12.16 \text{ cm}$$

#### d. Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (12.84^3 + 12.16^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65(12.16 - 2)^2 = 139244.25 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 139244.25$$

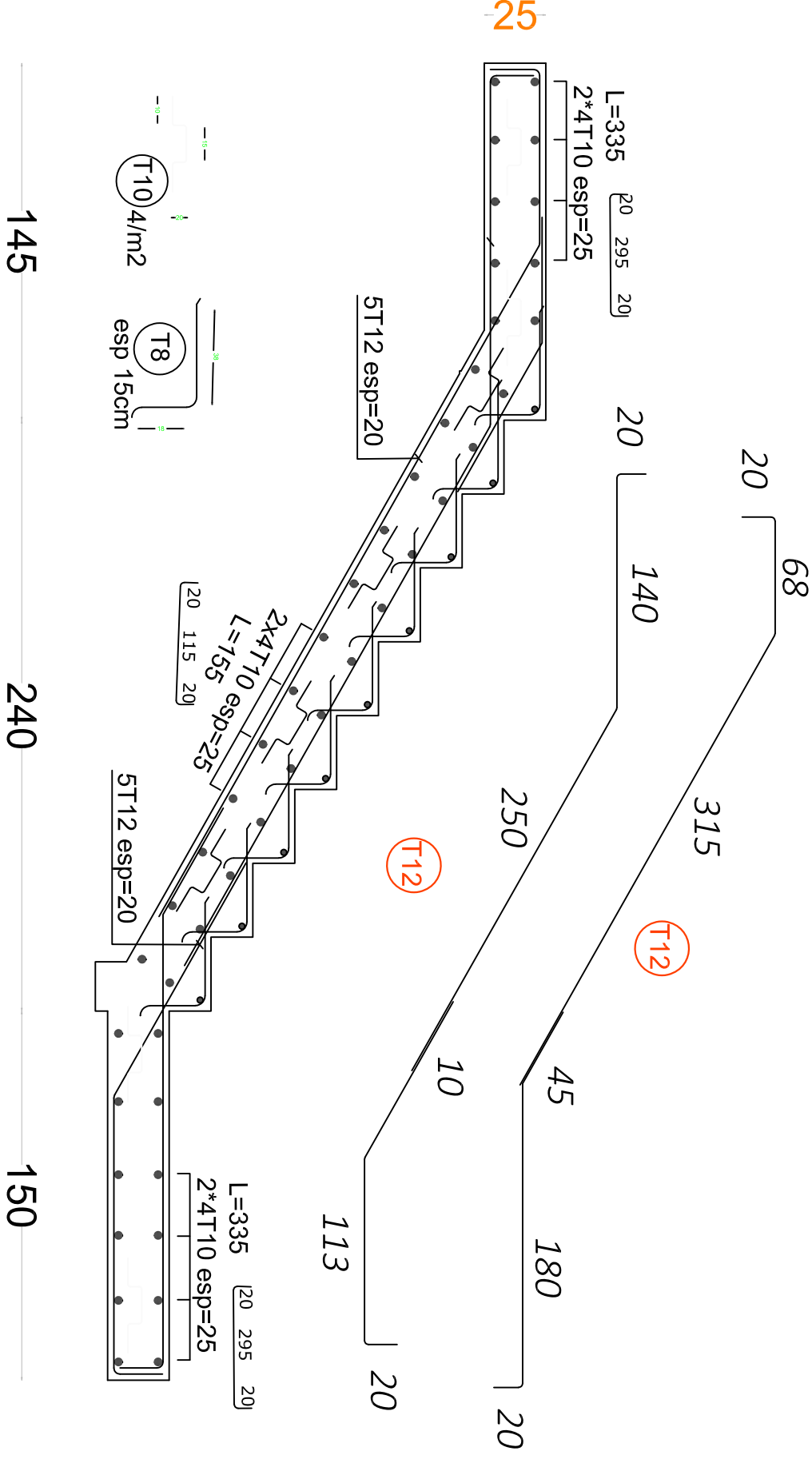
## 2. .Calcul la flèche et vérification :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} L^4}{E_v \times I_0}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.39 \times (5350)^4}{10819 \times 139244.25 \times 10^4} = 9.48 \text{ mm}$$

$$f = 9.48 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10.70 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Coffrage et ferrailage de l'escalier (RDC)



## La poutre palier :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.30 m.

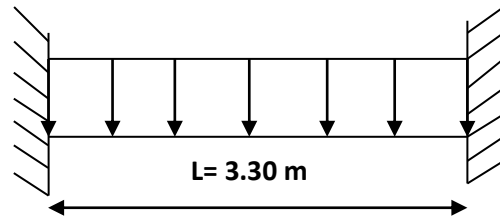


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palier.

### 1. Pré dimensionnement :

#### 1. Hauteur de la poutre :

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

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

Selon le RPA99 (modifiée en 2003) :  **$h \geq 30\text{cm}$**

On opte pour  **$h = 30\text{cm}$**

#### 2. La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99 (modifiée en 2003) :  **$b \geq 20\text{cm}$**

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

On opte pour  **$b=25\text{cm}$**

Donc la poutre aura pour dimension (25x30)

#### ❖ Vérification des conditions du RPA :

**$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ .....condition vérifiée**

**$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}$ .....condition vérifiée**

**$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ .....condition vérifiée**

## 2. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml}$

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = 2.36 \text{ kN/ml}$

La réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 23.86 \text{ KN}$

La réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 16.25 \text{ KN}$

## 3. Combinaison de charge :

A l'ELU:  $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times (2.36) + 23.86 = 27.04 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 27.04 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :  $q_s = G + R_s = 2.36 + 16.25 = 18.61 \text{ KN/ml}$ .

$$q_s = 18.61 \text{ KN/ml}$$

## 4. Calcul à L'ELU :

### 1. Calcul les efforts interne

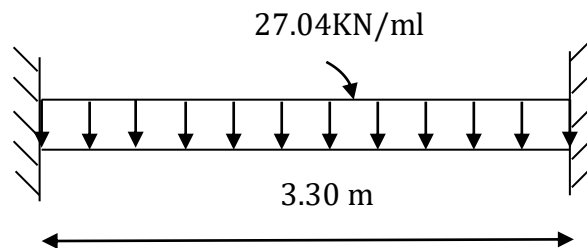


Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

#### ❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{27.04 \times 3.30^2}{8} = 36.80 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 36.80 \text{ KN.m}$$

#### ❖ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{27.04 \times 3.30}{2} = 44.61 \text{ KN}$$

$$T_u = 44.61 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 36.80 = 11.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 36.80 = 31.28 \text{ KN.m}$$

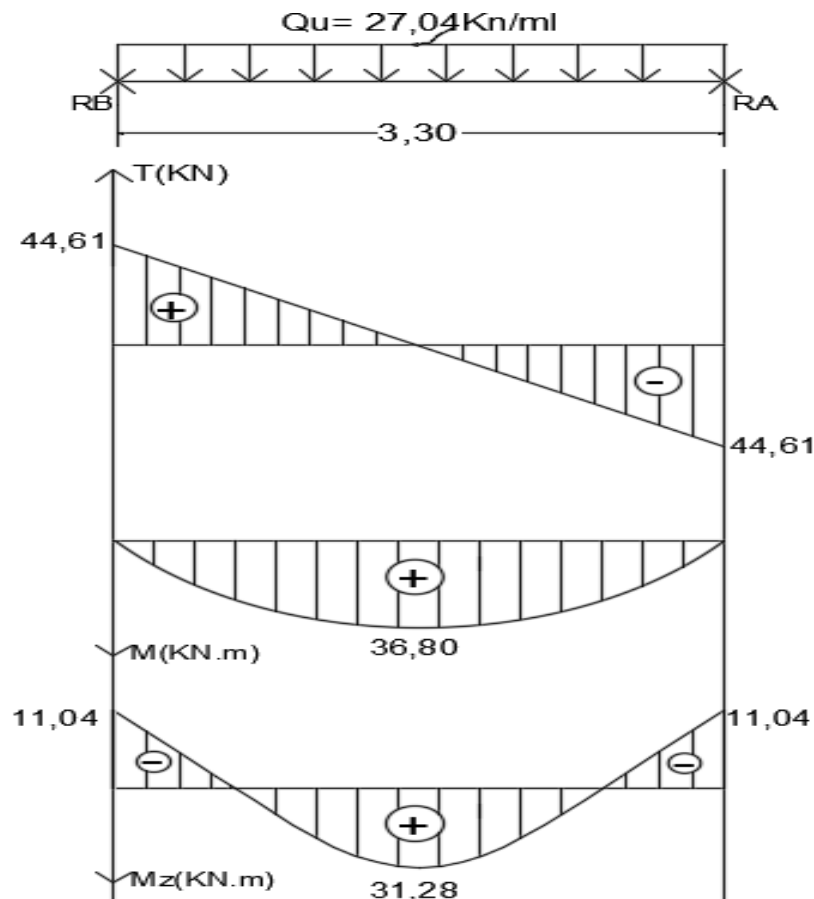


Figure III.5.3 : Diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant à l'ELU

## 5. Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$



$$\mu_u = \frac{31.28 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.112$$

$$0.112 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.940$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{31.28 \times 10^2}{0.940 \times 28 \times 34.8} = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.42 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 11.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{11.04 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.04$$

$$0.040 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.980$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{11.04 \times 10^2}{0.980 \times 28 \times 34.8} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.16 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 3\text{HA}12 = 3.32 \text{ cm}^2$$

## 6. Vérifications à effectuer à l'ELU:

### 1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.32 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91) :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right. \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 44.61 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{44.61 \times 10^3}{280 \times 250} = 0.63 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

### a. Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 44.61 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 250} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### b. Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321) :

On doit vérifier :

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{44.61 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 3.32 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 3. Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  (pour les aciers H.A).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.61 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit :  **$L_s = 45 \text{ cm}$**

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet  $L$  est au moins égale  **$0,4L_s$**  pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

$$L = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### 3. Calcul des armatures transversales :

#### a. Diamètre armature transversales : (Art A.7.2/BAEL 91)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 14; \frac{250}{10} \right\} = \min \{8.57; 14; 25\} = 8\text{mm} \text{ Soit } \emptyset = 8\text{mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversale :

$$A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

**b. Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{25.5; 40\text{ cm}\} = 25.5\text{cm}$$

**c. Exigences du RPA pour les aciers transversaux:(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = \min \{7.5; 14.4; 30\} = 7.5\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 7\text{cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.12\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 1.12\text{cm}^2 \leq A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

## 7. Vérification à L'ELS :

### 1. Calcul les efforts interne

$$q_s = 18.61\text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{18.61 \times 3.30^2}{8} = 25.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 25.33 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**  $T_u = \frac{q_s L}{2}$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{18.61 \times 3.30}{2} = 30.70 \text{ KN}$$

$$T_u = 30.70 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 25.33 = -7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 25.33 = 21.53 \text{ KN.m}$$

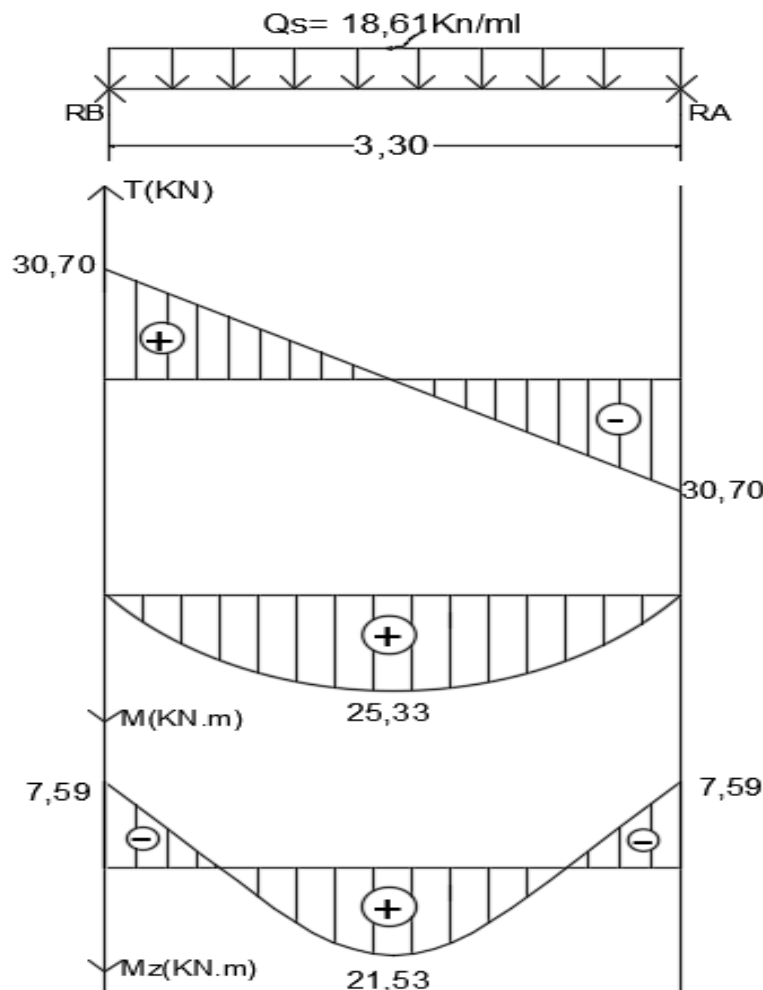


Figure III.5.4 : Diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant à l'ELS

## 1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

### a. Vérification des contraintes dans l'acier :

#### -En travée :

$$M_t = 21.53 \text{ KN.m } A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \rightarrow \beta = 0.88107 \rightarrow K = 27.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.53 \times 10^6}{0.88107 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 188.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 188.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 188.90 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### -En appuis :

$$M_a = 7.59 \text{ KN.m } A_s = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.32}{25 \times 28} = 0.474 \rightarrow \beta = 0.8958 \rightarrow K = 32.99$$

$$\rho \sigma_{st} = \frac{7.59 \times 10^6}{0.8958 \times 280 \times 3.32 \times 10^2} = 91.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 91.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 91.14 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### b. Vérification des contraintes dans le béton :

#### -En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{91.14}{27.04} = 3.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### -En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{91.14}{32.99} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=30cm

L=3.30 m

M<sub>t</sub> : moment max en travée

M<sub>0</sub> : moment isostatique max en travée.

❖ **Vérification :**

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 > \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{21.53}{10 \times 25.32} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche**

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

❖ **Armature longitudinales :**

3HA14 en travée

3HA12 en appuis

❖ **Armature transversales :**

1cadre et un étrier en HA8





## La salle machine :

### 1. Calcul de la dalle de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale .L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne
- ✓ Le contre poids

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1,30 \times 1,50) \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II)

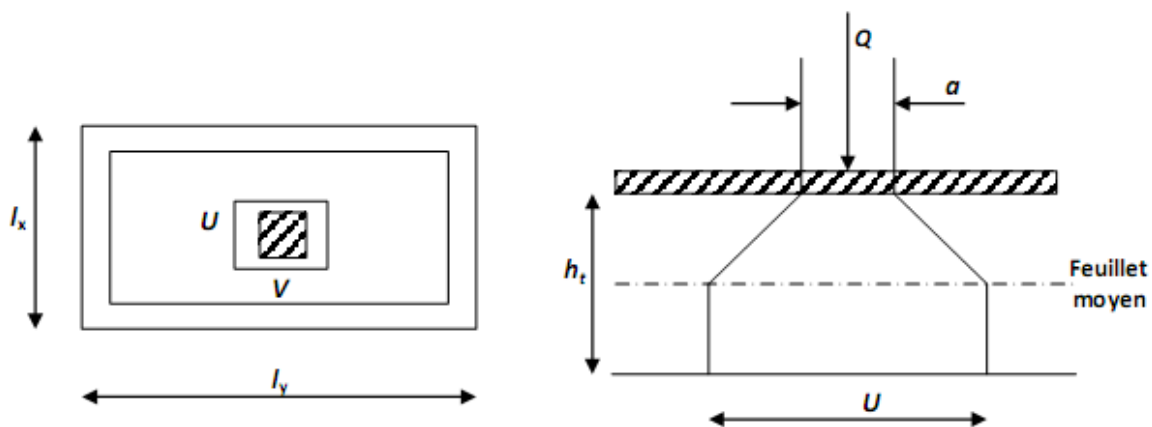


Figure III.6.1 : Schéma statique de la salle machine

### Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

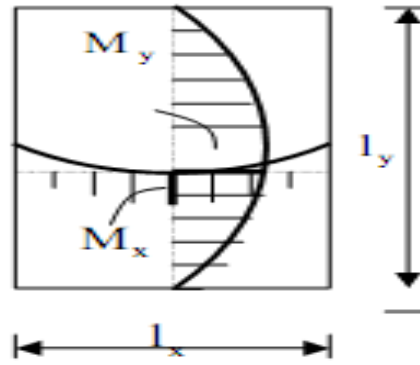


Figure III.6.2: Répartition des moments

**NB :**

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_0 \geq 12\text{cm}$ ; on adopte une hauteur  $h_0 = 15\text{ cm}$ .

## 2. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{1,50} = 0,86$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

### ❖ Moment dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 \rightarrow$  Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$  Moment suivant la grande portée.

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de poisson  $\nu$ .

$q$  : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

### Etat limite ultime : $\nu = 0$

$$\rho_x = 0,86 \quad \mu_x = 0,0498 \quad \mu_y = 0,693$$

Poids de la dalle :  $G = 25 \times 0,15 = 3,75\text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{ KN/ml}$

$q_u = 1,35(3,75) + 1,5(1) = 6,562\text{ KN/ml}$

$P_U = 1.35 \times 90 = 121.5\text{ KN}$ .

$$M_{ux1} = 0,0498 \times (6,562) \times (1,30^2) = 0.552\text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,693 \times 0.552 = 0,382\text{ KN.m}$$

### Etat limite ultime : $\nu = 0,2$

$$\rho_x = 0,86 \quad \mu_x = 0,0569 \quad \mu_y = 0,791$$

Poids de la dalle :  $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx1} = 0,0569 \times (4,75) \times (1,30^2) = 0,456 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,456 \times 0,791 = 0,360 \text{ KN.m}$$

### ❖ Calcul des moments :

#### a- Moment du au système de lavage :

$$\begin{cases} M_x = P_U (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_U (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de poisson

$M_1, M_2$  Coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho$ , et des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$ .

$U$  et  $V$  coté du rectangle sur lesquels la charge  $P$  s'applique, compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans la dalle. ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\begin{aligned} \Rightarrow V &= V_0 + 2 \left( \xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2\xi e_0 + h_0 \\ U &= U_0 + 2 \left( \xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2\xi e_0 + h_0 \end{aligned}$$

**Avec  $\xi$  :** dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton  $\rightarrow \xi = 1$

$e_0$  : Épaisseur du revêtement  $e_0 = 5 \text{ cm}$

$h_0$  : Épaisseur de la dalle  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  : Côté du rectangle sur lequel la charge  $P$ .

### ➤ Application numérique :

$$\Rightarrow V = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$U = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,30} = 0,8$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,50} = 0,7$$

A l'aide de tableau de PIGEAUD :

pour  $\rho = 0,86$

$$\begin{cases} \frac{U}{I_x} = 0,8 \\ \frac{V}{I_y} = 0,7 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M'_1 = 0,069 \\ M'_2 = 0,045 \end{cases}$$

✓ **Etat limite ultime (ELU) :  $v=0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ Kn}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,069 = 8.383 \text{ Kn. m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,045 = 5.467 \text{ Kn. m}$$

✓ **Etat limite ultime (ELS) :  $v=0,2$**

$$P_u = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + vM_2) = 90 (0,069 + 0,2 \times 0,045) = 7.02 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy2} = P_s (vM_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,069 + 0,045) = 5.292 \text{ KN. m}$$

✓ **Superposition des moments :**

➤ **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.552 + 8.383 = 8.935 \text{ KN. m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,382 + 5.467 = 5.849 \text{ KN. m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,456 + 7.02 = 7.476 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,360 + 5.849 = 6.209 \text{ KN. m}$$

### Remarque :

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis et ce, afin de tenir compte des semi -encastres de la dalle au niveau des voiles.

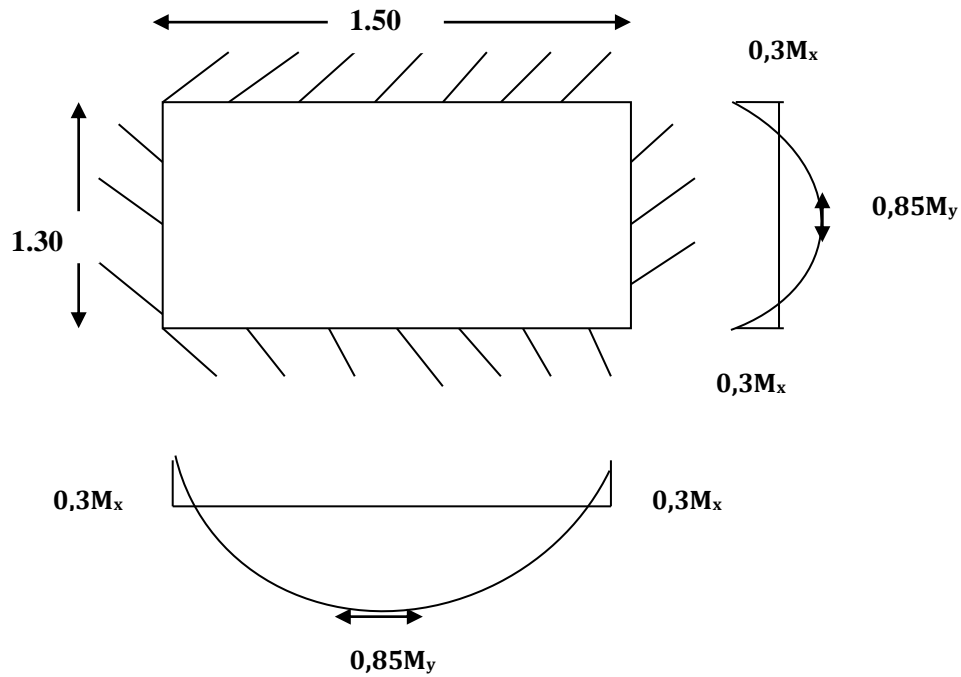


Figure III.6.3 : Distribution des moments sur le panneau.

➤ **Dans le sens x-x :( suivant la petite portée)**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

-Aux appuis :  $M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 8.935 = 2.680 \text{ KN.m}$

-En travée :  $M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 8.935 = 7.594 \text{ KN.m}$

**-Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{2.680 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_a = 0,011 \rightarrow \beta = 0,9948$$

$$A_a = \frac{2.680 \times 10^3}{0,9948 \times 13 \times 348} = 0,595 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 8 =  $2.51 \text{ cm}^2$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**-En travée :**

$$\mu_t = \frac{7.594 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_t = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{7.594 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 ; S_t = 25 \text{ cm}$$

**➤ Dans le sens y-y :( suivant la petite portée)**

$$\text{-Aux appuis : } M_y^a = 0,3M_y = 0,3 \times 5.849 = 1.754 \text{ Kn.m}$$

$$\text{-En travée : } M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 5.849 = 4.971 \text{ Kn.m}$$

**➤ -Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{1.754 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_a = 0,07 \rightarrow \beta = 0,9968$$

$$A_a = \frac{1.754 \times 10^3}{0,9968 \times 13 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2 ; S_t = 25 \text{ cm}$$

**➤ -En travée :**

$$\mu_t = \frac{4.971 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_t = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{4.971 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 ; S_t = 25 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Zone	Sens	$M_u(\text{Kn.m})$	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement
En travée	X-X	7.594	0,032	0,984	1,71	5 HA 10 = 3,92 cm <sup>2</sup>	20 cm
Appuis	X-X	2.680	0,011	0,9948	0,59	5 HA 8 = 2,51 cm <sup>2</sup>	20 cm
En travée	Y-Y	4.971	0,020	0,990	1,11	5 HA 10 = 3,92 cm <sup>2</sup>	20 cm
Appuis	Y-Y	1.754	0,07	0,998	0,40	5 HA 8 = 2,51 cm <sup>2</sup>	20 cm

Tableau III.6.1 : Ferrailage de la salle machine

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

### 3. Vérifications :

#### 1. Vérification à l'ELU :

##### a. Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

**Direction la plus sollicitée :**

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min\{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Direction perpendiculaire :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

##### b. Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

##### c. Condition de non fragilité : (Art A .4.2.CBA 93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

##### ❖ Armatures parallèles au petit côté : sens x-x

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

avec  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ;  $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$

$$A_{\min x} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{130}{150} \right) = 1,28 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Aux appuis :

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

##### ✓ En travée :

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

##### ❖ Armatures parallèles au grand côté : sens y-y

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h_t$$

$$A_{\min y} \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Aux appuis :

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

##### ✓ En travée :

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$



**d. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

**Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

**Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05 + 1,05)} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,296 \text{ MPa} \leq 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**e. Condition de non poinçonnement :**

à l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$0,045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. Vérification à l'état limite de service :**• **les moments :****Le sens x-x**

$$\text{-Aux appuis : } M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 7.476 = 2.242 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7.476 = 6.354 \text{ KN.m}$$

**Le sens y-y**

$$\text{-Aux appuis : } M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 6.209 = 1.862 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 6.209 = 5.277 \text{ KN.m}$$

**a. Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Le sens x-x :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Travée : } \rho_1 = \frac{100 A_x}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,434 \quad \beta_1 = 0,8995 \quad K_1 = 34,75$$

$$\text{Appui : } \rho_1 = \frac{100 A_x}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,301 \quad \beta_1 = 0,9137 \quad K_1 = 42,939$$

$$\text{Travée : } \sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 d A_x} = \frac{6.354 \times 10^3}{0,8995 \times 13 \times 3.92} = 96.173 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appui : } \sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 d A_x} = \frac{2.242 \times 10^3}{0,9137 \times 13 \times 2.51} = 48.150 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Le sens y-y :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Travée : } \rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,434 \quad \beta_1 = 0,8995 \quad K_1 = 34,75$$

$$\text{Appui : } \rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,301 \quad \beta_1 = 0,9137 \quad K_1 = 42,939$$

$$\text{Travée : } \sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 d A_y} = \frac{5.277 \times 10^3}{0,8995 \times 13 \times 3.92} = 79.872 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appui : } \sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 d A_y} = \frac{1.862 \times 10^3}{0,9137 \times 13 \times 2.51} = 39.989 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ **Le sens x-x :**

$$\text{Travée : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{96.173}{34,75} = 2.76 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appui : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{48.150}{42,939} = 1,12 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Le sens y-y :**

$$\text{Travée : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{79.872}{34,75} = 2.30 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appui : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{39.989}{42,939} = 0.93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**c. Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > 0.0625$  ..... **condition vérifiée**
- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{7.476}{20(6.354)} = 0,0588$  ..... **condition vérifiée**
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$  ..... **condition vérifiée**

### Conclusion :

Les conditions précédentes étant vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire  
La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suite :

**Sens x-x :**

**Travée :** 5 HA 10 avec un espacement de 25 cm

**Appuis :** 5 HA 8 avec un espacement de 25 cm

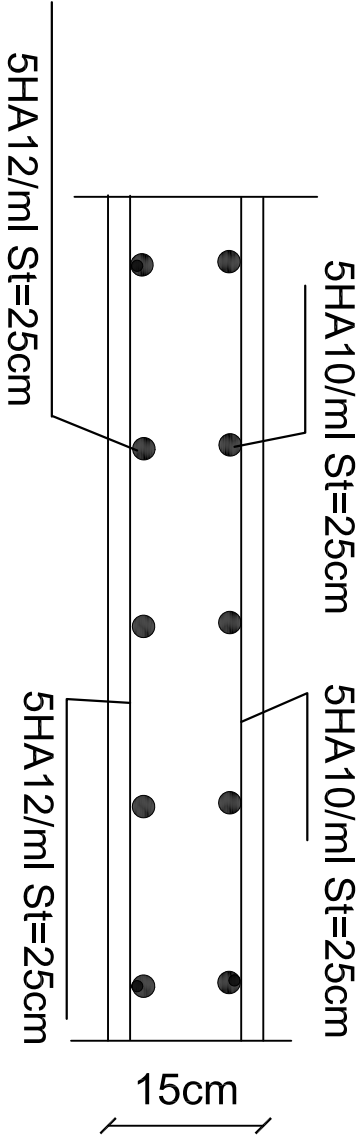
**Sens y-y :**

**Travée :** 5 HA 10 avec un espacement de 25 cm

**Appuis :** 5HA8 avec un espacement de 25 cm

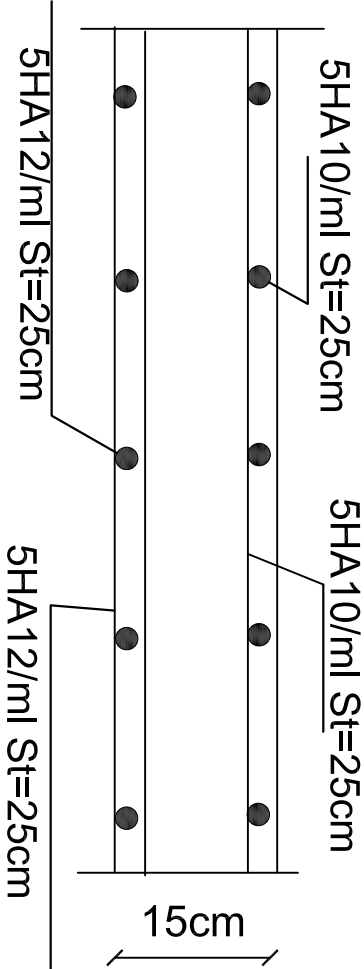
**sens X-X**

Lx=1,30m



**sens Y-Y**

Ly=1,50m



***Chapitre IV***

***Etude de contreventement.***

## Introduction :

Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité, vis-à-vis les charges horizontales (séisme, vent)

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans les deux sens ; longitudinale et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chacun de ces éléments (portiques et voiles), afin de définir le type de contreventement.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux

## 1. Caractéristiques géométriques des voiles :

### • Calcul des inerties des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

#### ■ Les refends longitudinaux :

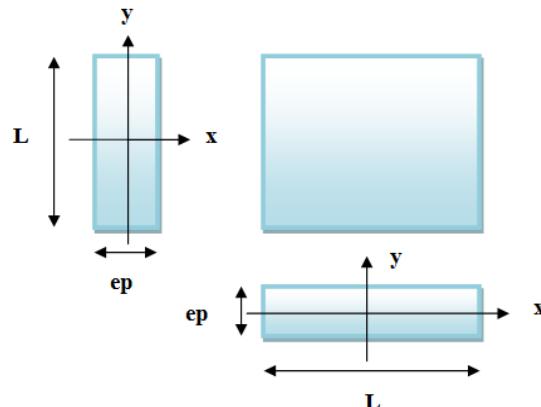
$$I_y = \frac{e_p \times L^3}{12} \quad I_x = \frac{L \times e_p^3}{12}$$

$I_x \ll I_y \rightarrow$  On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (X).

#### ■ Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{e_p \times L^3}{12} \quad I_y = \frac{L \times e_p^3}{12}$$

$I_y \ll I_x \rightarrow$  On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (Y).



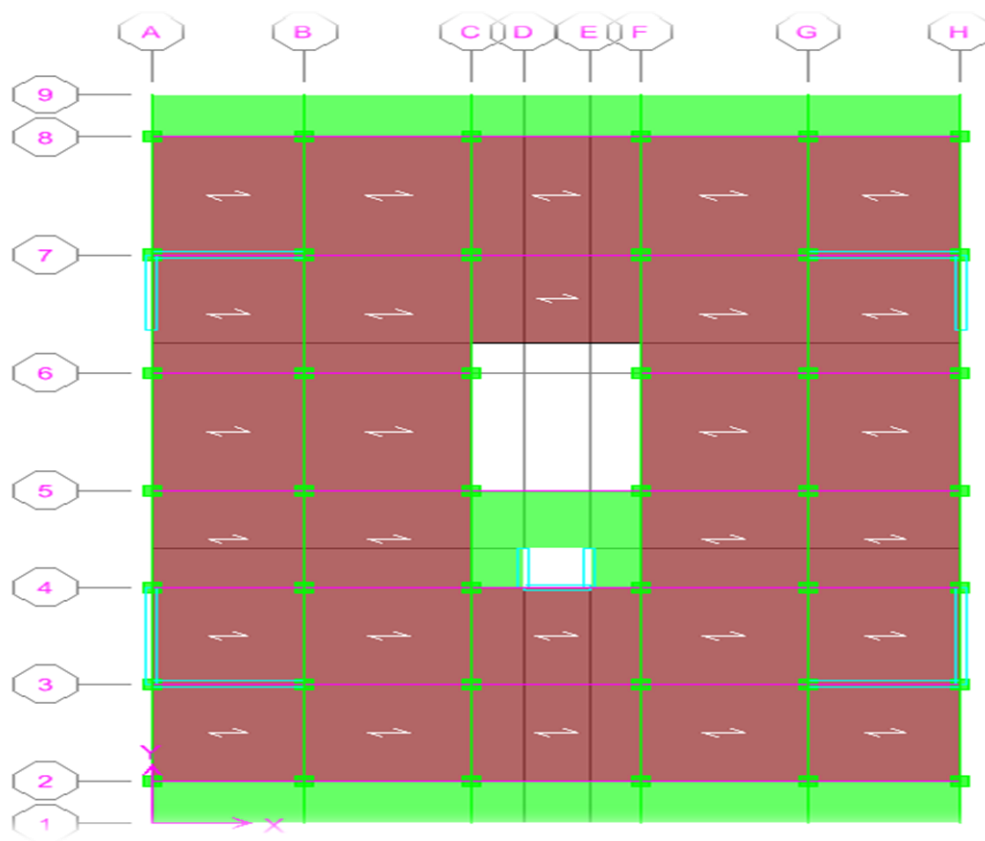


Figure IV.1 : La disposition des voiles

Les résultats d'étude de contreventement :

❖ Sens longitudinal :

Niveau	voile	L (m)	$e_p$ (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme
Du entre sol au dernier étages	VL <sub>1</sub>	3	0,20	0.45	1.856
	VL <sub>2</sub>	3	0,20	0.45	
	VL <sub>3</sub>	3	0,20	0.45	
	VL <sub>4</sub>	3	0,20	0.45	
	VL <sub>5</sub>	1.50	0,20	0.056	

Tableau IV.1 : L'inertie des voiles longitudinal

❖ Sens transversal :

Niveau	Voile	L (m)	$e_p$ (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme
Du entre sol au dernier étages	VT <sub>1</sub>	2.5	0,20	0.26	1.712
	VT <sub>2</sub>	2,5	0,20	0.26	
	VT <sub>3</sub>	3.20	0,20	0.54	
	VT <sub>4</sub>	3.20	0,20	0.54	
	VT <sub>5</sub>	1.50	0,20	0.056	
	VT <sub>6</sub>	1.50	0,20	0.056	

Tableau IV.2: L'inertie des voiles transversal

## 2. Calcul des rigidités au niveau des poutres:

### A. Rigidité linéaires des poutres longitudinales (poutres secondaires):

Niveau	Travées	L (cm)	h (cm)	$L_C$ (cm)	$I_{Pout}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{Pout}$ (cm <sup>4</sup> )
8-7-6-5	A-B	265	30	280	56250	200,89
	B-C	295	30	310	56250	181,45
	C-D	295	30	310	56250	181,45
	D-E	295	30	310	56250	181,45
	E-F	265	30	280	56250	200,89
4-3-2-1	A-B	260	30	275	56250	204,55
	B-C	290	30	305	56250	184,43
	C-D	290	30	305	56250	184,43
	D-E	290	30	305	56250	184,43
	E-F	260	30	275	56250	204,55
RDC- Entre sol	A-B	255	30	270	56250	208,33
	B-C	285	30	300	56250	187,50
	C-D	285	30	300	56250	187,50
	D-E	285	30	300	56250	187,50
	E-F	255	30	270	56250	208,33

Tableau IV.3: La rigidité linéaire des poutres longitudinales (poutre secondaire)

### B. Rigidité linéaires des poutres transversales (poutres principales):

Niveau	Travées	L (cm)	h (cm)	$L_C$ (cm)	$I_{Pout}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{Pout}$ (cm <sup>4</sup> )
8-7-6-5	A-B	285	35	302.5	89322.91	295.28
	B-C	285	35	302.5	89322.91	295.28
	C-D	285	35	302.5	89322.91	295.28
	D-E	355	35	372.5	89322.91	239.79
	E-F	355	35	372.5	89322.91	239.79
	F-G	355	35	372.5	89322.91	239.79
4-3-2-1	A-B	280	35	297.5	89322.91	300.24
	B-C	280	35	297.5	89322.91	300.24
	C-D	280	35	297.5	89322.91	300.24
	D-E	350	35	367.5	89322.91	243.05
	E-F	350	35	367.5	89322.91	243.05
	F-G	350	35	367.5	89322.91	243.05
RDC- Entre sol	A-B	275	35	292.5	89322.91	305.37
	B-C	275	35	292.5	89322.91	305.37
	C-D	275	35	292.5	89322.91	305.37
	D-E	345	35	362.5	89322.91	246.40
	E-F	345	35	362.5	89322.91	246.40
	F-G	345	35	362.5	89322.91	246.40

Tableau IV.4: La rigidité linéaire des poutres transversal (poutre principale)



## C. Rigidité linéaire des poteaux :

- Sens Y-Y transversal :

Niveau	Axes	h (cm)	e (cm)	$h_c$	$I_{pot}$	$K_{pot}$
8 7 6 5	1	271	35	288.5	125052.08	433.45
	2	271	35	288.5	125052.08	433.45
	3	271	35	288.5	125052.08	433.45
	4	271	35	288.5	125052.08	433.45
	5	271	35	288.5	125052.08	433.45
	6	271	35	288.5	125052.08	433.45
	7	271	35	288.5	12505.08	433.45
4 3 2 1	1	271	40	291	213333.33	733.10
	2	271	40	291	213333.33	733.10
	3	271	40	291	213333.33	733.10
	4	271	40	291	213333.33	733.10
	5	271	40	291	213333.33	733.10
	6	271	40	291	213333.33	733.10
	7	271	40	291	213333.33	733.10
RDC	1	356	45	378.5	341718.75	831.48
	2	356	45	378.5	314718.75	831.48
	3	356	45	378.5	314718.75	831.48
	4	356	45	378.5	314718.75	831.48
	5	356	45	378.5	314718.75	831.48
	6	356	45	378.5	314718.75	831.48
	7	356	45	378.5	314718.75	831.4
Entre sol	1	458	45	480.5	341718.75	711.17
	2	458	45	480.5	341718.75	711.17
	3	458	45	480.5	341718.75	711.17
	4	458	45	480.5	341718.75	711.17
	5	458	45	480.5	341718.75	711.17
	6	458	45	480.5	341718.75	711.17
	7	458	45	480.5	341718.75	711.17

Tableau IV.5: La rigidité linéaire des poteaux dans le sens YY

• Sens X-X longitudinal :

Niveau	Axes	h (cm)	e (cm)	h <sub>c</sub>	I <sub>pot</sub>	K <sub>pot</sub>
8	1	276	35	293.5	125052.08	426.07
7	2	276	35	293.5	125052.08	426.07
6	3	276	35	293.5	125052.08	426.07
5	4	276	35	293.5	125052.08	426.07
	5	276	35	293.5	125052.08	426.07
	6	276	35	293.5	125052.08	426.07
4	1	276	40	296	213333.33	720.72
3	2	276	40	296	213333.33	720.72
2	3	276	40	296	213333.33	720.72
1	4	276	40	296	213333.33	70.72
	5	276	40	296	213333.33	720.72
	6	276	40	296	213333.33	720.72
RDC	1	361	45	383.5	341718.75	891.05
	2	361	45	383.5	341718.75	891.05
	3	361	45	383.5	341718.75	891.05
	4	361	45	383.5	341718.75	891.05
	5	361	45	383.5	341718.75	891.05
	6	361	45	383.5	341718.75	891.05
Entre sol	1	463	45	485.5	341718.75	703.84
	2	463	45	485.5	341718.75	703.84
	3	463	45	485.5	341718.75	703.84
	4	463	45	485.5	341718.75	703.84
	5	463	45	485.5	341718.75	703.84
	6	463	45	485.5	341718.75	703.84

Tableau IV.6: La rigidité linéaire des poteaux dans le sens XX

### 3. Calcul des coefficients $\bar{K}$ (rigidités moyennes) :

- Cas d'étage courants :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres sup + poutres inf)}{2K_{pot}}$
- Cas de rez-de -chaussée :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres sup)}{K_{pot}}$

Calcul des coefficients des rigidités des poteaux

- Cas d'étage courants :  $a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Cas de rez-de -chaussée :  $a_j^{(i)} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$  (poteaux encastres)

Calcul des rigidités des poteaux "i" au niveau j

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_{c_j}^2} a_j^{(i)} K_{potj}^{(i)}$$

E : module de déformation instantané du béton

$E = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPA}$ . Calcul de la rigidité d'un portique au niveau "j" :

$R_{jx} = \sum R_{jx}^{(i)}$  pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum R_{jy}^{(i)}$  pour chaque niveau dans le sens transversal.

### 1-Rigidités linéaires des portiques longitudinaux :

Portique	$h_c$ (cm)	$I_{Pout}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{Pot}$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{Pout}$ (cm <sup>3</sup> )	K	$a_j$	$r_{jx}$ (cm)	$R_{jx}$ (kn/cm)
A	293.5	56250	426.07	200.89	0.47	0.19	36.27	301.62
B	293.5	56250	426.07	181.45	0.90	0.31	59.18	
C	293.5	56250	426.07	181.45	0.85	0.29	55.36	
D	293.5	56250	426.07	181.45	0.85	0.29	55.36	
E	293.5	56250	426.07	200.89	0.90	0.31	59.18	
F	293.5	56250	426.07		0.47	0.19	36.27	
A	296	56250	720.72	204.55	0.28	0.12	38.09	336.5
B	296	56250	720.72	184.43	0.54	0.21	66.67	
C	296	56250	720.72	184.43	0.51	0.20	63.49	
D	296	56250	720.72	184.43	0.51	0.20	63.49	
E	296	56250	720.72	204.55	0.54	0.21	66.67	
F	296	56250	720.72		0.28	0.12	38.09	
A	383.5	56250	891.05	208.33	0.23	0.10	23.38	205.76
B	383.5	56250	891.05	187.50	0.44	0.18	42.09	
C	383.5	56250	891.05	187.50	0.42	0.17	39.75	
D	383.5	56250	891.05	187.50	0.42	0.17	39.75	
E	383.5	56250	891.05	208.33	0.40	0.16	37.41	
F	383.5	56250	891.05		0.23	0.10	23.38	
A	485.5	56250	703.84	208.33	0.29	0.34	39.18	265.06
B	485.5	56250	703.84	187.50	0.56	0.41	47.25	
C	485.5	56250	703.84	187.50	0.53	0.40	46.10	
D	485.5	56250	703.84	187.50	0.53	0.40	46.10	
E	485.5	56250	703.84	208.33	0.56	0.41	47.25	
F	485.5	56250	703.84		0.29	0.34	39.18	

Tableau IV.7: La rigidité linéaire des portiques longitudinaux

## 2-Rigidités linéaires des portiques transversaux :

Portique	h <sub>C</sub> (cm)	I <sub>Pout</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>Pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>Pout</sub> (cm <sup>3</sup> )	K	a <sub>j</sub>	r <sub>jx</sub> =(kn/cm)	R <sub>jx</sub> =(kn/cm)
1	288.5	89322.91	433.45	295.28	2.19	0.52	104.52	582.9
2	288.5	89322.91	433.45	295.28	1.37	0.40	80.40	
3	288.5	89322.91	433.45	295.28	1.37	0.40	80.40	
4	288.5	89322.91	433.45	239.79	1.24	0,38	76.38	
5	288.5	89322.91	433.45	239.79	1.11	0,35	70.35	
6	288.5	89322.91	433.45	239.79	1.11	0,35	70.35	
7	288.5	89322.91	433.45		2.06	0,50	100.50	
1	291	89322.91	733.10	300.24	0.86	0,30	100.24	671.6
2	291	89322.91	733.10	300.24	0.82	0,29	96.90	
3	291	89322.91	733.10	300.24	0.82	0,29	96.90	
4	291	89322.91	733.10	243.05	0.74	0,27	90.21	
5	291	89322.91	733.10	243.05	0.66	0,24	80.19	
6	291	89322.91	733.10	243.05	0.66	0,24	80.19	
7	291	89322.91	733.10		1.24	0,38	126.97	
1	378.5	89322.91	831.48	305.37	0,38	0.15	33.60	421.12
2	378.5	89322.91	831.48	305.37	0,84	0.29	64.96	
3	378.5	89322.91	831.48	305.37	0,89	0.30	67.20	
4	378.5	89322.91	831.48	246.40	0,86	0.30	67.20	
5	378.5	89322.91	831.48	246.40	0,86	0.30	67.20	
6	378.5	89322.91	831.48	246.40	0,84	0.29	64.96	
7	378.5	89322.91	831.48	671.60	0,70	0.25	56	
1	480.5	89322.91	711.17	305.37	0,32	0.35	41.61	345.95
2	480.5	89322.91	711.17	305.37	0,72	0.44	52.31	
3	480.5	89322.91	711.17	305.37	0,77	0.45	52.31	
4	480.5	89322.91	711.17	246.40	0,74	0.45	52.31	
5	480.5	89322.91	711.17	246.40	0,74	0.45	52.31	
6	480.5	89322.91	711.17	246.40	0,72	0.44	52.31	
7	480.5	89322.91	711.17		0,35	0.36	42.79	

Tableau IV.8: La rigidité linéaire des portiques transversaux

4. Calcul des rigidités des voiles par niveaux :  $R_{VX} = \frac{12 EI I_Y}{h_j^3}$ 

- Sens (x-x) longitudinal :

❖ Etages courants :

Voiles	h <sub>e</sub>	I <sub>Y</sub>	R <sub>JX</sub>
VL <sub>1</sub>	3.06	0.45	6061807.86
VL <sub>2</sub>	3.06	0.45	6061807.86
VL <sub>3</sub>	3.06	0.45	6061807.86
VL <sub>4</sub>	3.06	0.45	6061807.86
VL <sub>5</sub>	3.06	0.056	754358.312
			25001589.75

❖ RDC :

Voiles	$h_e$	$I_Y$	$R_{JX}$
VL <sub>1</sub>	3.91	0.45	2905602.32
VL <sub>2</sub>	3.91	0.45	2905602.32
VL <sub>3</sub>	3.91	0.45	2905602.32
VL <sub>4</sub>	3.91	0.45	2905602.32
VL <sub>5</sub>	3.91	0.056	361586.06
			11983995.34

❖ Entre sol:

Voiles	$h_e$	$I_Y$	$R_{JX}$
VL <sub>1</sub>	4.93	0.45	1449524.92
VL <sub>2</sub>	4.93	0.45	1449524.92
VL <sub>3</sub>	4.93	0.45	1449524.92
VL <sub>4</sub>	4.93	0.45	1449524.92
VL <sub>5</sub>	4.93	0.056	180385.32
			5978485

• Sens (Y-Y) Transversal :

❖ Etages courants :

Voiles	$h_e$	$I_x$	$R_{JX}$
VT <sub>1</sub>	3.06	0.26	3502377.877
VT <sub>2</sub>	3.06	0.26	3502377.877
VT <sub>3</sub>	3.06	0.54	7274169.437
VT <sub>4</sub>	3.06	0.54	7274169.437
VT <sub>5</sub>	3.06	0.056	754358.312
VT <sub>6</sub>	3.06	0.056	754358.312
			23061811.25

❖ RDC :

Voiles	$h_e$	$I_x$	$R_{JX}$
VT <sub>1</sub>	3.91	0.26	1678792.453
VT <sub>2</sub>	3.91	0.26	1678792.453
VT <sub>3</sub>	3.91	0.54	3486722.788
VT <sub>4</sub>	3.91	0.54	3486722.788
VT <sub>5</sub>	3.91	0.056	361586.066
VT <sub>6</sub>	3.91	0.056	361586.066
			11054202.61

❖ Entre sol:

Voiles	$h_e$	$I_x$	$R_{Jx}$
VT <sub>1</sub>	4.93	0.26	837503.29
VT <sub>2</sub>	4.93	0.26	837503.29
VT <sub>3</sub>	4.93	0.54	1739429.913
VT <sub>4</sub>	4.93	0.54	1739429.913
VT <sub>5</sub>	4.93	0.056	180385.32
VT <sub>6</sub>	4.93	0.056	180385.32
			5514637.046

**5. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1[m<sup>4</sup>]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

- **Calcul des flèches dans les refends :**

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $I = 1[m^4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode : « **moment des aires** ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

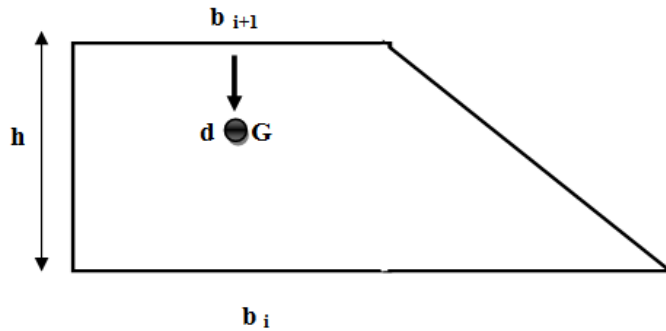
$$S_i : \text{surface du trapèze} \rightarrow S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h}{2}$$

$d_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$E$  : module d'élasticité du matériau constituant les refends.

$$I = 1m^4$$

$$\text{La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base : } d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h}{3(b_i + b_{i+1})}$$



Le tableau suivant donne les aires  $S_i$  et la position du centre de gravité  $d_i$ :

Niveau	H	B <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	S <sub>i</sub>	D <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> ×d <sub>i</sub>	Σ S <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>
10	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9.55	4485.48
9	3,06	9,18	3,06	18,72	1,79	33,43	4475.93
8	3,06	18,36	9,18	42,13	1,70	71,63	4442.5
7	3,06	30,6	18,36	74,90	1,66	124,16	4370.87
6	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	191,02	4246.71
5	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	4055.69
4	3,06	85,68	64,26	229,40	1,60	367,71	3783.49
3	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	477,54	3415.78
2	3,91	138.55	110,16	486.22	2.03	987.02	2938.24
1	4,93	171.87	138.55	765.1853	2.55	1951.22	1951.22

Tableau IV.9: Les valeurs de flèche de refend à chaque niveau

#### ❖ Les flèches par niveau :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

$$f_{\text{Entre sol}} = 1951.22 / EI$$

$$f_{\text{RDC}} = 2938.24 / EI$$

$$f_1 = 3415.78 / EI$$

$$f_2 = 3783.49 / EI$$

$$f_3 = 4055.69 / EI$$

$$f_4 = 4246.71 / EI$$

$$f_5 = 4370.87 / EI$$

$$f_6 = 4442.5 / EI$$

$$f_7 = 4475.93 / EI$$

$$f_8 = 4485.48 / E$$

1t	3.06									
1t	6.12	3.06								
1t	9.18	6.12	3.06							
1t	12.24	9.18	6.12	3.06						
1t	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06					
1t	18.36	12.24	15.3	9.18	6.12	3.06				
1t	18.36	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06				
1t	24.48	21.42	18.36	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06		
1t	28.39	24.48	21.42	18.36	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06	
1t	33.32	28.39	24.48	21.42	18.36	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06

## 6. Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par :  $\Delta_n = \psi_n \times h$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$h$  : hauteur du portique considéré.

$\sum K_{pn}$  : somme des raideurs des poteaux au niveau « n » :  $\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$

$I_{pn}$  : inertie des poteaux du niveau « n ».

$M_n$  : moment d'étage :  $M_n = T_n \times h$



$T_n$  : effort tranchant au niveau « n ».

$\theta_n$  : Rotation au niveau « n », elle est donnée par les formules suivantes :

- Pour les niveaux supérieurs :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$
- Pour le premier niveau (RDC) :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

$K_m$  : Somme des raideurs des poutres au niveau « n » :  $\sum K_{tn} = \sum \frac{I_{tn}}{L}$

L : portée libre de la poutre.

• Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec :

$I_{en}$  : Inertie fictive du portique au niveau « n »

$D_n$  : déplacement du niveau « n » (somme des déplacements des portiques du niveau « n »).

$$D_n = \sum \Delta_n$$

$f_n$  : flèche du refend au même niveau « n ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• Sens longitudinal:

Niv	H	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{pout}$	$E.\theta$	$E\psi_n$	$E\Delta$	$\sum E\Delta$	fi	Inertie	$\sum I_e$
											Ie	
8	3,06	3,06	0	0,0025	0,00094	135.63	373.27	1142.20	6853.2	4485.48	0.65	3.9
7	3,06	6,12	3,06	0,0025	0,00094	406.91	746.55	2284.44	13706.64	4475.93	0.32	1.92
6	3,06	9,18	6,12	0,0025	0,00094	678.19	1119.82	3426.64	20559.84	4442.5	0.21	1.26
5	3,06	12,24	9,18	0,0025	0,00094	949.46	1480.38	4529.96	27179.76	4370.87	0.16	0.96
4	3,06	15,3	12,24	0,0043	0,00096	1195.31	1624.63	4971.36	29828.16	4246.71	0.14	0.84
3	3,06	18,36	15,3	0,0043	0,00096	1460.93	1949.55	5965.62	35793.72	4055.69	0.11	0.66
2	3,06	21,42	18,36	0,0043	0,00096	1726.56	2274.48	6959.90	41759.4	3783.49	0.09	0.54
1	3,06	24,48	21,42	0,0043	0,00096	1992.18	2624.28	8030.29	48181.74	3415.78	0.07	0.42
RDC	3.91	28.39	25.33	0,0053	0,00097	2307.56	2603.63	10180.19	61081.14	2938.24	0.04	0.24
Entre sol	4.93	33.32	30.26	0,0042	0,00097	2006.94	1664.58	8206.37	49238.22	1951.22	0.03	0.18

- Sens transversal :

Niv	H	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	Σ K <sub>pot</sub>	Σ K <sub>pout</sub>	E.θ	Eψ <sub>n</sub>	EΔ	ΣEΔ	fi	Inertie	
											I <sub>e</sub>	Σ I <sub>e</sub>
8	3,06	3,06	0	0.0030	0,0016	79.68	244.37	747.77	5234.39	4485.48	0.85	5.95
7	3,06	6,12	3,06	0.0030	0,0016	239.06	488.74	1495.54	10468.78	4475.93	0.42	2.94
6	3,06	9,18	6,12	0.0030	0,0016	398.43	733.12	2243.34	15703.38	4442.5	0.28	1.96
5	3,06	12,24	9,18	0.0030	0,0016	557.81	977.49	2991.11	20937.77	4370.87	0.20	1.4
4	3,06	15,3	12,24	0.0051	0,0016	717.18	1046.87	3203.42	22423.94	4246.71	0.18	1.26
3	3,06	18,36	15,3	0.0051	0,0016	876.56	1256.24	3844.09	26908.63	4055.69	0.15	1.05
2	3,06	21,42	18,36	0.0051	0,0016	1035.93	1465.62	4484.79	31393.53	3783.49	0.12	0.84
1	3,06	24,48	21,42	0.0051	0,0016	1195.31	1697.13	5193.21	36352.47	3415.78	0.09	0.63
RD C	3.91	28.39	25.33	0.0058	0,0016	1398.95	1766.91	6908.61	48360.27	2938.24	0.06	0.42
Entre sol	4.93	33.32	30.26	0.0049	0,0016	1319.08	1226.20	6045.16	42316.12	1951.22	0.04	0.28

➤ **Interprétation des résultats :**❖ **Résumé des inerties fictives des portiques :**

	Entr e sol	RD C	1	2	3	4	5	6	7	8	Moyennes
Sens longitudinal	0.18	0.24	0.42	0.54	0.66	0.84	0.96	1.26	1.92	3.9	1.092
Sens transversal	0.28	0.42	0.63	0.84	1.05	1.26	1.4	1.96	2.94	5.95	1.673

➤ **Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**▪ **Sens longitudinal:**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	1.092	37.04
Voiles	1.856	62.95
Portiques + Voiles	2.948	100

▪ **Sens transversal:**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	1.673	49.42
Voiles	1.712	50.57
Portiques + Voiles	3.385	100

## **Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de

L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement Mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

# *Chapitre V*

## *Modélisation de la structure*

## **Introduction :**

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismique.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique « signifie une variation dans le temps », ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP . . . etc.

Dans notre projet on a utilisé logiciel ETABS V9.7.1

## **1. Description du logiciel ETABS :**

Etabs (Extended Three Dimension Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. Le logiciel ETABS est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure et le calcul des éléments.

Rappel : (terminologie) :

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds

## **2. Etapes de modélisation :**

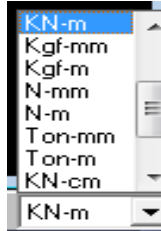
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

## 1. Introduction de la géométrie du modèle :

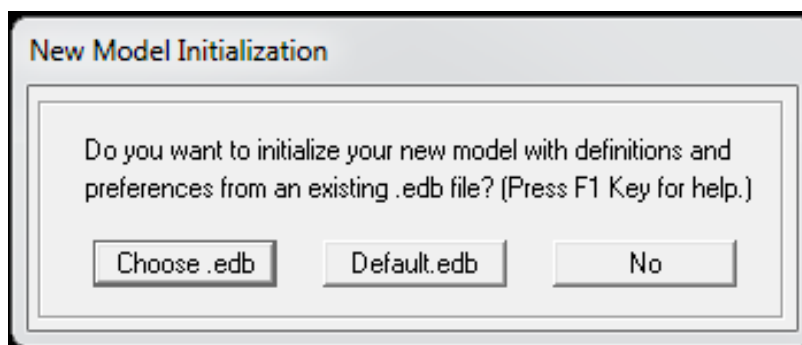
### a) Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

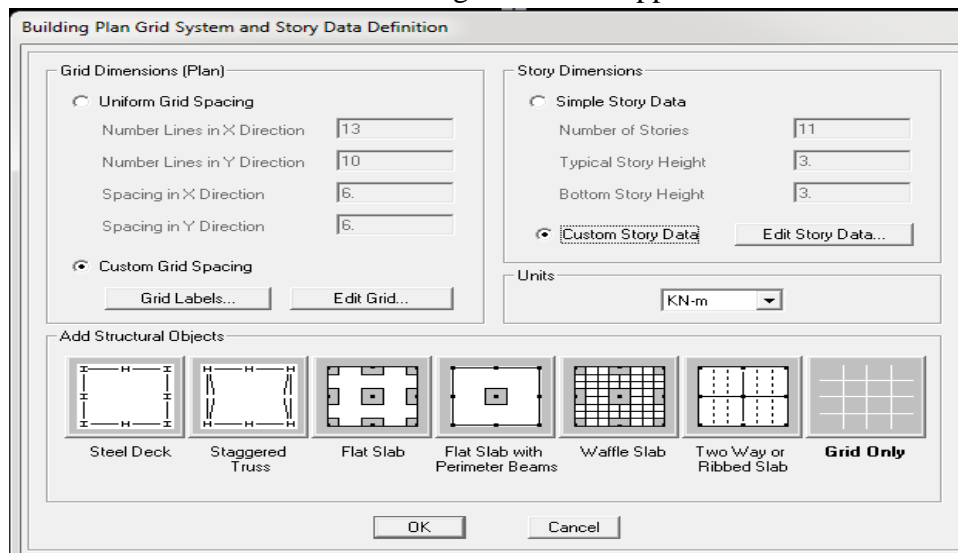


### b) Géométrie de base :

Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



La boîte de dialogue suivante apparaît :



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3.	Primary	Show	Top	
3	C	6.3	Primary	Show	Top	
4	D	7.3	Primary	Show	Top	
5	E	8.6	Primary	Show	Top	
6	F	9.6	Primary	Show	Top	
7	G	12.9	Primary	Show	Top	
8	H	15.9	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	1.4	Primary	Show	Left	
3	3	4.6	Primary	Show	Left	
4	4	7.8	Primary	Show	Left	
5		9.1	Secondary	Show	Left	
6	5	11.	Primary	Show	Left	
7	6	14.9	Primary	Show	Left	
8		15.9	Secondary	Show	Left	
9	7	18.8	Primary	Show	Left	
10	8	22.7	Primary	Show	Left	

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

De même manière si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment comme l'interface suivante le montre :

**Story Data**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY1011	2.	34.47	No	STORY10	No	0.
11	STORY10	3.06	32.47	No	NONE	No	0.
10	STORY9	3.06	29.41	No	STORY7	No	0.
9	STORY8	3.06	26.35	No	STORY7	No	0.
8	STORY7	3.06	23.29	No	NONE	No	0.
7	STORY6	3.06	20.23	No	NONE	No	0.
6	STORY5	3.06	17.17	No	NONE	No	0.
5	STORY4	3.06	14.11	No	NONE	No	0.
4	STORY3	3.06	11.05	No	NONE	No	0.
3	STORY2	3.91	7.99	No	NONE	No	0.
2	STORY1	4.93	4.93	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2. Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units KN-m

OK Cancel

Cette opération permet d'introduire:

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages

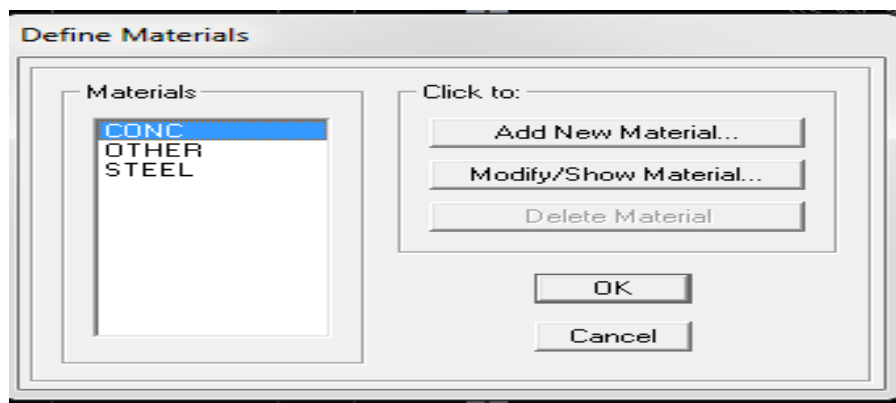


- le nombre d'étages
- les longueurs des travées.

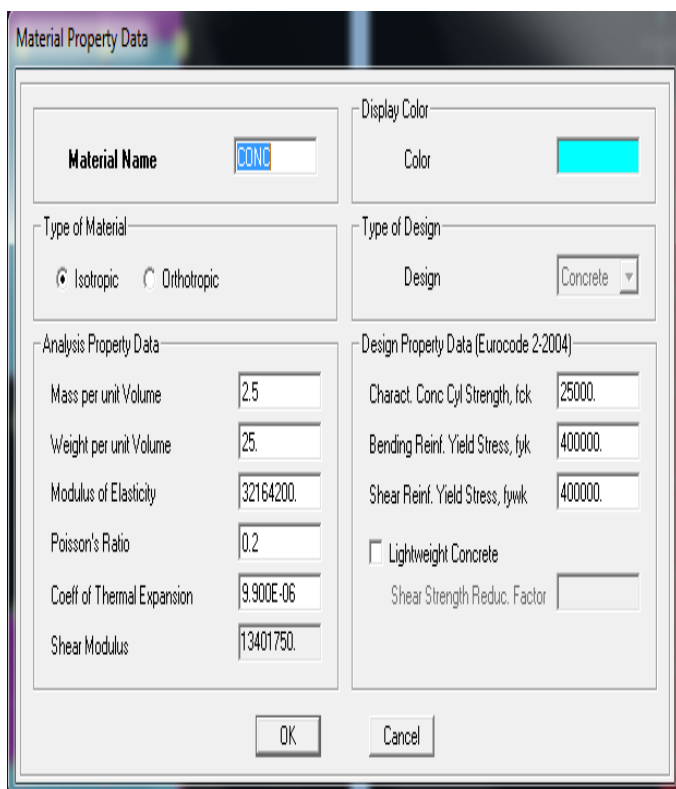
## 2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :  ou bien

**Define >Material properties > CONC>Modify/Show Material**




Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

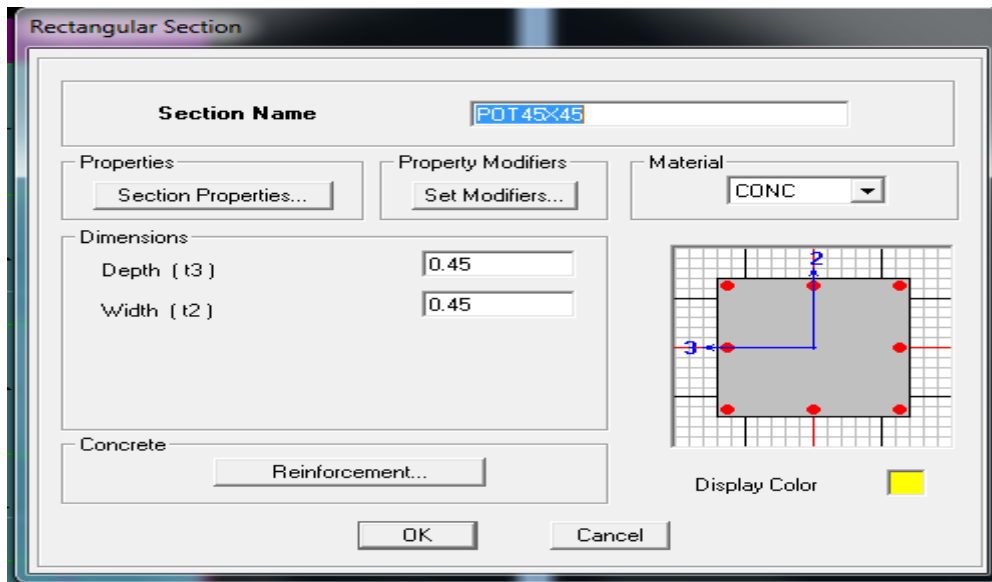


### 3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

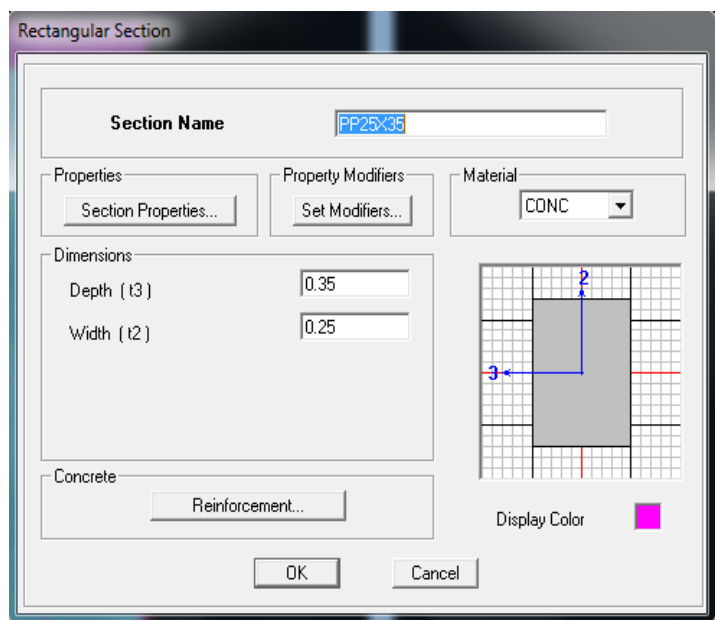
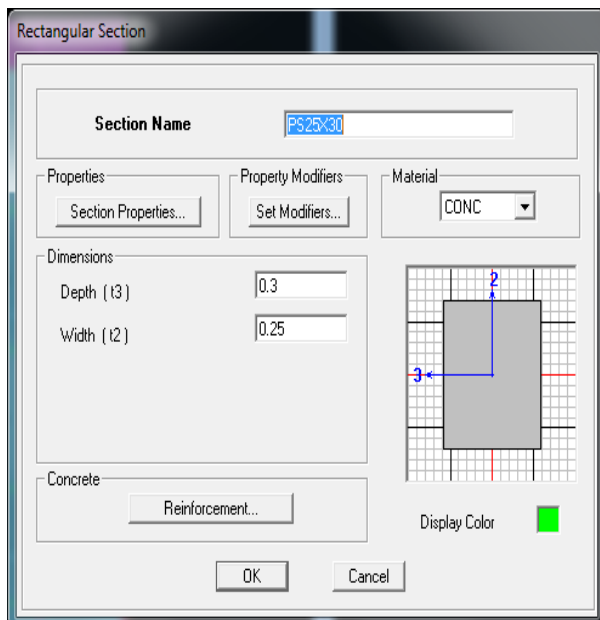
La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.


On clique sur :  ou bien

**Define >Frame sections > Add rectangular**



Nous procéderont de la même manier pour les autres éléments, en affectent Beam pour les poutres.



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  ou bien


**Define >Area sections> Add New Section**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

### ➤ Dessin des éléments de la structure :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

#### Pour les poteaux :

On clique sur  on aura une boîte de dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.


(pot45x45 par exemple) on valide.

#### Pour les poutres :

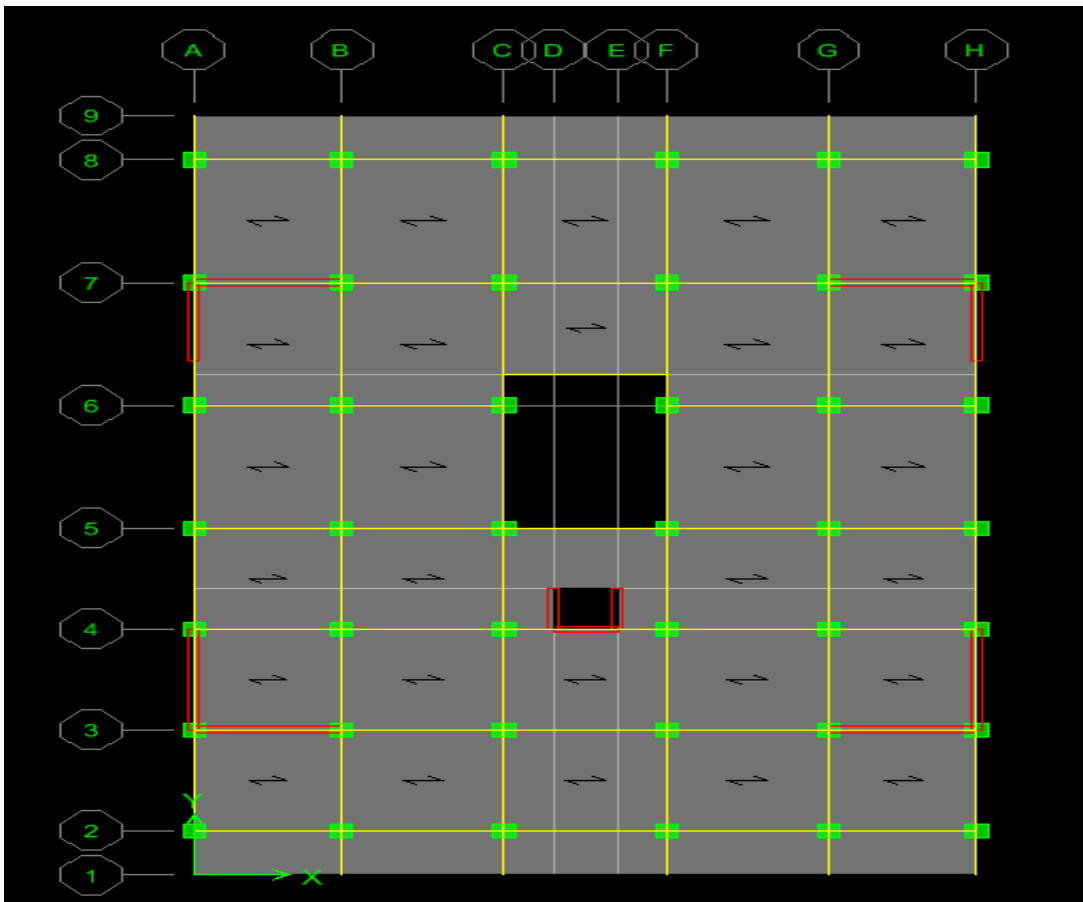
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur . On aura une boîte de dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.

(PP par exemple) on valide.


#### Pour les voiles:

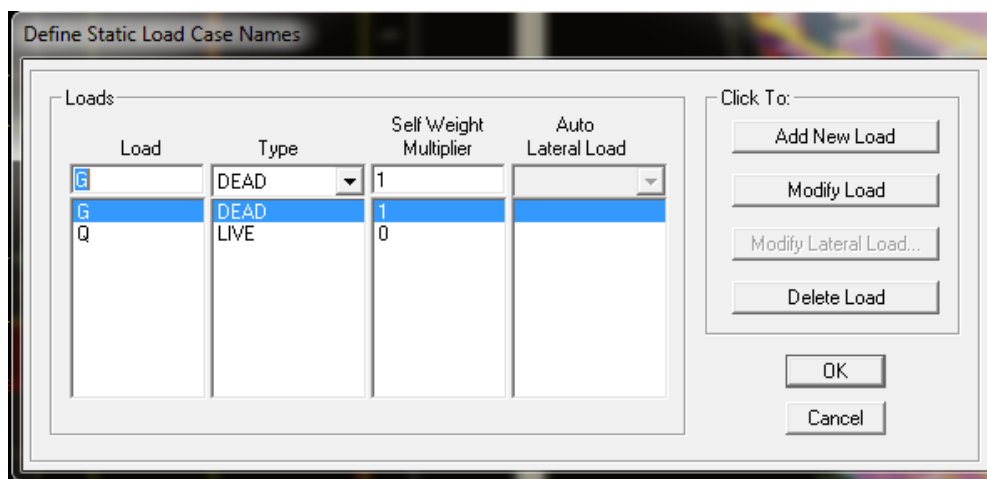
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les voiles ; on aura une boîte de dialogue qui s'affiche (**properties of object**), pour définir sa longueur l et on active puis on dessine.

➤ La structure obtenue est :



#### 4. Définition des charges statiques (G, Q)


La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur:  ou bien *Define > Static Load Cases*.



## 5. Affectation des charges revenant aux limites :


### Chargement linéaire :

Les charges statique tant définies on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le

chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur 

**Assign > Frame>Loads Distributed**

### chargement surfacique :

les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur : 

**Assign > Areas Loads >uniform**

## 6- Introduction du spectre de réponse (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone sismique : **IIa**

Groupe d'usage : **2**

Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de Contreventement donné par le tableau ( 4.3 RPA99/V2003) on prend **R=5** ; **Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.**

- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

Avec :  $P_q$  c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité  $q$ .

	Observe	Non observe	$P_q$
Conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	/	0
Redondance en plan	Oui	/	0
Régularité en plan	Oui	/	0
Régularité en elevation	/	Oui	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	/	Oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	Oui	0.1

**Tableaux V.2. Valeur des pénalités.**

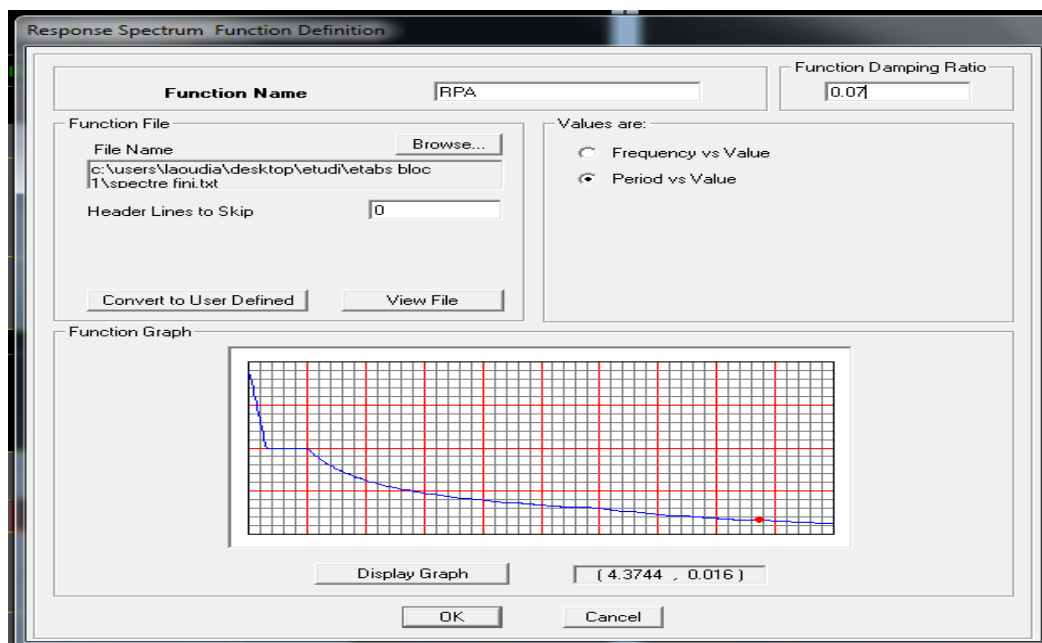
$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1)$$

$$Q = 1.20$$

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :




**Define> Response SpectrumFunction> Spectrum from file>add new function**

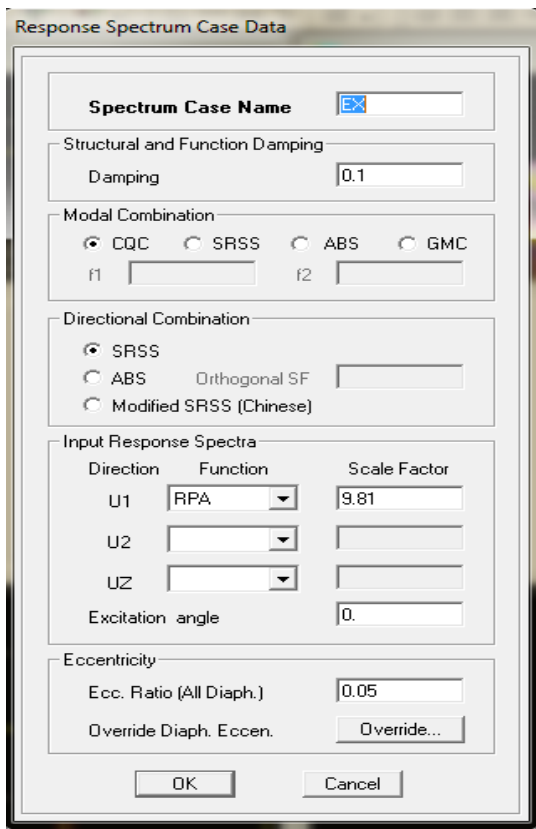


Function Name : **RPA** on clique **ok**

## 7- Définition du séisme :

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : 

**Define > Response Spectrum cases > Add New Spectrum**



**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
f1  f2

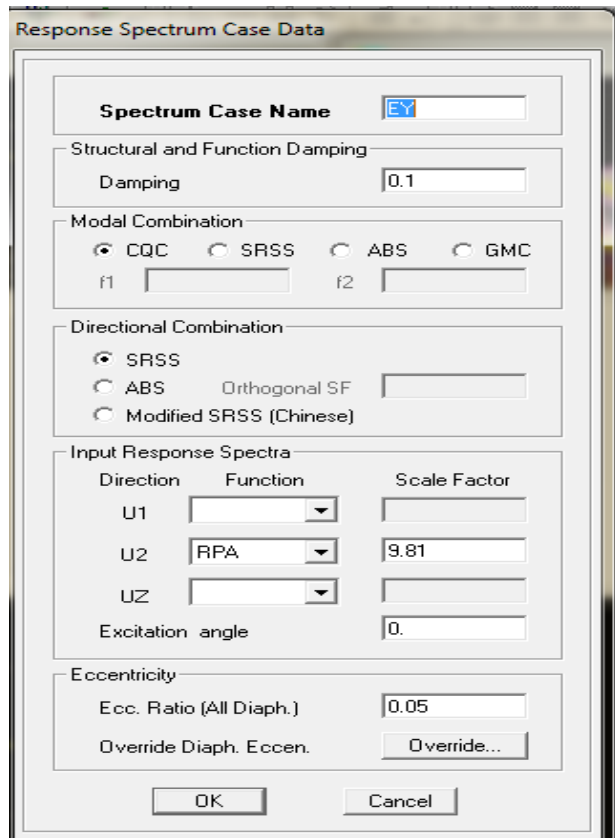
Directional Combination  
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)  
Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity  
Ecc. Ratio (All Diaph.)   
Override Diaph. Eccen.



**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
f1  f2

Directional Combination  
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)  
Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle

Eccentricity  
Ecc. Ratio (All Diaph.)   
Override Diaph. Eccen.

## 8. Introduction des combinaisons d'actions :

### Combinaisons aux états limites :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

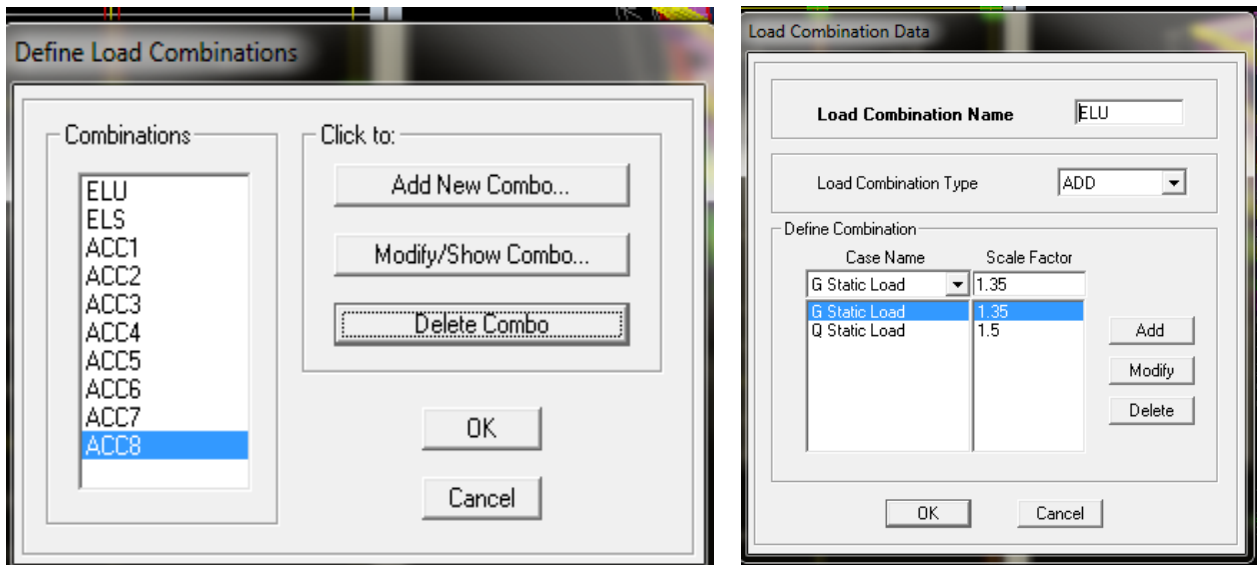
### Combinaisons accidentelle du RPA :

Acc1 jusqu'a 4 :  $G + Q \pm E$

Acc5 jusqu'a 8 :  $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : 

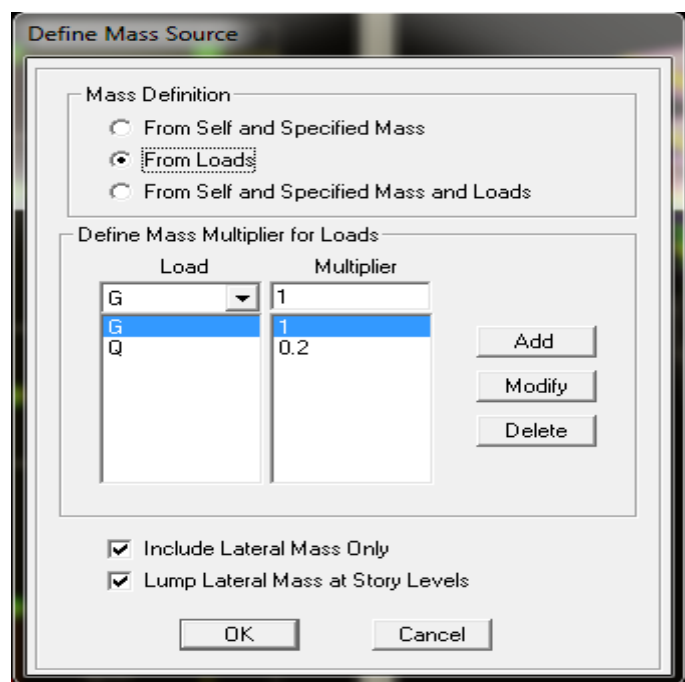
**Define > Load Combinations > Add New Combo**



### 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques :


L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par logiciel ETABS

**Define> masse source >from loads**



### 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

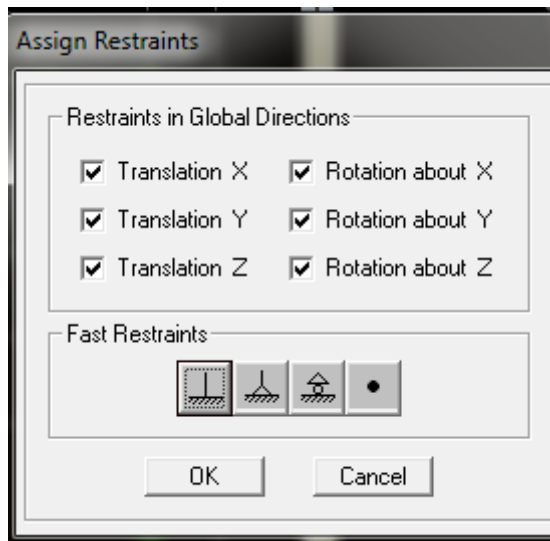
#### a. Appuis :

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur 

**Assign> Joint> Restraints**

La fenêtre ci-après s'affichera





On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

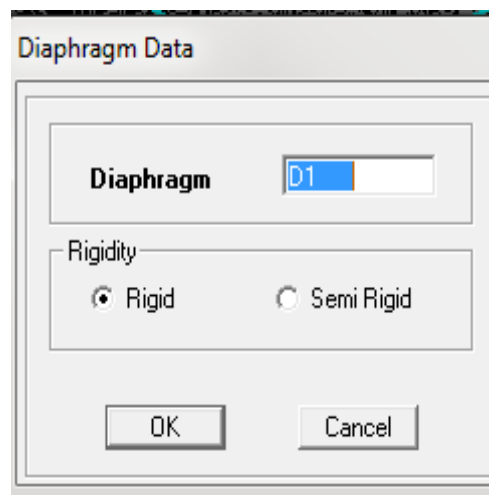
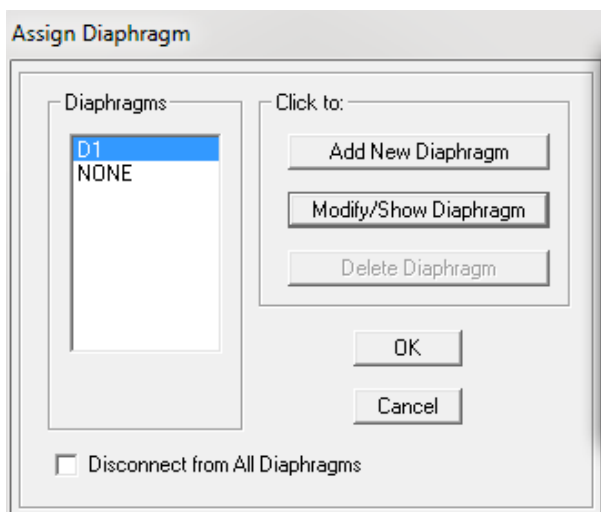
**b. diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage on clique :



**Assign > Joint/Point > Diaphragms > D1 > OK**



Le deuxième étage : **Assign > Joint/Point > Diaphragms > Add New Diaphragm > D2 > OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.

## 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :

### \* Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze > Run Analysis f5**

### \* Visualisation des résultats :

### -Déformée de la structure :

on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

**-Diagramme des efforts internes :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**

**-Déplacements :** pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Show tables** puis on coche **Displacement**.

**-Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :**

Pour extraire les efforts a la base on clique sur **Show tables** on coche **Base Reactions** en suite dans **Select Cases/comb** on choisit **E**

**\* Efforts interne dans las éléments :**

**- les poutres :**

Pour extraire les efforts max,on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

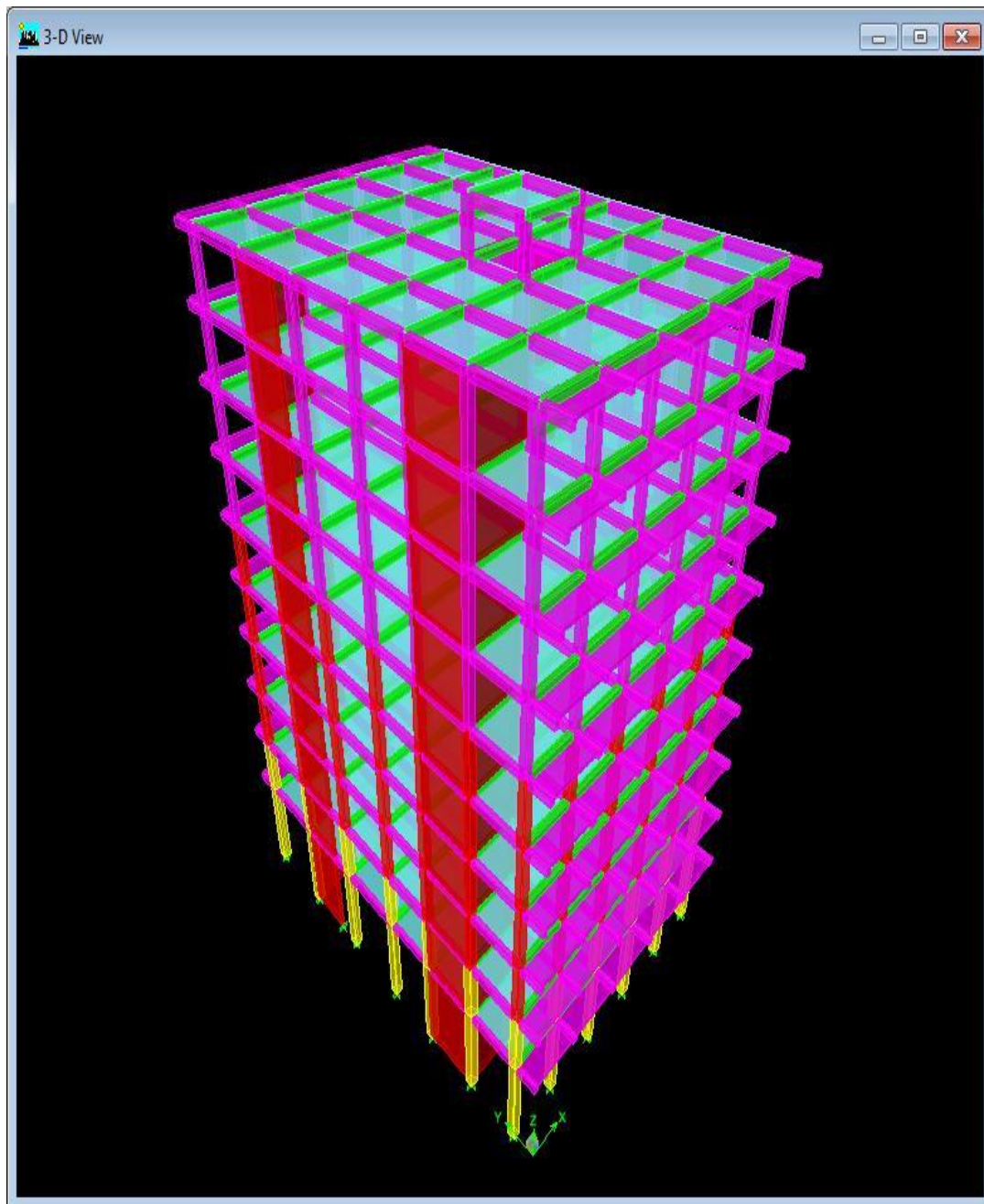
**Display >show tables** dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table beam forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

**-les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux on clique sur :

**Display >show tables** dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table colum forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

La structure obtenue en 3D :



## ➤ Résultats de modélisation :

## Les efforts internes des éléments :

## ❖ les poteaux :

## Zone I : (Poteaux 45x45) :

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
C241	ELU	-1460.84	0.5	-0.24	0.55	0.812
	ELS	-1040.18	0.36	-0.17	0.39	0.589
	$G + Q \pm E$	-967.12	4.47	3.49	15.31	18.09
	$0.8G \pm E$	-624.22	4.34	0.08	0.5	17.89

## Zone II : (Poteaux 40x40) :

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
C241	ELU	-1116.53	3.26	-1.13	1.41	4.42
	ELS	-812.42	2.36	-0.81	1.007	3.21
	$G + Q \pm E$	-748.37	16.84	10.43	17.078	26.69
	$0.8G \pm E$	-480.53	16.02	0.21	1.24	25.58

## Zone III : (Poteaux 35x35) :

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
C241	ELU	-535.26	6.12	-1.38	1.702	8.74
	ELS	-389.65	4.44	-0.98	1.205	6.34
	$G + Q \pm E$	-355.51	21.77	10.57	15.55	31.82
	$0.8G \pm E$	-228.37	20.23	0.33	1.55	29.61

## ❖ Les poutres :

## ❖ Les poutres principales :

Elément	Combinaison	T(KN)	M (KN.m)
B720	ELU	63.51	24.55
	ELS	46.05	17.92
	$G + Q \pm E$	63.89	43.21
	$0.8G \pm E$		

## ❖ Les poutres secondaires :



Elément	Combinaison	T(KN)	M (KN.m)
B755	ELU	20.85	22.95
	ELS	15.19	16.64
	$G + Q \pm E$	37.52	47.83
	$0.8G \pm E$		

## ❖ Les voiles :

**Zone I : L = 3 m ep = 25 cm**

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	M (KN.m)
VL1	ELU	-1760.22	-20.77	-0.09	52.341
	ELS	-1306.76	-15.06	-0.07	37.79
	$G + Q \pm E$	171.27	379.41	16.95	32.65
	$0.8G \pm E$	460.95	384.75	1.77	3.682

**Zone II : L = 3 m ep = 25 cm**

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	M (KN.m)
VL1	ELU	-1196.92	-56.49	-0.73	96.84
	ELS	-875.4	-37.31	-0.54	70.18
	$G + Q \pm E$	-289.97	268.24	18.56	30.32
	$0.8G \pm E$	56.43	281.69	2.15	4.84

**Zone III : L = 3 m ep = 25 cm**

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	M (KN.m)
VL1	ELU	-574.6	-69.57	-1.08	123.403
	ELS	-420.1	-50.45	-0.8	89.547
	$G + Q \pm E$	-257.01	137.29	19.48	32.794
	$0.8G \pm E$	-158.93	155.16	2.26	5.705

**Zone IV : L = 3 m ep = 25 cm**

Elément	Combinaison	N (KN)	Tx (KN)	Ty (KN)	M (KN.m)
VL1	ELU	-158.57	-87.55	-1.15	207.324
	ELS	-115.82	-63.58	-0.086	150.963
	$G + Q \pm E$	-48.52	26.6	17.36	291.047
	$0.8G \pm E$	-15.62	48.53	2.37	256.803

***Chapitre VI***

***Vérification et exigences de  
l'RPA.***

## **A. Choix la méthode de calcul**

### **Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

### **1. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003) :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

#### **a. La méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone II** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.64 m).

#### **b. La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **Conclusion :**

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

### **2. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

## 1. vérification de la période :

## ❖ Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4.RPA99/mode 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Dans cette étude :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 34.47 \text{ m}$$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 34.47^{3/4} \times 1.3 = 0.924 \text{ s}$$

$$T = 0.924 \text{ s}$$

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.899881	68.8065	0.0000	0.0000	68.8065	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.855869	0.0000	71.7472	0.0000	68.8065	71.7472	0.0000	98.7251
	3	0.653280	1.3573	0.0000	0.0000	70.1638	71.7472	0.0000	0.0000
	4	0.215394	0.0000	17.6938	0.0000	70.1638	89.4411	0.0000	0.9444
	5	0.208994	18.5177	0.0000	0.0000	88.6815	89.4411	0.0000	0.0000
	6	0.152248	0.4221	0.0000	0.0000	89.1036	89.4411	0.0000	0.0000
	7	0.095029	0.0000	5.9618	0.0000	89.1036	95.4029	0.0000	0.2631
	8	0.089644	6.1346	0.0000	0.0000	95.2382	95.4029	0.0000	0.0000

Tableau VI.1 : Les périodes calculées avec logiciel ETABS

$$T_{etabs} = 0.89 < 1.3T = 0.92 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



## 2. Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0	68,8065	0	0	0	96,3534	1,4105	0	96,3534	1,4105
0	68,8065	71,7472	0	98,7251	0	0	98,7251	96,3534	1,4105
0	70,1638	71,7472	0	0	1,9042	68,8589	98,7251	98,2576	70,2694
0	70,1638	89,4411	0	0,9444	0	0	99,6695	98,2576	70,2694
0	88,6815	89,4411	0	0	1,3639	0,3752	99,6695	99,6215	70,6447
0	89,1036	89,4411	0	0	0,0317	19,1194	99,6695	99,6532	89,7641
0	89,1036	95,4029	0	0,2631	0	0	99,9325	99,6532	89,7641
0	95,2382	95,4029	0	0	0,2718	0,0911	99,9325	99,9251	89,8552

Tableau VI.2 : le taux de participation massique :

La somme des masses dans le 8<sup>ème</sup> modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

## 3. vérification de la torsion :

- Mode -1 :  $U_X=68.80\%$  —————> translation, condition vérifier
- Mode-2 :  $U_Y=71.74\%$  —————> translation, condition vérifiée

UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0	68,8065	0	0	0	96,3534	1,4105	0	96,3534	1,4105
0	68,8065	71,7472	0	98,7251	0	0	98,7251	96,3534	1,4105
0	70,1638	71,7472	0	0	1,9042	68,8589	98,7251	98,2576	70,2694
0	70,1638	89,4411	0	0,9444	0	0	99,6695	98,2576	70,2694
0	88,6815	89,4411	0	0	1,3639	0,3752	99,6695	99,6215	70,6447
0	89,1036	89,4411	0	0	0,0317	19,1194	99,6695	99,6532	89,7641
0	89,1036	95,4029	0	0,2631	0	0	99,9325	99,6532	89,7641
0	95,2382	95,4029	0	0	0,2718	0,0911	99,9325	99,9251	89,8552

Tableau VI.3 : le pourcentage de rotation selon z –z :

- Mode-3 :  $R_Z=68.85\%$  —————> rotation, condition vérifier

## 4. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (Art 4.2.7.RPA99/2003).

$$e_x = XCM - XCR \leq 5\%L_x$$

$$e_y = YCM - YCR \leq 5\%L_y$$

Avec:

CM : Le centre de masse.

**CR** : Le centre de torsion.

**Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

Story	XCM	XCR	EX	0.05LX	Condition
Entre sol	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
RDC	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier
8 <sup>eme</sup> étage	7.950	7.950	0	0.81	Vérifier

**Tableau VI.4: l'excentricité selon x-x :**

**Suivant le sens y-y**: On doit vérifier que :

Story	YCM	YCR	EY	0.05LY	Condition
Entre sol	11.817	10.943	0.874	1.142	Vérifier
RDC	11.820	10.798	1.022	1.142	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	11.820	10.741	1.079	1.142	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	11.820	10.728	1.092	1.142	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	11.824	10.735	1.089	1.142	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	11.828	10.750	1.078	1.142	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	11.774	11.176	0.598	1.142	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	11.828	10.767	1.061	1.142	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	11.828	10.781	1.047	1.142	Vérifier
8 <sup>eme</sup> étage	11.931	10.789	1.142	1.142	Vérifier
9 <sup>eme</sup> étage	9.400	9.449	-0.049	1.142	Vérifier

**Tableau VI.5: l'excentricité selon y-y**

### **5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mode 2003) :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

**N<sub>d</sub>** : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

**B<sub>c</sub>** : section du poteau considéré.

**f<sub>c28</sub>** : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Etage considère	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	N	condition
Du Entre sol au RDC	1136.43	0.20	25000	0.22	Vérifier
Du 1 <sup>er</sup> au 4 <sup>eme</sup> étage	887.31	0.16	25000	0.22	Vérifier
Du 5 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	432.09	0.122	25000	0.14	Vérifier

Tableau VI-6 : Résumé de calcul de paramètre v

## 6. Déplacement maximal :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

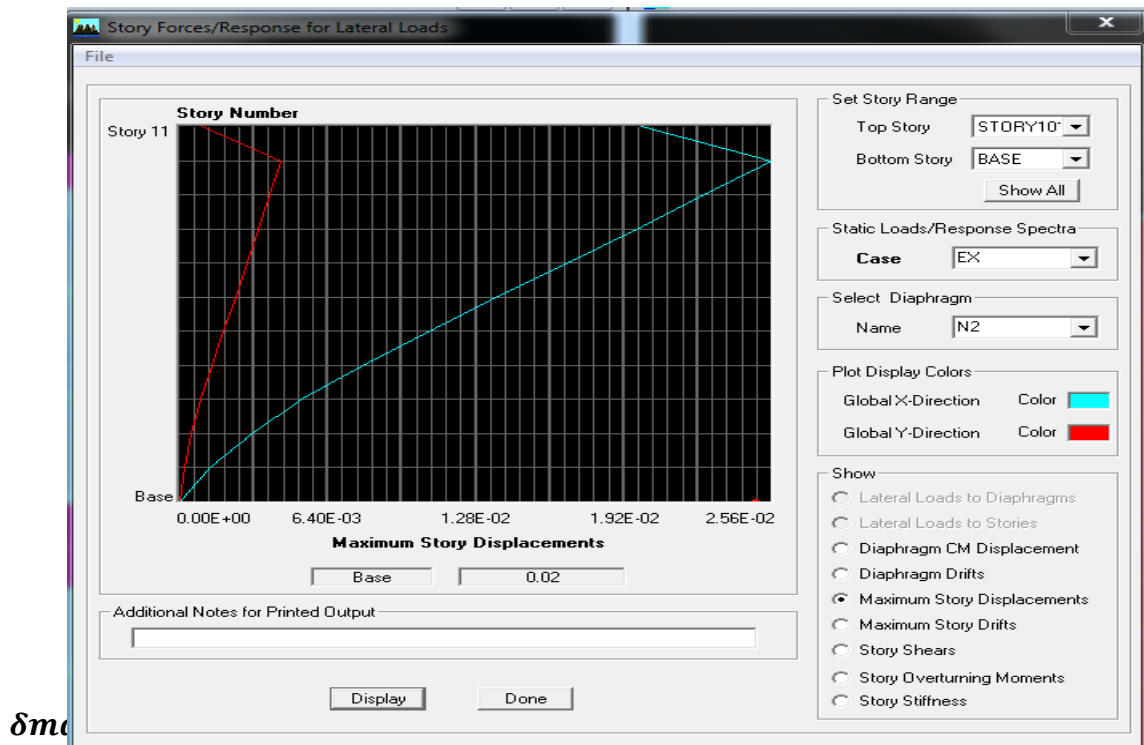
Avec :

H<sub>t</sub>: la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

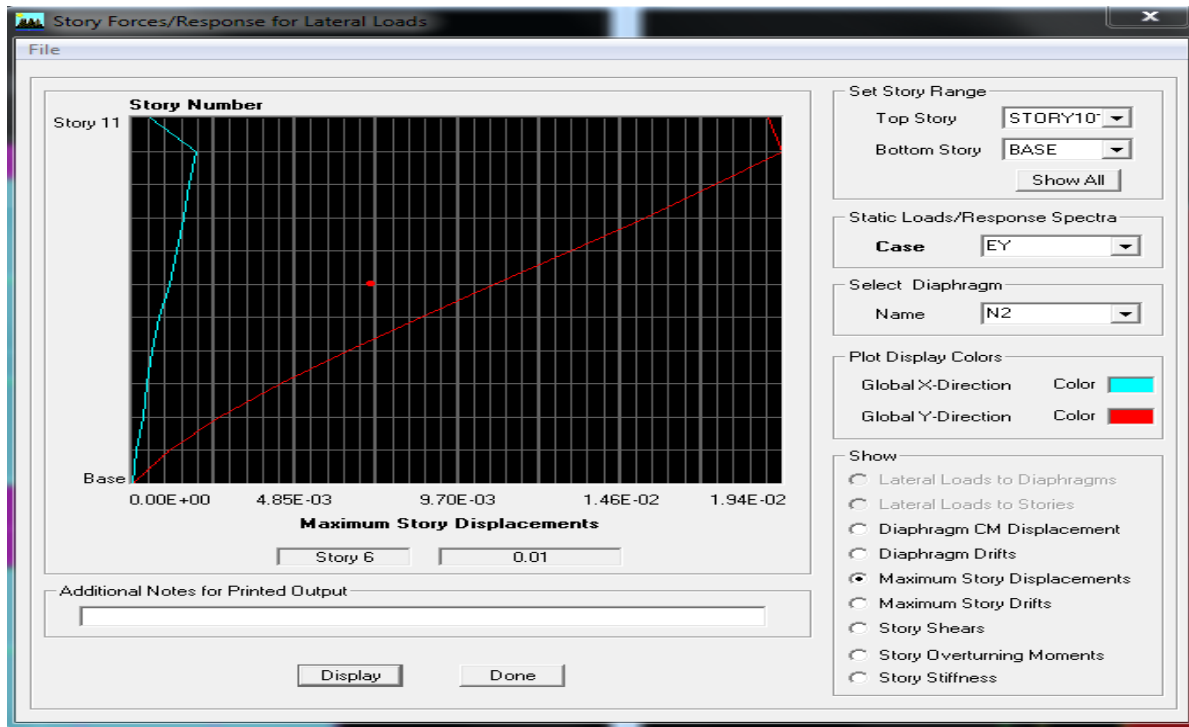
- Déplacement maximal dans le sens x-x



$\delta_{\max}$

Suivant  $E_Y$  :

- Déplacement maximal dans le sens y-y



$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{34.47}{500} = 0.068m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## 7. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

$h_e$  : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

$$\delta_{kx} = \delta_{ek}^x \times R$$

$$\delta_{ky} = \delta_{ek}^y \times R$$

$\Delta_x^k, \Delta_y^k$  : Déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

$\delta_{kx}, \delta_{ky}$  : Déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Les étages	$\delta_{ek}^x$	R	$\Delta kx$	$\Delta_x^k$	0.01he	condition
8 <sup>eme</sup> étage	0.0256	5	0.0029	0.0145	0.0306	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	0.0227	5	0.0029	0.0145	0.0306	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	0.0198	5	0.003	0.015	0.0306	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	0.0168	5	0.0031	0.0155	0.0306	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	0.0137	5	0.0029	0.0145	0.0306	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	0.0108	5	0.0029	0.0145	0.0306	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	0.0079	5	0.0026	0.013	0.0306	Vérifier
1 <sup>ere</sup> étage	0.0053	5	0.0022	0.013	0.0306	Vérifier
RDC	0.0031	5	0.0018	0.009	0.0391	Vérifier
E.SOL	0.0013	5	0.0013	0.0065	0.0493	Vérifier

Tableau VI.7 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Les étages	$\delta_{ek}^y$	R	$\Delta ky$	$\Delta_y^k$	0.01he	Condition
8 <sup>eme</sup> étage	0.0194	5	0.002	0.01	0.0306	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	0.0174	5	0.0021	0.0105	0.0306	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	0.0153	5	0.0022	0.011	0.0306	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	0.0131	5	0.0023	0.0115	0.0306	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	0.0108	5	0.0022	0.011	0.0306	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	0.0086	5	0.0022	0.011	0.0306	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	0.0064	5	0.002	0.01	0.0306	Vérifier
1 <sup>ere</sup> étage	0.0044	5	0.0018	0.009	0.0306	Vérifier
RDC	0.0026	5	0.0015	0.0075	0.0391	Vérifier
E.SOL	0.0011	5	0.0011	0.0055	0.0493	Vérifier

Tableau VI.8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

## 8. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

$P_k$ : poids de chaque étage  $w_I = w_{GI} + \beta w_{QI}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Les étages	P <sub>K</sub>	$\Delta_x^k$	$\Delta_y^k$	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	h <sub>e</sub>	$\theta_{kx}$	$\theta_{ky}$	Condition
8 <sup>ème</sup> étage	3677.04	0.0145	0.01	398.46	405.05	3.06	0.043	0.029	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	7062.94	0.0145	0.0105	691.9	714.48	3.06	0.048	0.033	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	10448.85	0.015	0.011	906.53	948.17	3.06	0.056	0.039	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	13834.76	0.0155	0.0115	1084.55	1143.13	3.06	0.06	0.045	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	17341.15	0.0145	0.011	1245.11	1317.41	3.06	0.065	0.047	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	20847.55	0.0145	0.011	1383.93	1467.62	3.06	0.071	0.051	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	24353.94	0.013	0.01	1499.42	1591.48	3.06	0.069	0.054	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	27860.34	0.013	0.009	1601.07	1697.39	3.06	0.073	0.048	Vérifiée
RDC	31503.29	0.009	0.0075	1688.15	1785.16	3.91	0.042	0.033	Vérifiée
E.SOL	35799.1	0.0065	0.0055	1747.57	1842.91	4.93	0.027	0.021	Vérifiée

Tableau VI.9 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ

### 9. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$0.8V_{RPA} < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure T.

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

Avec :

**T**: Période fondamentale de la structure. **T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associée à la catégorie de site est donnée par le tableau 4.7. Art 4.3.3RPA99/version 2003.

La nature du sol : meuble (site S3) **T<sub>2</sub>=0,50s**

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

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\eta = \sqrt{7/2 + 10} = 0.76 \geq 0.7$$

$T_2 = 0.5 \leq T = 0.85 \leq 3.0s \longrightarrow$  Application de la 2<sup>ème</sup> equation pour calculer D.

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 (0.5/0.85)^{2/3} = 1.33$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et  $W_T$  sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.20	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure $W_T$	35799.08	/
Facteur d'amplification D	1.33	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

**Tableau V.10 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et  $W_t$**

**Méthode statique équivalente :**

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.2}{5} \times 35799.08$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.2}{5} \times 35799.08$$

$$V_{XRPA} = 1714.05 \text{ KN} \quad 0.8V_{XRPA} = 1371.24 \text{ KN}$$

$$V_{YRPA} = 1714.05 \text{ KN} \quad 0.8V_{YRPA} = 1371.24 \text{ KN}$$

**Méthode spectrale modale :**

$$V_{XETABS} = 1747.57 \text{ KN}$$

$$V_{YETABS} = 1842.91 \text{ KN}$$

• **Comparaison des résultats :**

$$V_{XETABS} = 1747.57 \text{ KN} > 0.8V_{XRPA} = 1371.24 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{YETABS} = 1842.91 \text{ KN} > 0.8V_{YRPA} = 1371.24 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

# *Chapitre VII*

## *Ferraillage des éléments.*



## Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

### 1. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

#### A. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

#### B. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

#### ▪ Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$\blacklozenge \text{ E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\blacklozenge \text{ E.L.S : } G + Q \dots\dots\dots (2)$$

#### ▪ Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots(4).$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations citées dans le tableau suivant :

Situation	$\gamma_s$	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1		18.5		400

**Tableau VII.1: caractéristiques mécanique des matériaux**

## 2. Ferrailage des poteaux :

### 1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

### 2. Recommandation du RPA 2003 :

#### a. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
  - Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
  - Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
  - Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49

**Tableau VII.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA**

- Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- 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 (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

$b_1, h_1$ : les dimensions de la section transversale du Poteau.

$h_e$ : la hauteur du poteau.

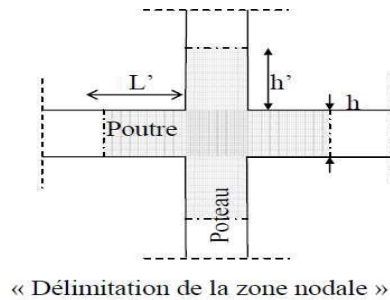


Figure.VII.1. La zone nodale des poteaux.

#### **b. Les armatures transversales :**

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$ .

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho$  : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

$L_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{En zone nodal.}$

$S'_t \leq (15\phi_1^{\min}) \rightarrow \text{En zone courante.}$

Avec :

$\phi_1^{\min}$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en% est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants  $\varnothing > 12\text{mm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $(10\varnothing_{\min})$ .

### 3. Calcul du ferraillage :

#### a. L'armature longitudinale :

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 deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

#### • Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Avec :

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$  moment fictif

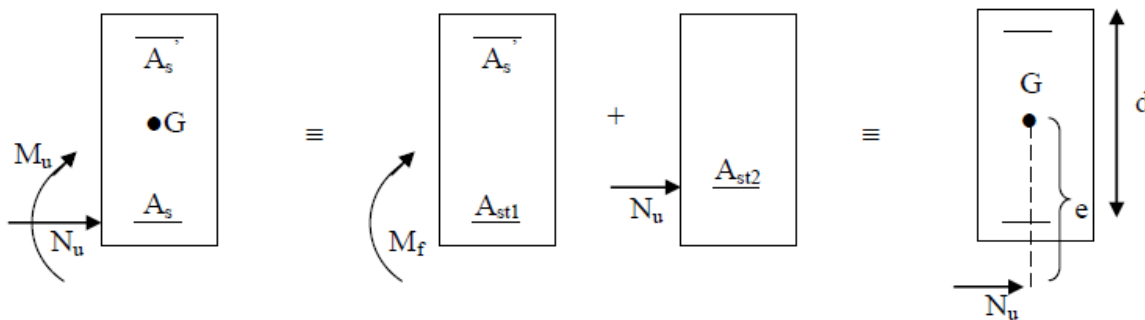
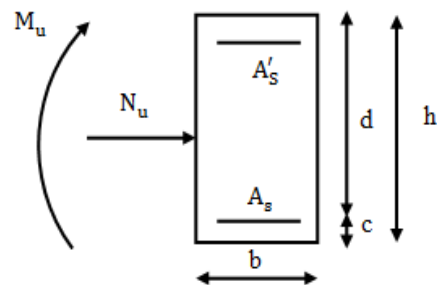


Figure VII.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si  $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. (SDA)

On calcul :

$$- \Delta M = M_f - M_r$$

$$- M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ;  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

#### • Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c à d :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- ✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

**Remarque :** Si  $A_s$  est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0.23 b h \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

•

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

**Efforts normaux :**

$N > 0$ : traction ;  $N < 0$ : compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

**4. ferraillage :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

ferraillage des poteaux								
Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm2)	obs	A <sub>sup</sub> (cm2)	A <sub>inf</sub> (cm2)	A <sub>min</sub> (cm2)
<b>E-sol au RDC</b>	N <sub>max</sub> =1460.84	M <sub>cor</sub> =0.81	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N <sub>min</sub> =-88.47	M <sub>cor</sub> =7.25	Acc		SET	0.75	1.79	
	N <sub>cor</sub> =65.28	M <sub>max</sub> =23.79	Acc		SPC	0	0.66	
<b>1au 4<sup>eme</sup> Etage</b>	N <sub>max</sub> =1131.16	M <sub>cor</sub> =1.64	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N <sub>min</sub> =-51.16	M <sub>cor</sub> =24.41	Acc		SPC	0	2.67	
	N <sub>cor</sub> =40.32	M <sub>max</sub> =45.71	Acc		SPC	0	3.03	
<b>5au 8eme Etage</b>	N <sub>max</sub> =546.46	M <sub>cor</sub> =2.03	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N <sub>min</sub> =-10.66	M <sub>cor</sub> =4.78	Acc		SPC	0	0.59	
	N <sub>cor</sub> =47.56	M <sub>max</sub> =41.69	Acc		SPC	0	3.18	

Tableau VII.3 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x) avec M2

ferraillage des poteaux								
Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm2)	obs	A <sub>sup</sub> (cm2)	A <sub>inf</sub> (cm2)	A <sub>min</sub> (cm2)
<b>E-sol au RDC</b>	N <sub>max</sub> =1460.84	M <sub>cor</sub> =0.53	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N <sub>min</sub> =-88.47	M <sub>cor</sub> =2.37	Acc		SET	1.1	1.44	
	N <sub>cor</sub> =65.28	M <sub>max</sub> =1.60	Acc		SEC	0	0	
<b>1au 4<sup>eme</sup> Etage</b>	N <sub>max</sub> =1131.16	M <sub>cor</sub> =4.42	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N <sub>min</sub> =-51.16	M <sub>cor</sub> =6	Acc		SET	0.24	1.23	
	N <sub>cor</sub> =40.32	M <sub>max</sub> =6.14	Acc		SEC	0	0	
<b>5au 8eme étage</b>	N <sub>max</sub> =546.46	M <sub>cor</sub> =8.74	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N <sub>min</sub> =-10.66	M <sub>cor</sub> =8.39	Acc		SPC	0	0.91	
	N <sub>cor</sub> =47.56	M <sub>max</sub> =10.57	Acc		SPC	0	0.23	

Tableau VII.4 : Ferraillage des poteaux dans le sens (Y-Y) avec M3

Puisque les section trouvées sont inférieure a celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailles avec la section minimale réglementaire

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adop (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Vérification
45x45	16.2	18.47	12Ø14	A <sub>min</sub> < A <sub>s</sub> adop
40x40	12.8	13.57	12Ø12	
35x35	9.8	13.57	12Ø12	

Tableau VII.5 : ferraillage des poteaux

- **Vérifications à l'ELU :**

- ❖ **Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

- a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

D'après le BAEL91 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.

$$\phi_1 = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

$\phi_1$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

- b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

**En zone nodal :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10\text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S'_t \leq (15\phi_l^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15\text{ cm}$

Avec :

$\phi_l^{\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

- c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :**

Pour les HA14 :



$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

**d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s f_{t28}$$

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

**Pour les HA16 :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{cm}$$

On prend : **Ls = 60 cm**

**Pour les HA14 :**

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm}$$

On prend : **Ls = 50cm**

**Pour les HA12 :**

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33\text{cm}$$

On prend : **Ls = 45 cm**

**e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

❖ **Poteaux 45x45:**

$$\text{Pour l'Entre sol: } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 493}{45} = 7.66 > 5$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

**En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{Pour le RDC : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 391}{45} = 6.08 > 5$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,54\% \times S_t \times b = 0,0054 \times 10 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

**En zone courante (St = 15cm)**

$$A_{tmin} = 0,54\% \times S_t \times b = 0,0054 \times 15 \times 45 = 3.64 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 > 5$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,43\% \times S_t \times b = 0,0043 \times 10 \times 40 = 1.72 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

**En zone courante (St = 15cm)**

$$A_{tmin} = 0,43\% \times S_t \times b = 0,0043 \times 15 \times 40 = 2.58 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

❖ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

**En zone courante (St = 15cm)**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> ≥ A<sub>t</sub> min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10Ø <sub>ei</sub> = 100mm = 10cm.

**f. Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>: les dimensions de la section transversale du Poteau.

h<sub>e</sub>: la hauteur d'étage

h: hauteur de la poutre

On aura : h = 35cm

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

$$h = \max \{ 82.16, 45, 45, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : h = 82.16 cm.

**g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V <sub>u</sub> (KN)	b(cm)	h(cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>b</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Vérification
Entre sol	48.41	45	45	7.66	0.075	0.239	1.875	τ <sub>b</sub> < τ̄ <sub>bu</sub>
RDC	48.41	45	45	6.08	0.075	0.239	1.875	
1 au 4 <sup>ème</sup> étage	30.30	40	40	5.35	0.075	0.189	1.875	
5 au 8 <sup>ème</sup> étage	28.14	35	35	6.12	0.075	0.229	1.875	

**Tableau VII.6 : Vérification de l'effort tranchant**

- Vérification à L'ELS :

**a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

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

Niv	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$	Sect (cm²)	$A_{min}$ (cm²)	A (cm²)	vérification
E-sol au RDC	N <sub>max</sub> =1063.37	M <sub>cor</sub> =0.39	0.00036	45x45	5.62	18.47	Vérifier
	N <sub>min</sub> =-456.90	M <sub>cor</sub> =3.76	0.0082		6		
	N <sub>cor</sub> =456.90	M <sub>max</sub> =3.76	0.0082		6		
1au 4 <sup>eme</sup> Etage	N <sub>max</sub> =823.26	M <sub>cor</sub> =1.17	0.0171	40x40	5.26	13.57	
	N <sub>min</sub> =350.53	M <sub>cor</sub> =5.99	0.0014		4.45		
	N <sub>cor</sub> =361.37	M <sub>max</sub> =6.25	0.017		5.25		
5au 8eme Etage	N <sub>max</sub> =397.95	M <sub>cor</sub> =1.44	0.0036	35x35	3.45	13.57	
	N <sub>min</sub> =160.51	M <sub>cor</sub> =7.65	-0.0047		3.49		
	N <sub>cor</sub> =195.03	M <sub>max</sub> =1.83	0.0093		3.69		

**Tableau VII.7 : vérification non fragilité dans le sens (x-x) avec M2**

Niv	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$	Sect (cm²)	$A_{min}$ (cm²)	A (cm²)	Vérification
E-sol au RDC	N <sub>max</sub> =1063.37	M <sub>cor</sub> =3.58	0.0033	45x45	5.76	18.47	Vérifier
	N <sub>min</sub> =-456.90	M <sub>cor</sub> =1.31	-0.0028		5.53		
	N <sub>cor</sub> =456.90	M <sub>max</sub> =1.31	0.0028		5.53		
1au 4 <sup>eme</sup> Etage	N <sub>max</sub> =823.26	M <sub>cor</sub> =3.21	0.0038	40x40	4.54	13.57	
	N <sub>min</sub> =-350.53	M <sub>cor</sub> =3.31	-0.0094		4.81		
	N <sub>cor</sub> =361.37	M <sub>max</sub> =3.40	0.0094		4.81		
5au 8eme Etage	N <sub>max</sub> =397.95	M <sub>cor</sub> =6.34	0.015	35x35	2.95	13.57	
	N <sub>min</sub> =-160.51	M <sub>cor</sub> =5.31	-0.033		5.81		
	N <sub>cor</sub> =195.03	M <sub>max</sub> =10.8			2.08		
		6	-0.055				

**Tableau VII.8 : vérification non fragilité dans le sens (y-y) avec M3**

**b. Vérification des contraintes à L'ELS :**

Les section adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contrainte admissible.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  la section partiellemnet comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \quad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

$l_c$  : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si  $\Delta < 0 \rightarrow$  l'equation admet trois racines:

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positif ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$   
donc  $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut  $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

• **Section entièrement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  la section entièrement comprimée

La section homogène est :  $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

$N_s$  : effort de compression a l'ELS

$M_s$  : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A l'aide de logiciel SOCOTEC la vérification a l'ELS nous donne les résultats présents dans le tableau suivant :

Section	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	Béton				Acier			
						$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
45x45	Nmax=1063.37	Mcor=0.39	0.00036	0.075	SEC	4.83	4.79	15	ok	72.5	71.9	348	Ok
	Nmin=-456.90	Mcor=3.76	0.0082	0.075	SEC	2.27	1.86	15	ok	33.7	28.3	348	Ok
	Ncor=456.90	Mmax=3.76	0.0082	0.075	SEC	2.27	1.86	15	ok	33.7	28.3	348	Ok
40x40	Nmax=823.26	Mcor=1.17	0.0171	0.066	SEC	4.84	4.65	15	ok	72.4	69.9	348	Ok
	Nmin=350.53	Mcor=5.99	0.0014	0.066	SEC	2.49	1.55	15	ok	36.5	24.1	348	Ok
	Ncor=361.37	Mmax=6.25	0.017	0.066	SEC	2.57	1.59	15	ok	37.7	24.8	348	Ok
35x35	Nmax=397.95	Mcor=1.44	0.0036	0.058	SEC	3.09	2.76	15	ok	46	41.8	348	Ok
	Nmin=160.51	Mcor=7.65	-0.0047	0.058	SEC	2.04	0.32	15	ok	28.8	6.63	348	Ok
	Ncor=195.03	Mmax=1.83	0.0093	0.058	SEC	1.64	1.23	15	ok	24.1	18.9	348	Ok

Tableau VII.9: vérification ELS dans le sens x-x

Section	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$e$ (m)	$h/6$	Obs	Béton				Acier			
						$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
45x45	$N_{max}=1063.37$	$M_{cor}=3.58$	0.0033	0.075	SEC	5.01	4.62	15	ok	74.8	69.6	348	Ok
	$N_{min}=-456.90$	$M_{cor}=1.31$	-0.0028	0.075	SEC	2.14	2	15	ok	32	32.1	348	Ok
	$N_{cor}=456.90$	$M_{max}=1.31$	0.0028	0.075	SEC	2.14	2	15	ok	32	32.1	348	Ok
40x40	$N_{max}=823.26$	$M_{cor}=3.21$	0.0038	0.066	SEC	5	4.49	15	ok	74.5	67.8	348	Ok
	$N_{min}=-350.53$	$M_{cor}=3.31$	-0.0094	0.066	SEC	2.28	1.76	15	ok	33.7	26.9	348	Ok
	$N_{cor}=361.37$	$M_{max}=3.40$	0.0094	0.066	SEC	2.35	1.82	15	ok	34.7	27.7	348	Ok
35x35	$N_{max}=397.95$	$M_{cor}=6.34$	0.015	0.058	SEC	3.64	2.21	15	ok	53	34.7	348	Ok
	$N_{min}=-160.51$	$M_{cor}=5.31$	-0.033	0.058	SEC	1.78	0.58	15	ok	25.4	10	348	Ok
	$N_{cor}=195.03$	$M_{max}=10.86$	-0.055	0.058	SEC	2.66	0.21	15	ok	37.2	5.79	348	Ok

Tableau VII.10 : vérification ELS dans le sens y-y

Le ferraillage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	Armature longitudinale
Entre sol-RDC	45x45	12HA14
1-4 <sup>eme</sup> étages	40x40	12HA12
5-8 <sup>eme</sup> étages	35x35	12HA12

Tableau VII.11: Ferraillage des poteaux.

## 2. Ferraillage des poutres :

### 1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### 2. Recommandation du RPA :

#### • Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
- **4 %** en zone courante;  
- **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	<b>0,5 %</b>	<b>4 %</b>	<b>6 %</b>
<b>Poutre principale (25x35)</b>	4.37	35	52.5
<b>Poutre secondaire (25x30)</b>	3.75	30	45

**Tableau VII.12 : Section des armatures longitudinales**

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### • Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\phi_{\min}$  le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### 3. Etape de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✚ Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

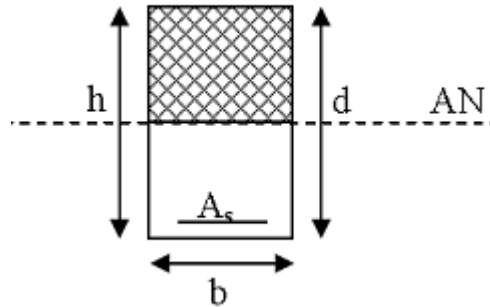


Figure V.3 : disposition des armatures tendues SSA

✚ Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$



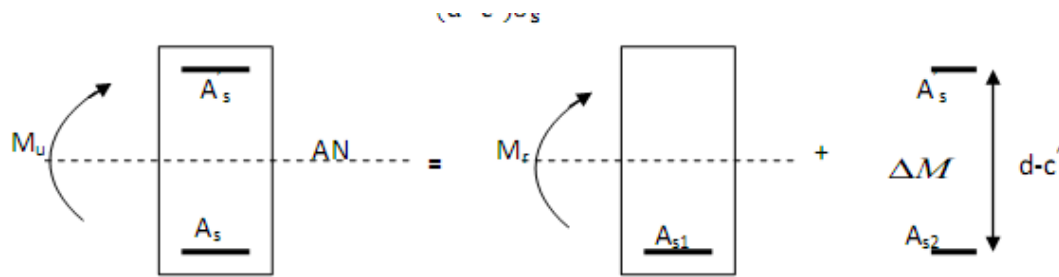


Figure VII.3 : Disposition des armatures SDA

**Remarque :**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d  $\Delta M \leq 0,4 M_u$  (art BAEL 6.6.1)

**4. Calcul Des Armatures :**• **Poutre principale:****- En travées:**

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

$$\mu = \frac{43.21 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{43.21 \times 10^3}{0.937 \times 32 \times 348} = 4.14 \text{ cm}^2$$

**-Aux appuis:**

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

$$\mu = \frac{64.25 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.176 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.902$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{64.25 \times 10^3}{0.902 \times 32 \times 348} = 6.39 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire :****- En travées:**

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

$$\mu = \frac{47.83 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.184 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.898$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{47.83 \times 10^3}{0.898 \times 27 \times 348} = 5.66 \text{ cm}^2$$

**-Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{54.69 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.210 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.881$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{54.69 \times 10^3}{0.881 \times 27 \times 348} = 6.60 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

**a. Ferraillage des poutres principales (25×35) :**

	<b>M<sub>max</sub> (KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>Obs</b>	<b>β</b>	<b>A<sub>st</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ferraillage</b>	<b>A<sub>adopte</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	43.21	0.118	SSA	0.937	4.14	<b>3HA14 fil</b>	4.62
<b>Appuis</b>	64.25	0.176	SSA	0.902	6.39	<b>3HA14 fil+2HA12 chap</b>	6.88

**Tableau VII.13: ferraillage des poutres principales**

**b. Ferraillage des poutres secondaire (25×30) :**

**Tableau VII.14 : ferraillage des poutres secondaires**

	<b>M<sub>max</sub> (KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>Obs</b>	<b>β</b>	<b>A<sub>st</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ferraillage</b>	<b>A<sub>adopte</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	47.83	0.184	SSA	0.898	5.66	<b>3HA12fil+3HA12chap</b>	6.78
<b>Appuis</b>	54.69	0.210	SSA	0.881	6.60	<b>3HA12fil+3HA12 chap</b>	6.78

## 5. Vérification à l'ELU :

### a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

		$A_{st}$	$A_{min}$	Vérification
Poutre principale	En travée	6.88	4.37	CV
	Aux appuis	8.01		CV
Poutre secondaire	En travée	5.74	3.75	CV
	Aux appuis	6.78		CV

Tableau VII.15 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

### b. Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$ :

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8.75 ; 14.4)$	$S_t = 8.75$	0.75	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(7.5 ; 14.4)$	$S_t = 7.5$	0.56	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 15$	$S_t = 12$	0.9	

Tableau VII.16: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

### C. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_u^{max}$  : Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = (3,33; 5 \text{ MPa})$$

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

Poutre	Effort tranchant (KN)		B	D	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	$V_u^{max}$	71.68	25	32	0.896	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	$V_u^{max}$	20.85	25	27	0.308	3.33	Condition vérifiée

Tableau VII.17: Vérifications au cisaillement.

## c. Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		b	D	$f_{c28}$	$\bar{V}_u$	Observe
Principale	$V_u^{max}$	71.68	25	32	25	480	Condition vérifiée
Secondaire	$V_u^{max}$	20.85	25	27	25	405	Condition vérifiée

Tableau VII.18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales :  $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 71.68 - \frac{43.21}{0,9 \times 0,32} = -78.35 < 0$

-Pour les poutres principales :  $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 20,85 - \frac{47,83}{0,9 \times 0,27} = -175,98 < 0$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\tau_{se}$  étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement :  $\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$

$\Sigma U_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71,68 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,7} = 0,94 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,85 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 263,7} = 0,325 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**d. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec

$\tau_{su}$  : la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5^2) 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ( $\emptyset 10$ ;  $\emptyset 12$ ;  $\emptyset 14$ ) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à «  $0,4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 10 :  $l_c = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$
- Pour les HA 12 :  $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 :  $l_c = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$

**6. Vérification à l'ELS :**

**a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$

Avec:

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Et

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 MPa$$

		$A_{st}$	$A_{min}$	Condition
Poutre Principale	En travée	6.88	0.966	Vérifiée
	Aux appuis	8.01		Vérifiée
Poutre secondaire	En travée	5.74	0.815	Vérifiée
	Aux appuis	8.01		Vérifiée

Tableau VII.19: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**c. Vérification des contraintes :**❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	$M_{st}$	17.92	ELS
	Appui	$M_{st}$	38.58	ELS
Poutre secondaire	Travée	$M_{st}$	16.64	ELS
	Appui	$M_{st}$	20.01	ELS

Tableau VII.20: Moments à l'ELS.

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre		Moments (KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st1}$	D	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	17.92	0.865	0.868	22.88	6.88	32	93.77	348	C.V	4.09	15	C.V
	Appuis	38.58	1.014	0.860	20.71	8.01	32	175.01	348	C.V	8.45	15	C.V
P.S	Travée	16.64	0.848	0.869	23.17	5.74	27	123.77	348	C.V	5.34	15	C.V
	Appuis	20.01	1.182	0.852	18.78	8.01	27	108.59	348	C.V	5.78	15	C.V

Tableau VII.21: Vérifications des contraintes à L'ELS

**d. Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $f$ .

**❖ Poutres principales :**

- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{390} = 0,089 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,88}{25 \times 32} = 0,0086 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**❖ Poutres Secondaires :**

- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,74}{25 \times 27} = 0,0085 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**Conclusion :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

## 4. Ferraillage des voiles :

### 1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage 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.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I** : Entre-sol ,RDC .
- **Zone II** : Niveaux 1 et 2
- **Zone III** : Niveaux 3 , 4, 5 et 6 .
- **Zone IV** :Niveaux 7 et 8.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

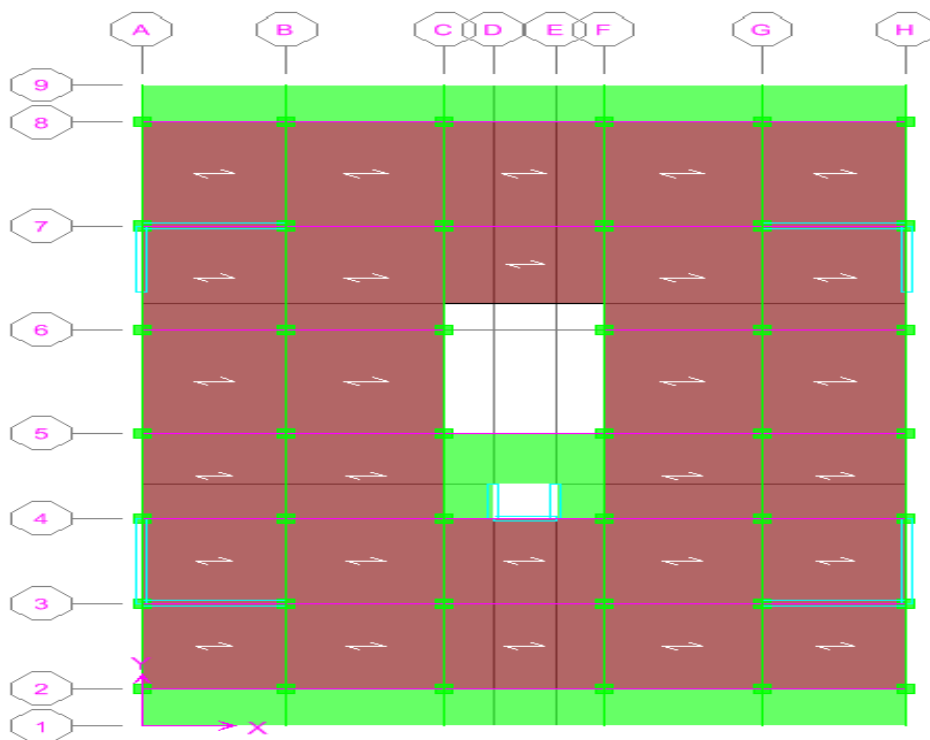


Figure VII.4: Disposition des voiles



## 2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{RPA. 99/modifiée 2003} \begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{BAEL.91/modifiée 99} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

## 3. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec:

**he**: La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

**Lc**: La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

**L** : longueur du voile.

**Lt**: La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

## 4. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

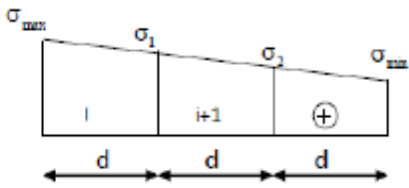
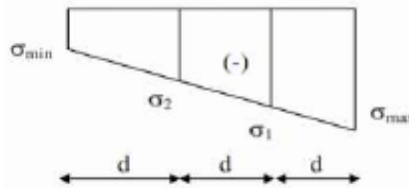
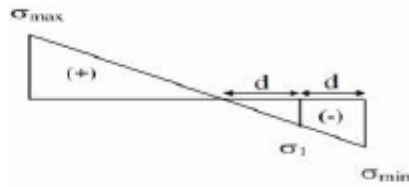
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.22: Moments à l'ELS.

- Calcul des armatures :

- a. Armatures verticales :

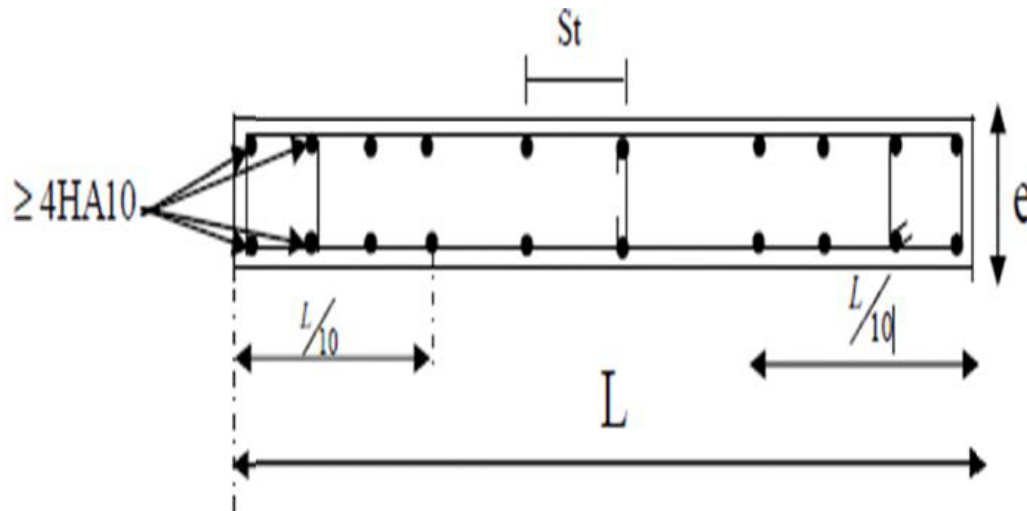
Situation accidentelle=400MPa

Situation courante =348MPa

section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VII.23 : Tableau des armatures verticales

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure VII.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles**

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**b. Armatures minimales :**

**Section entièrement comprimée ( Art .8.1, 21 BAEL 91). :**

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$  par mètre de parement mesurée perpendiculaire à ces à la direction des armature

$$0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

**B** : section du béton comprimée.

**Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

**B** : section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{min} \geq 0,002B$$

**c. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Ø. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

**A<sub>v</sub>**: Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_v$  et  $A_H > 0,15\%B$  ..... Globalement dans la section du voile.

$A_v$  et  $A_H > 0,10\%B$  ..... en zone courante.

Avec :

**B**: section du béton

**e. Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$  Avec :  $a=25\text{cm}$  : épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37,5\text{cm}, 30\text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

**f. Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

**40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

**20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**g. Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des

armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$  ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25\text{mm}.$$

**h. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles

Retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**i. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Les vérifications:

- a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible.

- b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA})$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V}_u = 1,4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal  $L = 3.20 \text{ m}$  sur la zone IV.

- ❖ Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
3.20	0.25	0.8	0.682

Tableau VII.24 : Caractéristiques géométriques

- ❖ Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 1089.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -1818.77 \text{ KN/m}^2$$

❖ Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L = \frac{1089.65}{1089.65 + 1818.77} \times 3.20 = 1.19 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.20 - 1.19 = 2.01 \text{ m}$$

❖ Calcul «  $d$  » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ ):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.35; 0.793) = 0.793 \text{ m.}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

Détermination de  $N$  :

Pour la zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-1818.77(2.01 - 0.793)}{2.01} = -1101.21 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1818.77 - 1101.21}{2} \times 0.793 \times 0.25 = -289.44 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1101.21}{2} \times 0.793 \times 0.25 = -109.15 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{289.44}{400 \times 10^{-1}} = 7.236 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{109.15}{400 \times 10^{-1}} = 2.72 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{107.55 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 4.14 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,793 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,793 \times 0,25\right) = \max(10,40 ; 3,965) \\ = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10,40 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,236 + \frac{4,14}{4} = 8,271 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,72 + \frac{4,14}{4} = 3,755 \text{ cm}^2$$

❖ Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
<b>1er bande</b>	$A_1 = 8,271 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}12 = 15,82 \text{ cm}^2$	St=15 cm
<b>2 eme bande</b>	$A_2 = 3,755 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$	St=15 cm

Tableau VII.25 : Ferraillage adopté.

❖ Armatures horizontales :

-D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15,82}{4} = 3,96 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% B = 0,0015 \times 0,25 \times 3,20 = 12 \text{ cm}^2$

Soit :  $7\text{HA}10 = 5,49 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_H = 15 \text{ cm}$ .

❖ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

❖ Les vérifications :-Vérification des espacements:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1,5e ; 30\text{cm}) = S_t = \min(37,5 ; 30\text{cm})$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  et  $15 \text{ cm}$ .....condition vérifiée

$S_H = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1924.97 \times 10^3}{0.8 \times 10^6 + 15 \times 15.82 \times 10^2} = 2.36 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**-Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 107.55 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3060} = 0.218 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{107.55 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3060} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**Ferraillage des Voiles :**

- **Voile longitudinal**



Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3	3	3
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,75	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2911,12	1393,89	690,15	1329,4
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6219,49	-4145,02	-2774,26	-1746,99
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		545,85	452,91	318,35	106,84
	L <sub>t</sub> (m)		2,04	2,25	2,40	1,70
	L <sub>c</sub> (m)		0,96	0,75	0,60	1,30
	d (m)		1,022	1,123	1,201	0,852
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3109,745	2072,510	1387,130	873,495
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1191,52	872,41	624,82	279,02
		N <sub>2</sub>	397,174	290,804	208,275	93,006
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	29,79	21,81	15,62	6,98
		A <sub>v2</sub>	9,93	7,27	5,21	2,33
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		21,02	17,44	12,26	4,11
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	35,04	26,17	18,68	8,00
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,93	11,63	8,27	3,35
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,41	14,73	15,77	11,18
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	40,2	30,8	22,6	15,82
		Bonde 2	16,08	12,32	9,04	6,78
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10T16	2x10T14	2x10T12	2x7T12
		Bonde 2	2x4T16	2x4T14	2x4T12	2x3T12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		11.25	11.25	11.25	11.25
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,05	7,70	5,65	3,96
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7T12/nappe	7T12/nappe	7T10/nappe	7T10/nappe
	ep =15cm		As=7.81cm <sup>2</sup>	As=7.81cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	Contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,809	0,671	0,472	0,158
		$\sigma_b$ (MPa)	1,132	0,939	0,660	0,222
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1703,71	1703,71	1703,71	1703,71
		$\sigma_b$ (MPa)	2,04	2,09	2,14	2,17

Tableau VII.26 : ferraillage des voiles longitudinale (VL1, VL2, VL3, VL4)

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,2	3,2	3,2	3,2
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,8	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3654,28	1714,07	1068,94	1089,65
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7095,4	-5220,26	-3347,97	-1818,77
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		546,93	455,39	320,21	107,55
	L <sub>t</sub> (m)		2,11	2,41	2,43	2,00
	L <sub>c</sub> (m)		1,09	0,79	0,77	1,20
	d (m)		1,056	1,205	1,213	1,001
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3547,700	2610,130	1673,985	909,385
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1405,01	1178,97	761,32	341,21
		N <sub>2</sub>	468,337	392,988	253,773	113,736
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	35,13	29,47	19,03	8,53
		A <sub>v2</sub>	11,71	9,82	6,34	2,84
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		21,06	17,53	12,33	4,14
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	40,39	33,86	22,11	9,57
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,71	14,21	9,43	3,88
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,86	15,81	15,92	13,13
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	44,2	33,88	24,86	18,08
		Bonde 2	20,1	15,4	15,82	9,04
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11T16	2x11T14	2x11T12	2x8T12
		Bonde 2	2x5T16	2x5T14	2x5T12	2x4T12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		12,00	12,00	12,00	12,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,05	8,47	6,22	4,52
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7T12/nappe	7T12/nappe	7T10/nappe	7T10/nappe
	ep =20cm		As=7.81cm <sup>2</sup>	As=7.81cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,760	0,632	0,445	0,149
		$\sigma_b$ (MPa)	1,063	0,885	0,623	0,209
	N <sub>s</sub> (kN)		1924,97	1924,97	1924,97	1924,97
	ELS	$\sigma_b$ (MPa)	2,15	2,20	2,24	2,29

Tableau VII.27 : ferraillage des voiles transversal (VT2 VT4)

Zones+C8C8:K39			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,625	0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2910,92	862,76	125,69	245,57
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7125,48	-3918,53	-2466,79	-1174,51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		305,28	214,39	179,03	74,35
	L <sub>t</sub> (m)		1,77	2,05	2,38	2,07
	L <sub>c</sub> (m)		0,73	0,45	0,12	0,43
	d (m)		0,887	1,024	1,189	1,034
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3562,740	1959,265	1233,395	587,255
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1185,66	752,68	550,12	227,67
		N <sub>2</sub>	395,221	250,895	183,375	75,891
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	29,64	18,82	13,75	5,69
		A <sub>v2</sub>	9,88	6,27	4,58	1,90
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,75	8,25	6,89	2,86
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	32,58	20,88	15,48	6,41
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,88	8,34	6,31	2,61
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,65	13,45	22,60	13,57
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	40,2	30,8	22,6	15,82
		Bonde 2	32,16	24,64	18,08	11,3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10T16	2x10T14	2x10T12	2x7T12
		Bonde 2	2x8T16	2x8T14	2x8T12	2x5T12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9,38	9,38	9,38	9,38
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,05	7,70	5,65	3,96
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7T12/nappe	7T12/nappe	7T10/nappe	7T10/nappe
	ep =15cm		As=7.81cm <sup>2</sup>	As=7.81cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>	As=5.53 cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,543	0,381	0,318	0,132
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0,760	0,534	0,446	0,185
		N <sub>s</sub> (kN)	1473,88	1473,88	1473,88	1473,88
	ELS	□ <sub>b</sub> (MPa)	2,01	2,08	2,15	2,21

Tableau VII.28 : ferrailage des voiles transversal (VT1 VT3)

***Chapitre VIII***

***Etude de l'infrastructure.***

### 1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

### 2. Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ▪ **Fondation superficielle :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- les semelles isolées
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers

#### ▪ **Fondation profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### 3. 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. Le résultat de cette étude est :

- ✓ Contrainte admissible du sol ;  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

### 4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

## 5. Dimensionnement des semelles :

### 1. Etude de semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

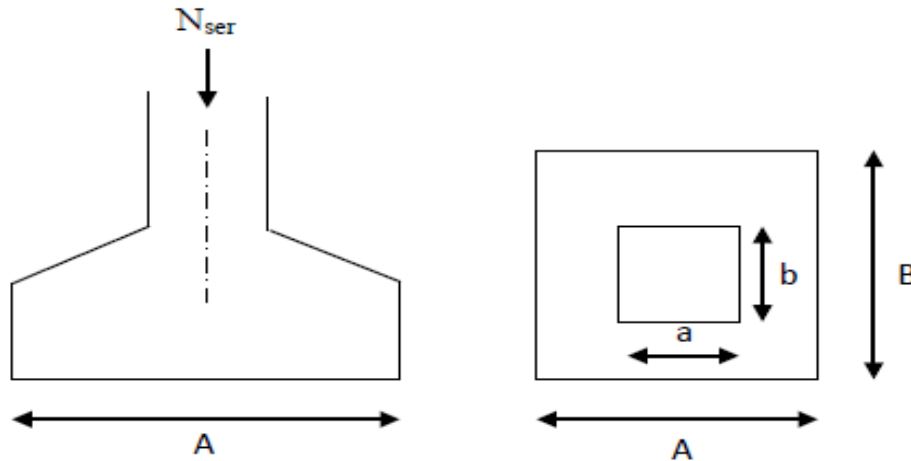


Figure VIII.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Poteau rectangulaire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{D ou } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

**Remarque :** Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_{ser} = 1630.43 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2 \text{ m}$$

- Conclusion :**

Dimensions des semelles trop importantes  $\Rightarrow$  Chevauchement  $\Rightarrow$  Opter pour des semelles filantes.

## 2. Etude de semelle filante :

### a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	N <sub>s</sub> [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m <sup>2</sup> ]
VL1	1562.57	3	2.08	6.24
VL2	1562.57	3	2.08	6.24
VL3	1703.71	3	2.27	6.81
VL4	1703.71	3	2.27	6.81
Somme				26.1

**Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles ‘sens longitudinal**

Voile	N <sub>s</sub> [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m <sup>2</sup> ]
VT1	1924.97	3.20	2.40	7.68
VT2	1473.88	2.5	2.35	5.87
VT3	1924.97	3.20	2.40	7.68
VT4	1473.88	2.5	2.35	5.87
Somme				27.1

**Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal**

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 26.1 + 27.1 \rightarrow S_v = 53.2 \text{ m}^2$$

**b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

• **Hypothèse de calcul :**

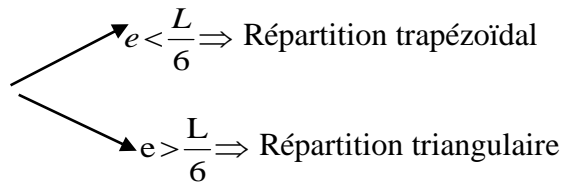
Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

✓ Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad \text{Et} \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> e <sub>i</sub>	M <sub>s</sub>
1	979.71	-10.65	-1043.91	-0.17
2	1063.37	-6.75	-7177.74	-0.59
3	884.31	-2.85	-2520.28	0.25
4	814.86	1.05	855.60	-0.50
5	583.44	4.25	2479.62	1.30
6	874.38	7.45	6514.13	-0.41
7	890.47	10.65	9483.50	-0.18
Σ	<b>6090.54</b>		<b>8590.92</b>	<b>-0.3</b>

**Tableau VIII.3: Surface des semelles filantes sous poteaux**

Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{8590.92}{6090.54} = 1.41$

$e = 1.41 \text{ m} < \frac{L}{6} = 3.80 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{6090.54}{21.45} \left( 1 + 6 \times \frac{1.41}{21.45} \right) = 365.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{6090.54}{21.45} \left( 1 - 6 \times \frac{1.41}{21.45} \right) = 167.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{6090.54}{21.45} \left( 1 + 3 \times \frac{1.41}{21.45} \right) = 315.88 \text{ KN/ml}$$



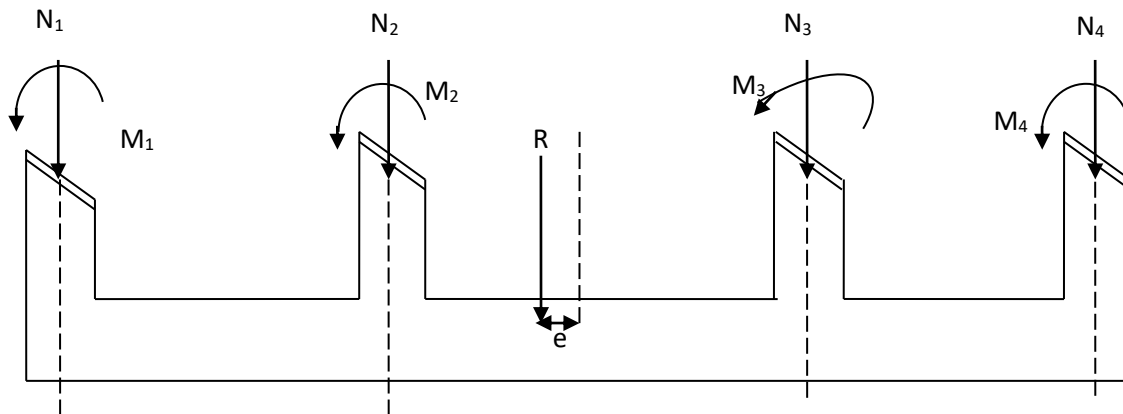


Figure VIII.2: Distribution des sollicitations

- Calcul de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{315.88}{250} = 1.26m$$

On prend :  $B = 1.50 \text{ m}$ .

On a donc :  $S = 1.5 \times 21.45 = 34.27 \text{ m}^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 34.27 \times 6 = 205.62 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 205.62 + 53.2 = 258.82 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 370.17 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{258.82}{370.17} = 0.69$$

La surface totale des semelles représente 69% de la surface de bâtiment.

- Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

### ❖ Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

### 1. Pré-dimensionnement du radier :

#### a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm).

#### B. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 390 \text{ cm}$$

$$48.75 \leq h \leq 78$$

D'après ces conditions, on prend  $h_{\text{radier}} = 60$  cm.

#### c. Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus de nervure

$L_e$  : longueur élastique

$K$  : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40$  [MPa] pour un sol moyen

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1$  m).

$E$  : module de déformation longitudinale différée  $E=10818.86$  [MPa]

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa. Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$B$  : Largeur de la bande ( $B=1$  m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818.86} \left(\frac{2 \times 3.90}{3.14}\right)^4} = 0.75 \text{ m}$$

D'après ces conditions,  $h_{radie}=75\text{cm}$

On prend :  $h_{radier}=80\text{m}$ .

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

**La nervure :** elle doit vérifier :

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{nervure} \geq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \rightarrow h_{nervure} = 80 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b_{nervure} \leq 0.7h \rightarrow 32 \leq b_{nervure} \leq 56 \text{ on prend } b_{nervure}=40\text{cm}$$

• **Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{radier}=80 \text{ cm}$ ..... hauteur de radier.

$h_d = 30 \text{ cm}$ .....hauteur de la dalle.

$h_{nervure} = 80 \text{ cm}$  .....hauteur de la nervure.

$b_{nervure}= 40\text{cm}$ .....largeur de la nervure.

## 2. détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

### a. **Poids de la superstructure :**

Charge permanentes  $G_{bat}=34700.69 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q_{bat}=5492.03 \text{ KN}$ .

### b. **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 34700.69 + 1.5 \times 5492.03 = 55084 \text{ KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 34700.69 + 5492.03 = 40192.74 \text{ KN} \end{cases}$$

**Donc :**

$$\text{A l'ELU: } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{55084}{1.33 \times 250} = 165.66 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{40192.74}{250} = 160.77 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 165.66 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 370.17 \text{ m}^2 > S_{radier} = 165.66 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on doit ajouter au radier un débord minimal ( $L_{déb}$ ), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99, et il sera calculée comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(40\text{cm}; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{déb} = 40 \text{ cm}$

$$S_{déb} = L_{déb}(L_x + L_y) \times 2 = 0.4(21.45 + 16.20) \times 2 = 31.24 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 370.17 + 31.24 = 401.41 \text{ m}^2$$

### 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### a. Poids total du radier :

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b = 401.41 \times 0.30 \times 25 = 3010.575 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure:

$$P_{ner} = b_{ner}(h_{ner} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.4(0.8 - 0.30) \times (16.20 \times 6 + 22.85 \times 7) \times 25$$

$$P_{ner} = 1285.75 \text{ KN}$$

- Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{ner} - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{On a: } S_{ner} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 16.20 \times 6) + (0.5 \times 22.85 \times 7) = 128.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{TVO} = (401.41 - 128.75) \times (0.8 - 0.30) \times 17 = 2317.61 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (401.41 - 128.45) \times 0.1 \times 25 = 682.4 \text{ KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{rad} = G_{rad \text{ tot}} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$P_{rad} = G_{rad \text{ tot}} = 7296.335 \text{ KN}$$

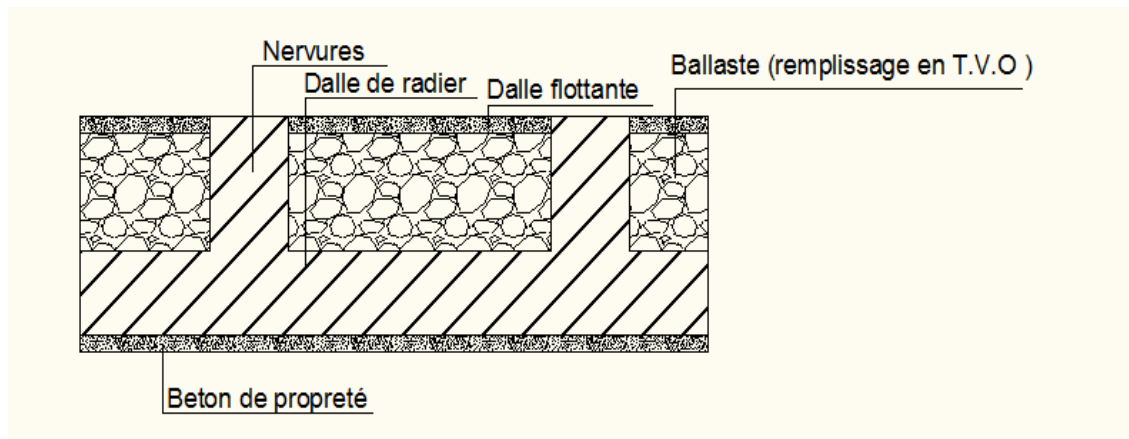


Figure VIII.3 : Coupe verticale d'un radier

**b. Surcharge de l'exploitation :**Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 5492.03 \text{ KN}$ Surcharge du radier :  $Q_{rad} = 5 \times 401.41 = 2007.05 \text{ KN}$ **c. Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{radier\ tot} + G_{bat} = 7296.335 + 34700.69 = 41997.025 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier\ tot} + Q_{bat} = 2007.05 + 5492.03 = 7499.08 \text{ KN}$$

**d. Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 34700.69 + 1.5 \times 7499.08 = 58094.55 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{tot} = 34700.69 + 7499.08 = 42199.77 \text{ KN}$$

**❖ Vérifications à L'ELU :****1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; \quad d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{58094.55 \times 1}{401.41} \times \frac{3.9}{2} = 282.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{282.21 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2. Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Calcul du centre de gravité du radier :** Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$$X_G = \frac{(22.85 \times 16.20) \times 22.85 / 2}{22.85 \times 16.20} = 11.425 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{(22.85 \times 16.20) \times 16.2 / 2}{22.85 \times 16.2} = 8.1 \text{ m}$$

$$X_G = 11.425 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = 8.1 \text{ m}$$

### **b. Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.85 \times 16.20^3}{12} = 8095.61 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{16.2 \times 22.85^3}{12} = 16106.17 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

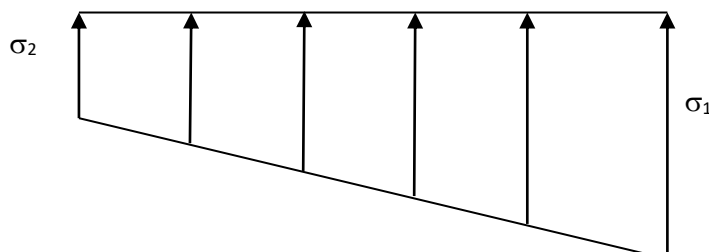
Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$



**Avec :**

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{xx} = 38574.39 + (1747.57 \times 0.9) = 40321.96 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 40990.52 + (1842.91 \times 0.9) = 42833.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Sens longitudinal :**

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{58094.55}{401.41} + \frac{40321.96}{16106.17} \times 11.425 = \mathbf{173.32 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{58094.55}{401.41} - \frac{40321.96}{16106.17} \times 11.425 = \mathbf{116.12 \text{ KN/m}^2}$$

**ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42199.77}{401.41} + \frac{40321.96}{16106.17} \times 11.425 = \mathbf{133.73 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42199.77}{401.41} - \frac{40321.96}{16106.17} \times 11.425 = \mathbf{76.52 \text{ KN/m}^2}$$

- **Sens transversal:**

**ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{58094.55}{401.41} + \frac{42833.43}{8095.61} \times 8.10 = \mathbf{187.58 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{58094.55}{401.41} - \frac{42833.43}{8095.61} \times 8.10 = \mathbf{101.86 \text{ KN/m}^2}$$

**ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42199.77}{401.41} + \frac{42833.43}{8095.61} \times 8.10 = \mathbf{147.98 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42199.77}{401.41} - \frac{42833.43}{8095.61} \times 8.10 = \mathbf{62.27 \text{ KN/m}^2}$$

**3. Vérification de la condition de résistance :**

$$\text{ELU: } \sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

	ELU					ELS				
	$\sigma_1$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_m$ KN/m <sup>2</sup>	$1.33 \overline{\sigma_{sol}}$ KN/m <sup>2</sup>	OB S	$\sigma_1$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_m$ KN/m <sup>2</sup>	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m <sup>2</sup>	OB S
<b>Sens longitudinal</b>	173.32	116.12	159.02	332.5	CV	133.73	76.52	119.42	250	CV
<b>Sens transversal</b>	187.58	101.86	166.15	332.5	CV	147.98	62.27	126.55	250	CV

**Tableau VIII.4 : vérification condition de résistance****4. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

**Avec :**

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$  : Épaisseur totale du radier égale à 90cm.

$a'$  : Épaisseur du voile ou du poteau

$b'$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)



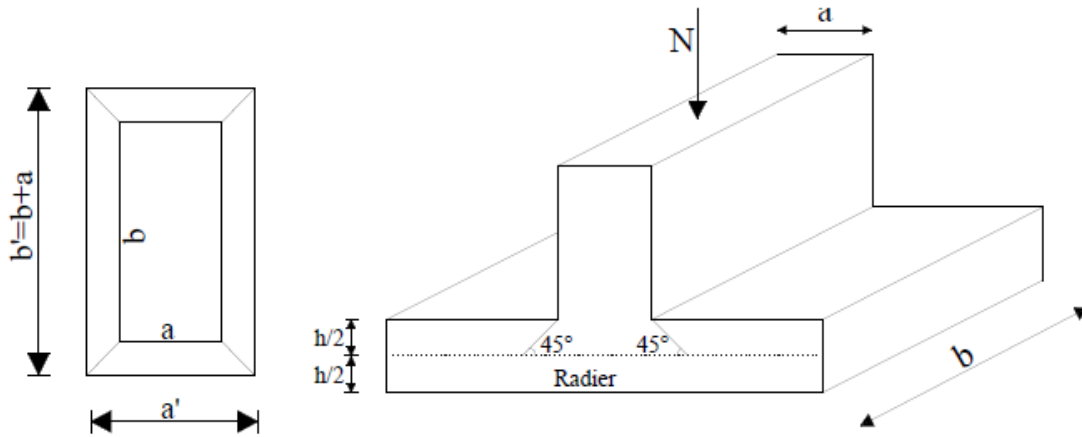


Figure VIII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a' + b' + 2 \times h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 0.6) = 4.2\text{m}$$

- **Vérification pour les poteaux:**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 1460.84 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.6 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1890 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les Voiles:**

On considère une bande de 1ml du voile :

$e=0.25\text{m}$ ;  $b=1\text{m}$ ;  $N_u=2627.72\text{KN}$ .

$\mu_c = 2 \times (a+b+2h) = 2 \times (0.25+1+2 \times 0.6) = 4.9 \text{ m}$ .

$$N_u = 2627.72 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.9 \times 0.6 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage du radier :****1. Ferraillage de la dalle :**

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99). Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

❖ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas:**

Si  $\alpha < 0.4$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $0.4 < \alpha \leq 1$  : Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

### ❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

## 2. Identification du panneau le plus sollicité:

On distingue 30 panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. On y choisit le panneau le plus défavorable.

### ➤ Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{3.9} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0520 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaillera dans les 2 sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, on a besoin de  $q_u$  et  $q_s$  :

$$\begin{cases} \text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(166.15 - \frac{7296.335}{401.41}\right) \times 1 = 147.97 \text{ KN/m}^2 \\ \text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(126.55 - \frac{7296.335}{401.41}\right) \times 1 = 108.37 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

### ❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{3.9} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0520 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaillera dans les 2 sens.}$$

$$\text{On a donc : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0520 \times 147.97 \times 3.3^2 = \mathbf{83.79 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.667 \times 83.79 = \mathbf{55.88 \text{ KN.m}}$$

### Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel  
Alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{0x}$  ou  $0,3M_{0y}$

- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$ 
  - ✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :
    - 0.75 : pour les moments en travée.
    - 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
    - 0.3 : pour les moments sur appuis de rive.
- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 83.79 = 41.895 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 55.88 = 27.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 83.79 = 25.137 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 55.88 = 16.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 83.79 = 62.84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 55.88 = 41.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens XX :

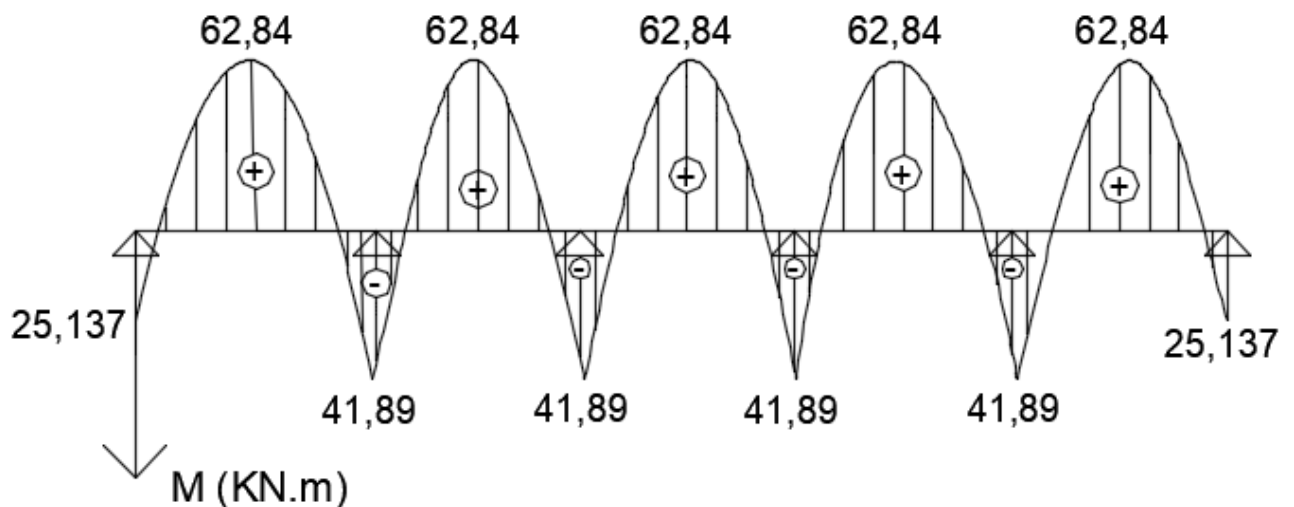


Figure VIII.6 : Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens XX (KN)

## ❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens YY :

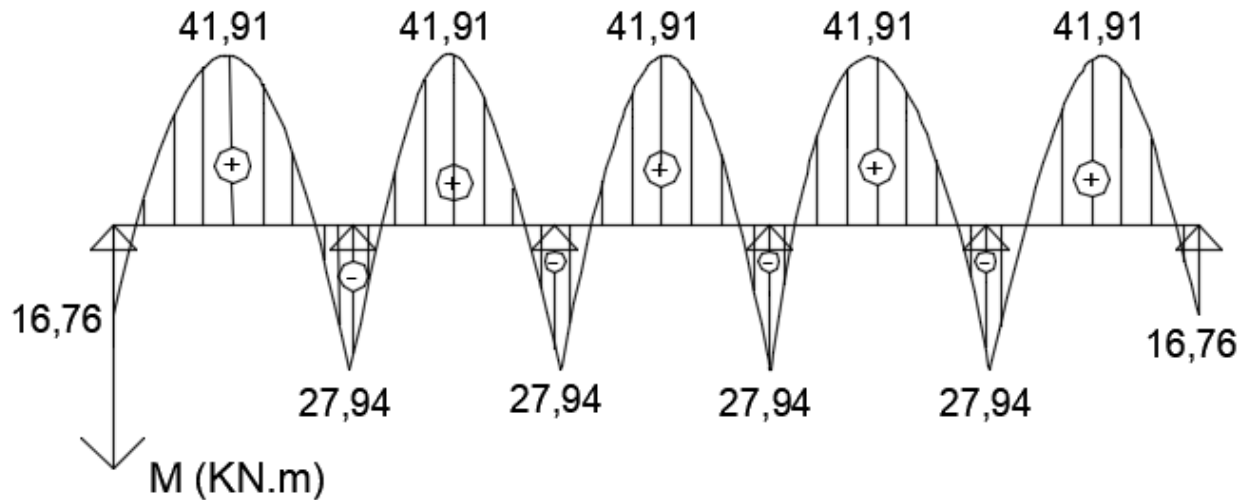


Figure VIII.7 : Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens YY (KN)

3. Ferraillage longitudinal suivant x-x :Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.895 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.895 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4.54 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14=6.15 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cmEn travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62.84 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.060 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62.84 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 6.90 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16=8.04 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm4. Ferraillage transversal suivant y-y :Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.94 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27.94 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12=4.52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25cm**

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.91 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.91 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 4.55 \text{ m}^2$$

Soit : **4HA14=6.15cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25cm**

**Tableau VIII.5 : ferrailage de radier**

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement
Selon (xx)	En travée	62.84	SSA	4.54	4HA14	6.15	25
	En appui	41.895	SSA	6.90	4HA16	8.04	
Selon (yy)	En travée	41.91	SSA	2.97	4HA12	4.52	25
	En appui	27.94	SSA	4.55	4HA14	6.15	

### ❖ Vérification à l'E.L.U :

#### 1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{ cm}^2$$

		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens x-x	ELU	6.15	3.26	Condition vérifiée
		8.04		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	4.52	3.26	Condition vérifiée
		6.15		Condition vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification de la condition de non fragilité

**2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**➤ Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 30 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Calcul et vérification à l'ELS :****1. Calcul à l'ELS :****Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$** 

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{3.9} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

On aura donc : 
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0589 \times 108.37 \times 3.3^2 = \mathbf{69.51 \text{ kN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.764 \times 69.51 = \mathbf{53.10 \text{ kN.m}}$$

**Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{ax} = 69.51 \times 0.5 = 34.755 \text{ kN.m}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{tx} = 69.51 \times 0.85 = 59.08 \text{ kN.m}$

**Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{ay} = 53.10 \times 0.5 = 26.55 \text{ kN.m}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{ty} = 53.10 \times 0.85 = 45.135 \text{ kN.m}$

❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens XX :

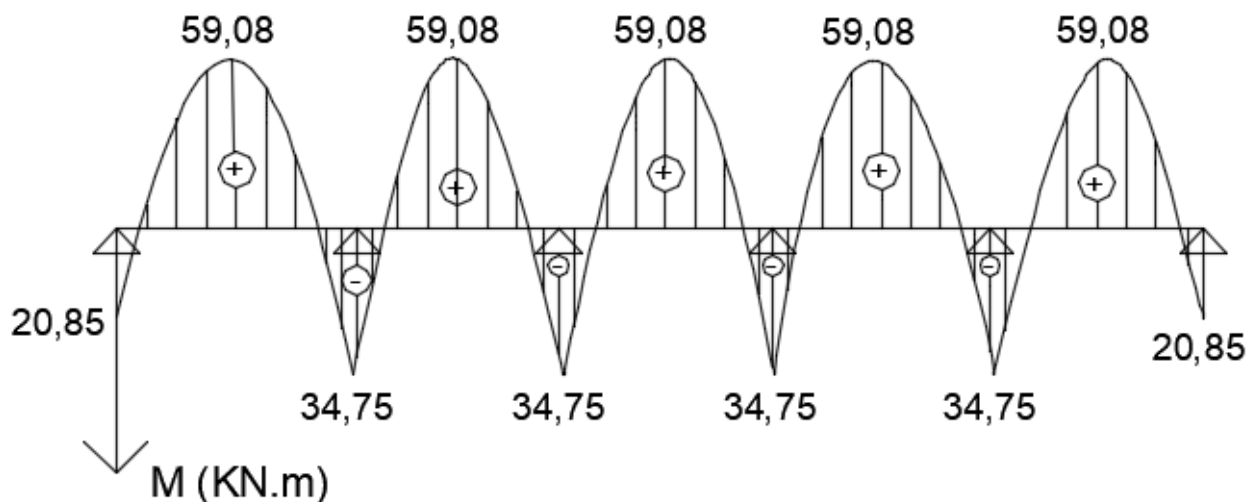


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens XX (KN)

❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens YY :

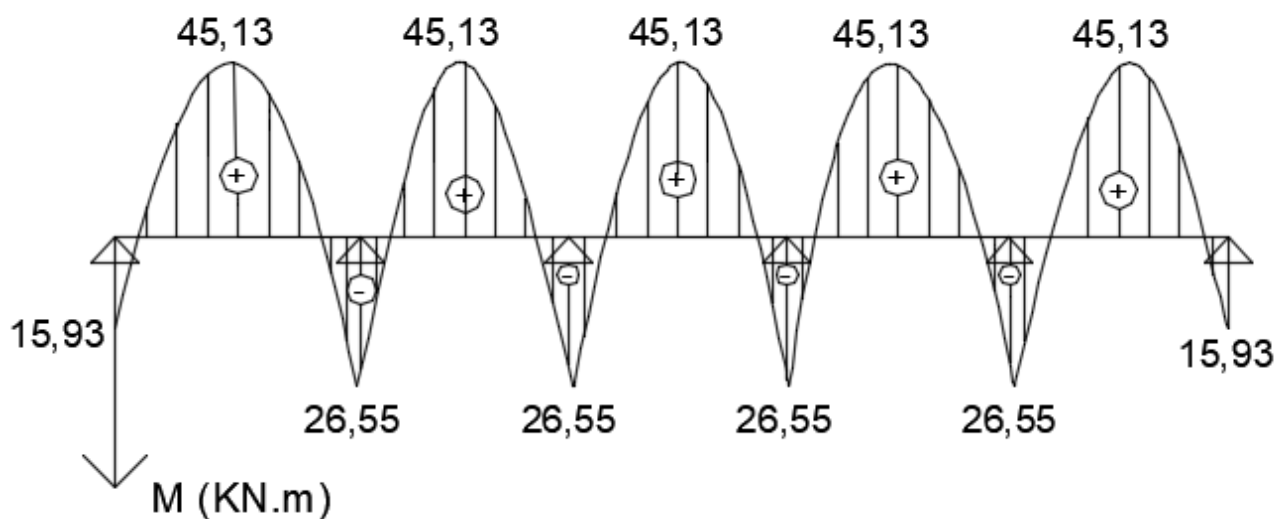


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens YY (KN)

## 2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b=100\text{cm}$      $d=32\text{cm}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \text{ en (MPa)}$

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	34.755	6.15	0.225	50.79	0.92 4	226.52	348	4.45	15	Vérifié
	Travée	59.08	8.04	0.299	43.14	0.91 4	297.76	348	6.90	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	26.55	4.52	0.169	59.63	0.93 3	233.17	348	3.91	15	Vérifié
	Travée	45.135	6.15	0.225	50.79	0.92 4	294.16	348	5.79	15	Vérifié

Tableau VIII.6 : vérification des contraintes dans le béton

### ❖ Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

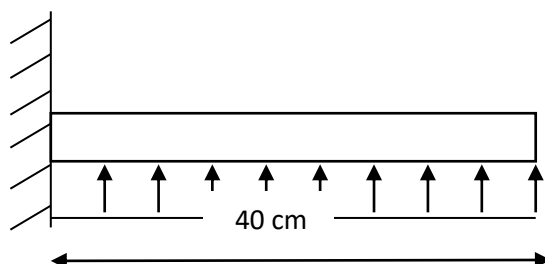


Figure VIII.10 : Schéma statique du débord



**1. Sollicitations de calcul :****• A l'ELU :**

$$q_u = 147.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-147.97 \times (0.40)^2}{2} = -11.83 \text{ KN.m}$$

**• A l'ELS :**

$$q_s = 108.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-108.37 \times 0.40^2}{2} = -8.66 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures :****• Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.66 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.66 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 0.925 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.925 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**❖ Vérification à l'ELU:****• Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm

**• Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm

**❖ Vérification à l'ELS****• Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.169$$

$$\rho_1 = 0.169 \rightarrow \beta = 0.9333 ; K = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.66 \times 10^6}{0.933 \times 270 \times 4.52 \times 10^2} = 76.056 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{76.056}{59.63} = 1.27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition verifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 76.056 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

**VIII12. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x}{4}\right)$

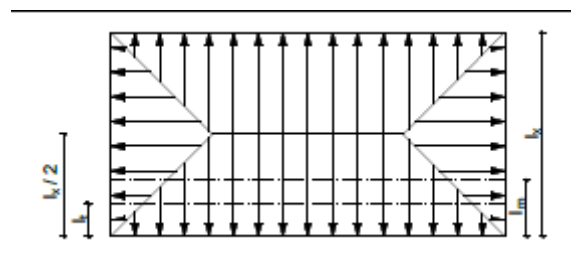


Figure VI.7 :

Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié :**

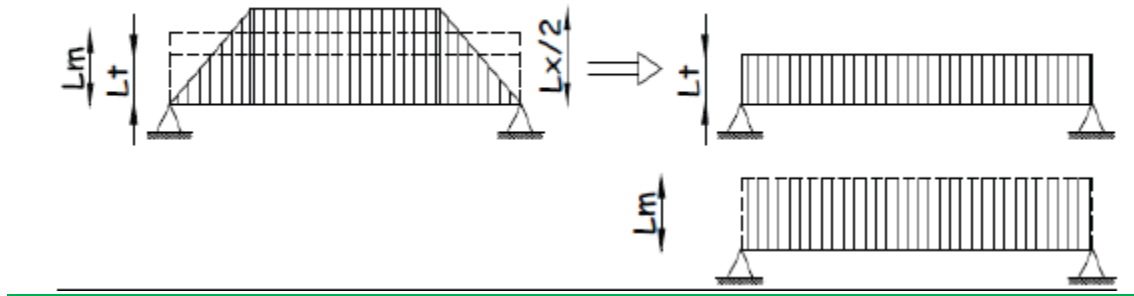


Figure VIII.11: Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

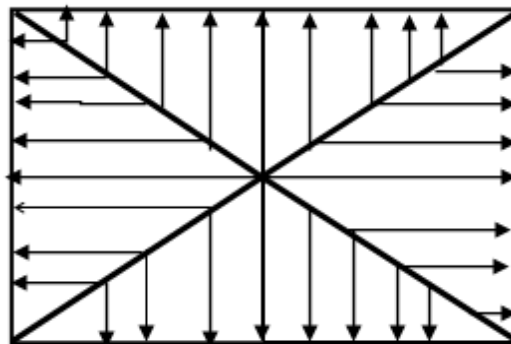


Figure VIII.12: Répartition triangulaire

**Moment fléchissant :**  $L_m = 0.333 \times l_x$

**Effort tranchant :**  $L_t = 0.25 \times l_x$

### 3. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

### 4. Détermination des charges :

**AL'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}v} \right) = \left( 166.15 - \frac{7296.335}{401.41} - \frac{1285.75}{128.57} \right) = \mathbf{137.97 \text{ KN/m}^2}$$

**AL'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}v} \right) = \left( 126.55 - \frac{7296.335}{401.41} - \frac{1285.75}{128.57} \right) = \mathbf{98.37 \text{ KN/m}^2}$$

**Remarque :** Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens transversal :

travée	panneau	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	chargement	$L_m$ [m]	$L_t$ [m]	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum q_u$ [KN/m]	$Q_s$ [KN/m]	$\sum q_s$ [KN/m]
A-B	1	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,77	303,38	108,21	216,31
	2	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,62		108,10	
B-C	1	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,62	303,23	108,10	216,20
	2	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,62		108,10	
C-D	1	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,62	303,23	108,10	216,20
	2	3,2	3,3	0,97	Trapésoidale	1,10	0,83	137,97	98,37	151,62		108,10	
D-E	1	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36	358,72	127,88	255,76
	2	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36		127,88	
E-F	1	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36	358,72	127,88	255,76
	2	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36		127,88	
F-G	1	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36	358,72	127,88	255,76
	2	3,9	3,3	0,85	Triangulaire	1,30	0,98	137,97	98,37	179,36		127,88	

Tableau VIII.7 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

- Sens Longitudinal :

travée	panneau	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	chargement	$L_m$ [m]	$L_t$ [m]	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]
<b>AB</b>	1	3	3,2	0,94	trapésoidale	1,06	0,80	137,97	98,37	146,25	311,81
	2	3	3,9	0,77	trapésoidale	1,20	0,92	137,97	98,37	165,56	
<b>BC</b>	1	3,3	3,2	0,97	triangulaire	1,10	0,82	137,97	98,37	151,77	324,23
	2	3,3	3,9	0,85	trapésoidale	1,25	0,95	137,97	98,37	172,46	
<b>CD</b>	1	3,3	3,2	0,97	triangulaire	1,10	0,82	137,97	98,37	151,77	324,23
	2	3,3	3,9	0,85	trapésoidale	1,25	0,95	137,97	98,37	172,46	
<b>DE</b>	1	3,3	3,2	0,97	triangulaire	1,10	0,82	137,97	98,37	151,77	324,23
	2	3,3	3,9	0,85	trapésoidale	1,25	0,95	137,97	98,37	<b>172,46</b>	
<b>EF</b>	1	3	3,2	0,94	trapésoidale	1,06	0,80	137,97	98,37	146,25	<b>311,81</b>
	2	3	3,9	0,77	trapésoidale	1,20	0,92	137,97	98,37	165,56	

Tableau VIII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

- Sens transversal :



Figure VIII.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

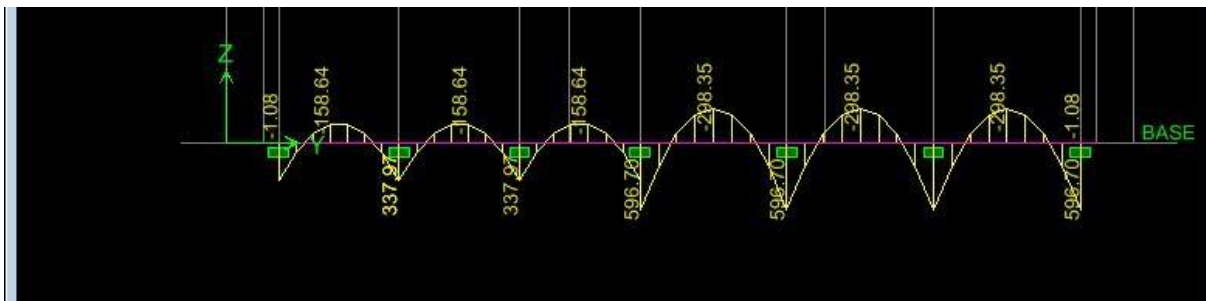


Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

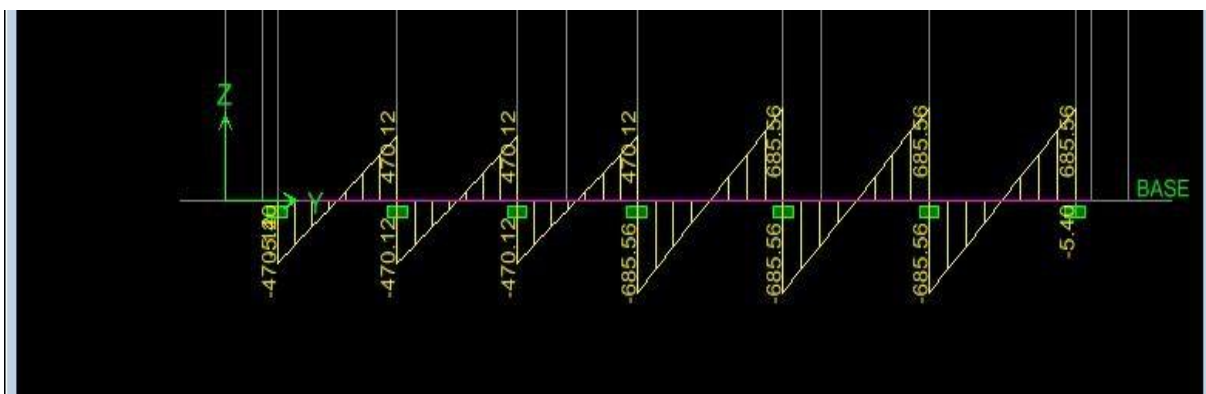


Figure VIII.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



Figure VIII.16: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

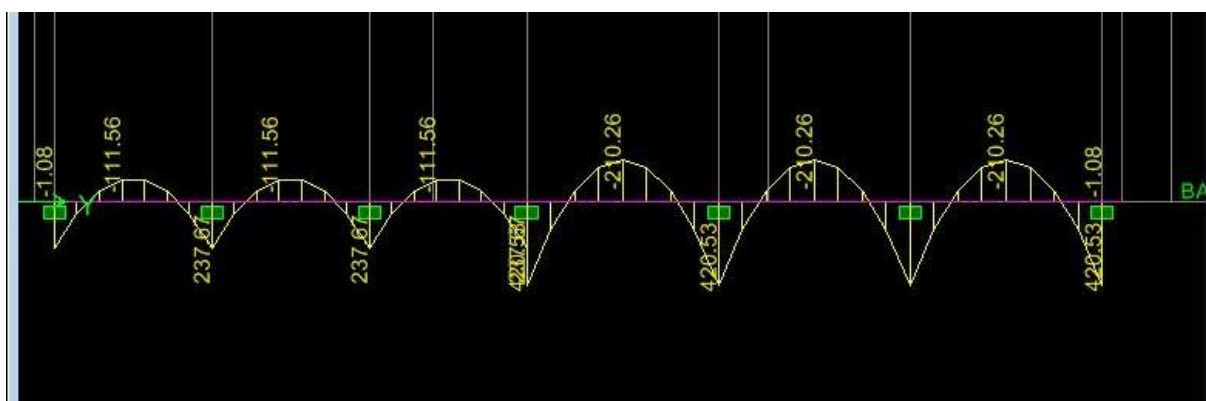


Figure VIII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

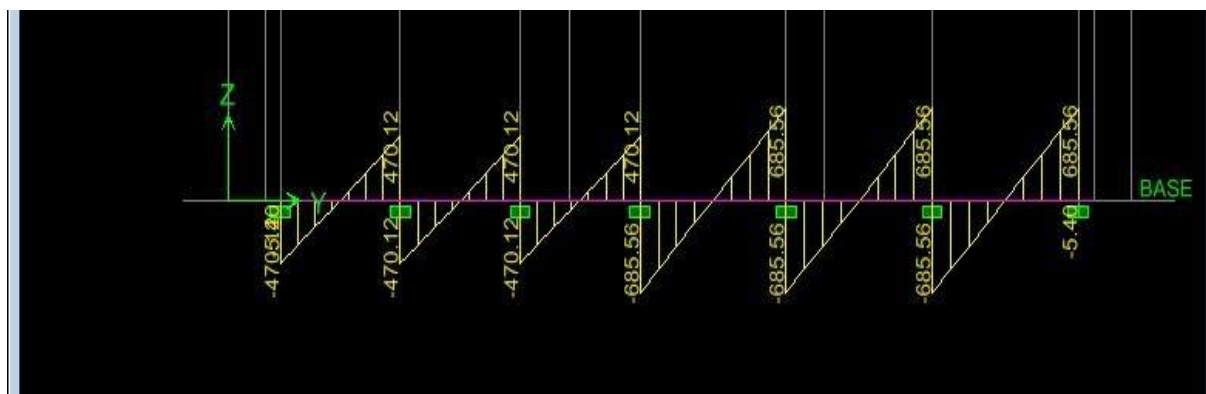


Figure VIII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



- Sens longitudinal :

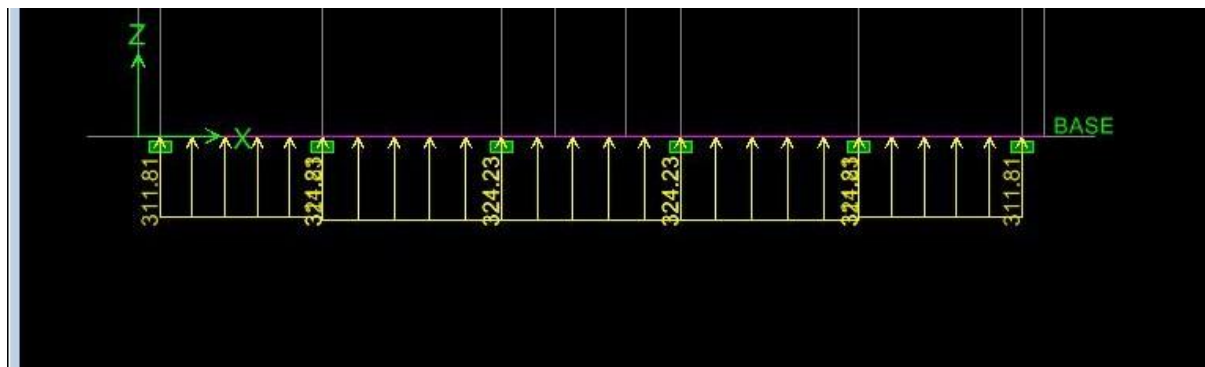


Figure VIII.19 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

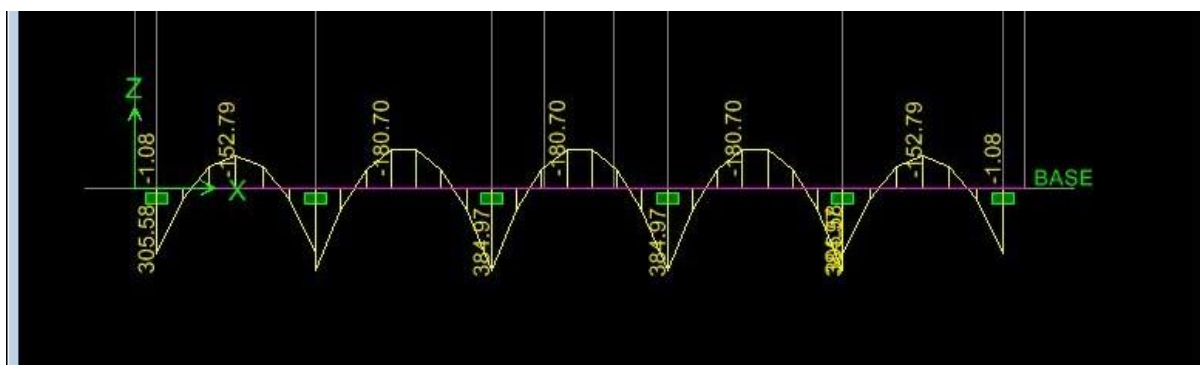


Figure VIII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



Figure VIII.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

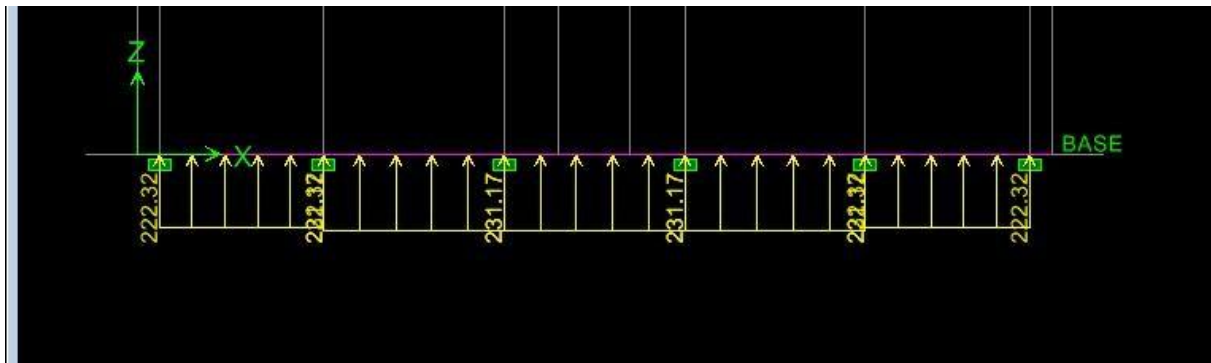


Figure VIII.22: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

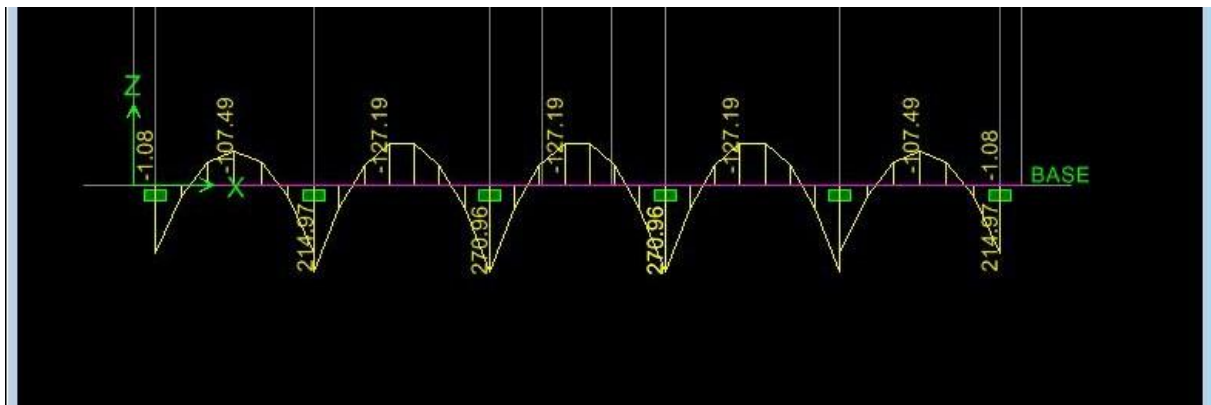


Figure VIII.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

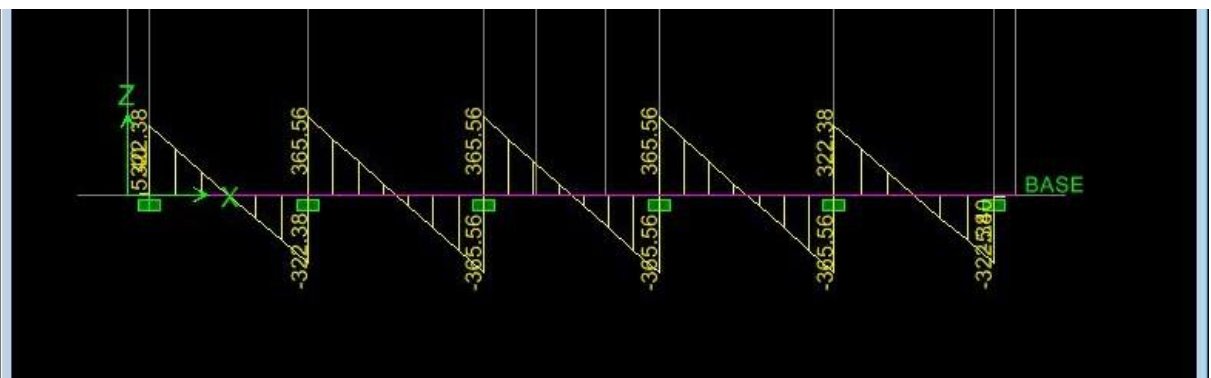


Figure VIII.24 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

### 5. Ferraillage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max} \text{ (KN. m)}$	384.97	270.96	596.70	420.53
$M_t^{\max} \text{ (KN. m)}$	-180.70	-127.19	-298.35	-210.26
$T_{\max} \text{ (KN)}$	521.70	365.56	685.56	365.56

**Tableau VIII.9 : Efforts internes dans les nervures.**

- Armatures longitudinales :

$b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 80 \text{ cm}$ ,  $d = 72 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

sens	Zone	$M_u$ (KN. m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
X-X	appuis	384.97	0.130	0.930	SSA	16.52	<b>4HA16+ (4HA14+4HA14)=20.36</b>
	Travée	180.70	0.060	0.969	SSA	7.44	<b>4HA16=8.04</b>
Y-Y	appuis	596.70	0.202	0.886	SSA	26.87	<b>4HA16+ (4HA20+4HA16)=28.64</b>
	Travée	298.35	0.100	0.947	SSA	12.57	<b>4HA16+ (4HA14)=14.20</b>

**Tableau VIII.10: Le ferraillage adopté pour la nervure.**

- Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.6 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

-Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{20, 24\} = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$$

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

• Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

• Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

VI.13. Vérification à l'ELU:

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 modifiées 99) :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 modifiées 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 72 \times 2.1}{348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 20.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

$A_a = 28.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

En travées :

$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

$A_t = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.49 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{537.32 \times 10^3}{400 \times 720} = 1.86 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{450.47 \times 10^3}{400 \times 720} = 1,56 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.14. Vérifications à l'ELS :

##### 1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \\ \bullet \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

##### 2. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	161.56	20.36	0.704	25.98	0.878	125.52	348	4.83	15	vérifié
	Travée	75.83	8.04	0.275	45.24	0.917	142.85	348	3.16	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	200.03	28.64	0.994	20.97	0.861	112.66	348	5.37	15	Vérifié
	Travée	100.02	14.20	0.494	32.17	0.894	109.42	348	3.40	15	vérifié

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

***Chapitre XI***  
***Etude du mur plaque.***

## 1. Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans ce travail un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres ainsi que la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les rôles suivants :

- réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

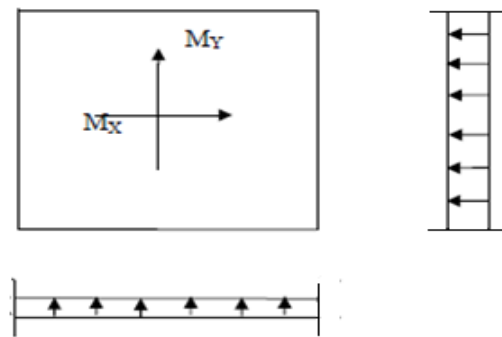
## 2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Un joint de 1 cm d'épaisseur contenant une feuille de polyane est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

### ❖ Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.  $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$



$K_a$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

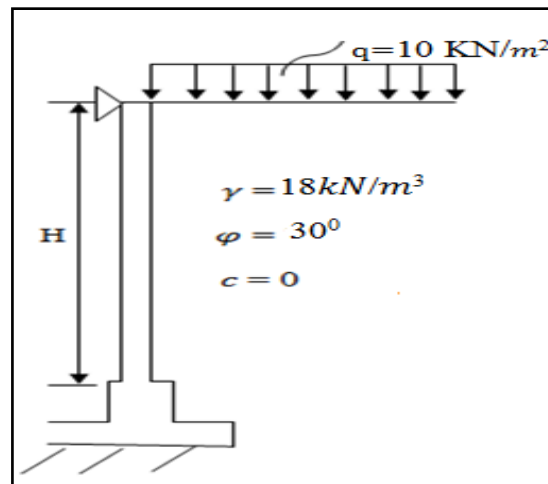


Figure IX. 1: Coupe verticale du mur plaque

### 3. 1 Détermination des sollicitations :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ Kn/m}^2$

Angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent)

Surcharge éventuelle  $q = 10 \text{ Kn/m}^2$

Contrainte du sol  $\sigma_{sol} = 5 \text{ bars}$

### 3. 2 Contrainte s'exerçant sur la face du mur:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes:

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

Avec :  $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

$\sigma_v = q + \gamma h$  Avec  $0 < h < H$

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin \varphi)}{\cos \varphi}$$

$\theta$  : Angle de frottement interne

$$K_0 = \frac{(1 - \sin 30)}{\cos 30} = 0.57$$

• A l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(1,5 \times 10) = 8,55 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(1,35 \times 18 \times 4.08 + 1,5 \times 10) = 65.06 \text{ kn/m}^2$$

• A l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(10) = 5,70 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(18 \times 4.08 + 10) = 47.56 \text{ kn/m}^2$$



## a. diagrammes des contraintes :

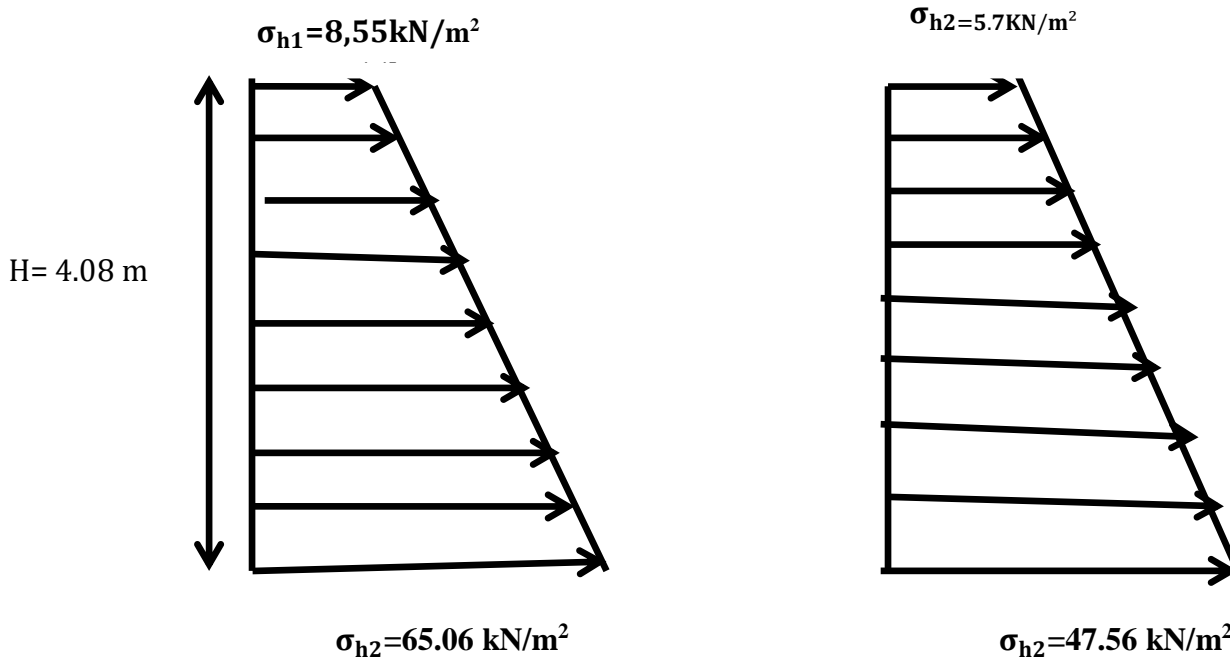


Figure IX.2. diagrammes des contraintes

## b. Détermination des moments :

Charge moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

## c. Identification des panneaux :

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$L_y = 4.08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.08} = 0.73 > 0.4$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens

$$\mu_x = 0.0646$$

$$\mu_y = 0.479$$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0,85**

Moment d'encastrement sur les côtés : **0,5 (appuis intermédiaire).**

**0,3 (appuis de rive).**

**d. charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

• **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 65.06 + 8.55}{4} = 50.93 \text{ kn/ml}$$

• **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 47.56 + 5.70}{4} = 37.09 \text{ kn/ml}$$

❖ **Calcul des moments :****ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0646 \times 50.93 \times 3^2 = 29.61 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.479 \times 29.61 = 14.18 \text{ kn.m}$$

**ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0708 \times 37.09 \times 3^2 = 23.63 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.620 \times 23.63 = 14.65 \text{ kn.m}$$

❖ **Correction des moments :****ELU :****Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 29.61 = 14.80 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 29.61 = 25.17 \text{ kn.m}$$

**Sens yy :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{50.93 \times (4.08)^2}{8}$$

$$M_0 = 105.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 105.97 = 31.79 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 105.97 = 79.47 \text{ kn.m}$$

**ELS :****Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 23.63 = 11.81 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 23.63 = 20.08 \text{ kn.m}$$

**Sens yy :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{37.09 \times (4.08)^2}{8}$$

$$M_0 = 77.17 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :  $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 77.17 = 23.15 \text{ kn.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 77.17 = 57.88 \text{ kn.m}$

❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens XX :

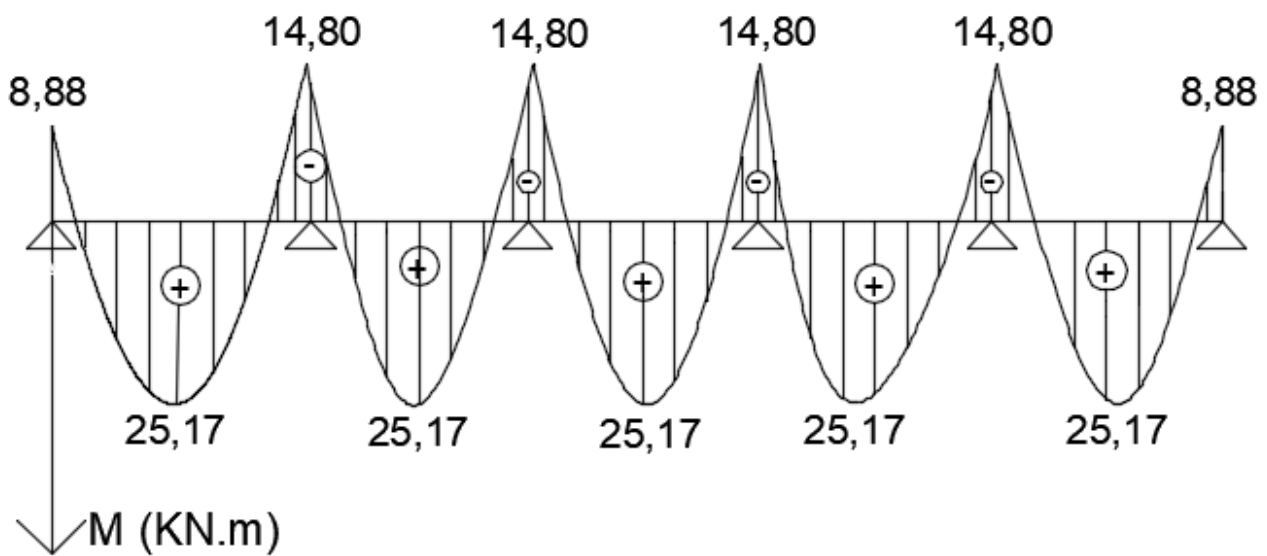


Figure IX.3 : Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens XX (KN)

❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens YY :

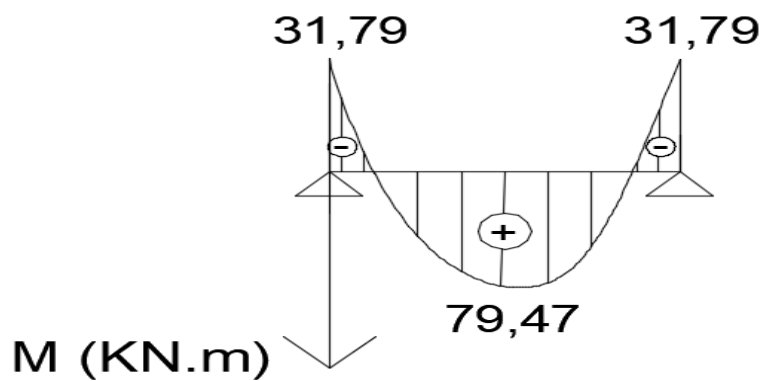


Figure IX.4 : Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens YY (KN)

## ❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens XX :

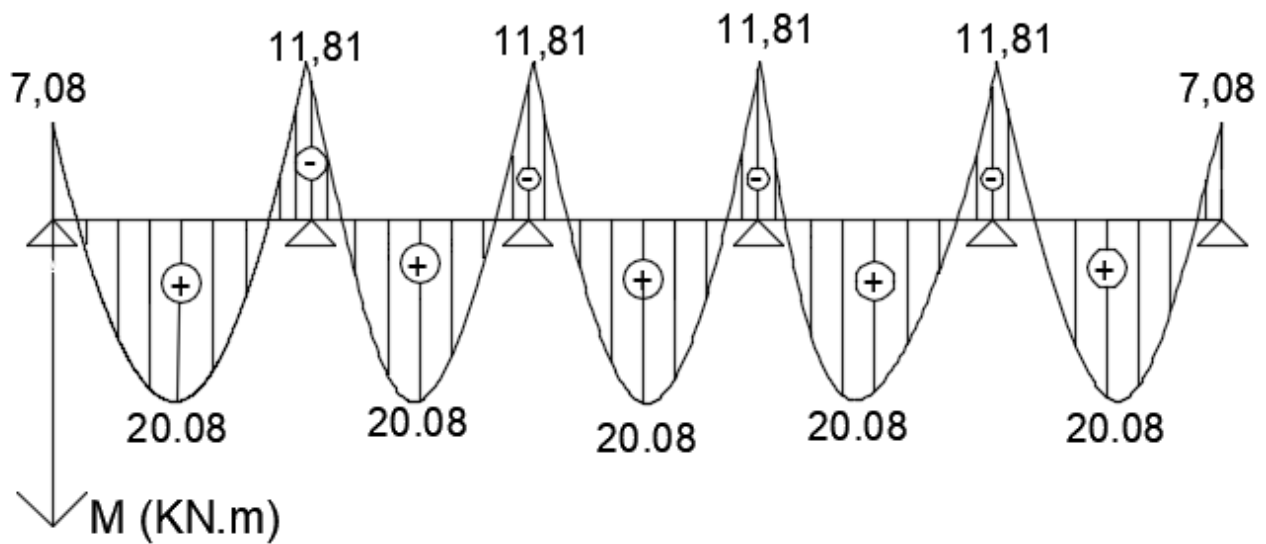


Figure IX.5 : Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens XX (KN)

## ❖ Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens YY :

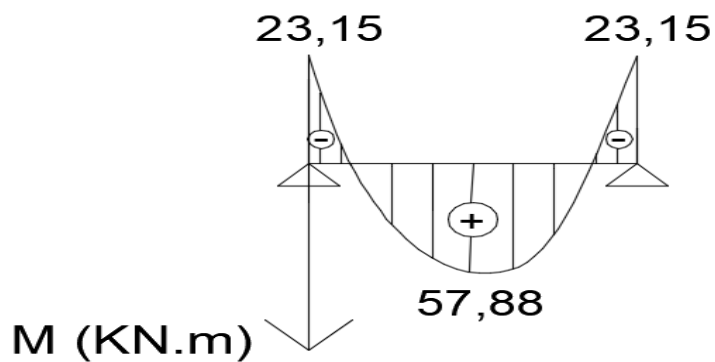


Figure IX.6: Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens YY (KN)

## • Ferrailage du mur plaque :

Calcul des sections d'armatures.

## 1. les armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur  $b$  de Un mètre linéaire ( $b=1$  m) et d'épaisseur de 20 cm ( $e_p=20$ cm).

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

sens	Zone	$M_{\mu}$ [n.m]	$\mu$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage
XX	Appui	14.80	0,032	0,392	SSA	0,984	2.40	2,17	5,65	5HA12
	Travée	25.17	0,054	0,392	SSA	0,972	4.13	2,17	5,65	5HA12
YY	Appui	31.79	0,0154	0,392	SSA	0,9928	1,14	2,17	5,65	5HA12
	Travée	57.88	0,026	0,392	SSA	0,987	1.95	2,17	5,65	5HA12

Tableau XI.1 : Ferraillage du voile périphérique

## 2. Les armatures transversales :

### • Travée :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA12} = 3,93 \text{ cm}^2$$

### • appuis :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA12} = 3,93 \text{ cm}^2$$

## 5. Vérification à l'ELU :

1. **Espacement des armatures :** L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales  $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée

Dans le sens yy  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée

## 2. Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL 91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> > 2,17 cm<sup>2</sup>  $\rightarrow$  condition vérifiée

Dans le sens yy = 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> > 2,17 cm<sup>2</sup>  $\rightarrow$  condition vérifiée

## 3. Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :  $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_u}$  et  $\tau_u = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Pour Ø12 :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$  on prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour Ø10 :  $L_s = 35,27 \text{ cm}$  on prend :  $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 l<sub>s</sub> » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour Ø12 :  $L_s = 16,93\text{cm}$  on prend :  $L_s = 18\text{ cm}$

Pour Ø10 :  $L_s = 14,10\text{cm}$  on prend :  $L_s = 16\text{ cm}$

## 6. Vérification à l'ELS :

### 1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99)

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

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

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

$f_{tj}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

$\eta$  : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier  $\eta = 1,6$  pour des HA > 6mm,  $\eta = 1$  pour des ronds lisses et  $\eta = 1,3$  pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2 \times 400}{3}; \max (0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min [266,66; \max (200; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa.}$$

### 2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99)

#### a. Sens xx :

##### ✓ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

##### Appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0.316$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.81 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 127.33 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ✓ Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{127.33}{41.82} = 3.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Travées :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0.316$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20.08 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 216.49 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{216.49}{41.82} = 5.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Sens yy :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

**Appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0.316$$

$$k_1 = 41,82$$

$$\beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,325 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 78.97 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{78.97}{41.82} = 1,88 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Travées :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,316$$

$$k_1 = 41,82$$

$$\beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,45 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 134,23 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{134,23}{41,82} = 3,21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3. Etat limite de déformation :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec :  $h$ : hauteur totale (20cm)

$l$ : Portée entre nus d'appuis

$M_t$ : Moment max en travée

$M_0$ : Moment isostatique max de la travée

$A_s$ : Section des armatures

$b$ : Largeur de la section

$d$ : Hauteur utile de la section droite

**Sens xx :**

$$M_t = 20,08 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 37,095 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{37,095 \times 3^2}{8} = 41,73 \text{ kn.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{20,08}{10 \times 41,73} = 0,048 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**Sens yy :**

$$M_t = 12,45 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 37,095 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{37,095 \times 3^2}{8} = 41,73 \text{ kn.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{12,45}{10 \times 41,73} = 0,029 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$



**4. Contrainte tangentielle : (Art A .5.1.1/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables  $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

$$T_x = q_s \times l_x = 37.095 \times 3 = 111.285 \text{ kn.}$$

$$T_y = q_s \times l_y = 37.095 \times 4.08 = 151.34 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{151.34 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,84 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A .5.1.313/BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

**Sens xx :**

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times 111.285 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 1,37 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens yy :**

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times 151.34 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 1,86 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Recommandations du RPA :** Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).  
 $A \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$ .
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m<sup>2</sup> de HA 8.

## *Conclusion*

# conclusion générale

Ce projet de fin d'étude ,a été pour nous la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissance acquises durant notre cursus universitaire, en l'occurrence dimensionner, calculer et vérifier les éléments de la structure ;tout en respectant les différents règlements a savoir **BAEL 99,RPA99/version2003** ainsi que les divers documents techniques.

Ce travail, qui est aussi le derniers relais entre la vie étudiante et la vie professionnel, nous a permis de travailler en équipe et de savoir ce que recevoir des instructions a répétition et de les appliquées.

Par ce travail, on a appris qu'est ce que la rigueur de travail, mais surtout de voir de plus près encore les responsabilités d'un ingénieur en Génie Civil dans le domaine du bâtiment, car la finalité c'est lui qui décide, et donc c'est lui le responsable.

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce modeste travaille sera une référence pour les promotions a venir.

# BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- ✓ **BAEL91 modifié 99** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99 /VERSION 2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR** : Document technique réglementaire.

➤ **Livre :**

- ✓ Calcul des structures en béton armé ..... (M. BELAZOUGUI).
- ✓ Pratique de BAEL 91 ..... Jean Perchat-Roux.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAEL.83 (Pierre CHARON).
- ✓ Résistance des matériaux (S.P.TIMOCHKO).
- ✓ Le béton armé aux états limites.

➤ **Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.**

- ✓ M<sup>elle</sup>: BENSALÉM .C et BRAHIMI.T, Etude d'un bâtiment (R+3+étage attique+entre sol+s-sol) à usage d'habitation et commercial avec un system de contreventement mixte ,dirigé par Semahi R, Année 2018/2019.
- ✓ M<sup>elle</sup>:Mahallem.L et Lazouzi.y,Etude d'un bâtiment (R+10+E-SOL)à usage multiple contreventé par voiles et portiques, Dirigé par M<sup>r</sup> ADJRAD.A ,Année 2019/2020.
- ✓ M<sup>elle</sup>: SADADOU.N et M<sup>r</sup> LOUANCHI.L , Etude d'une structure (R+8+2s-s)à usage d'habitation et commercial a ossature en portique et voiles ,Dérigé par M<sup>r</sup> MEGHLAT.E, Année 2014/2015
- ✓ M<sup>r</sup>: KHADIR . R et SI HADJ.S , Etude d'un bâtiment en (R+9+S-sol) à usage d'habitation et commercial a contreventement mixte, Dérigé par M<sup>r</sup> LOUZAI, Année 2015/2016 .
- ✓ M<sup>elle</sup>: HAMMOUNI. S et KACEF.K , Etude d'un bâtiment avec charpente en bois a usage d'habitation , Dérigé par M<sup>me</sup> BAIDI, Année 2015/2016.

➤ **Cours :**

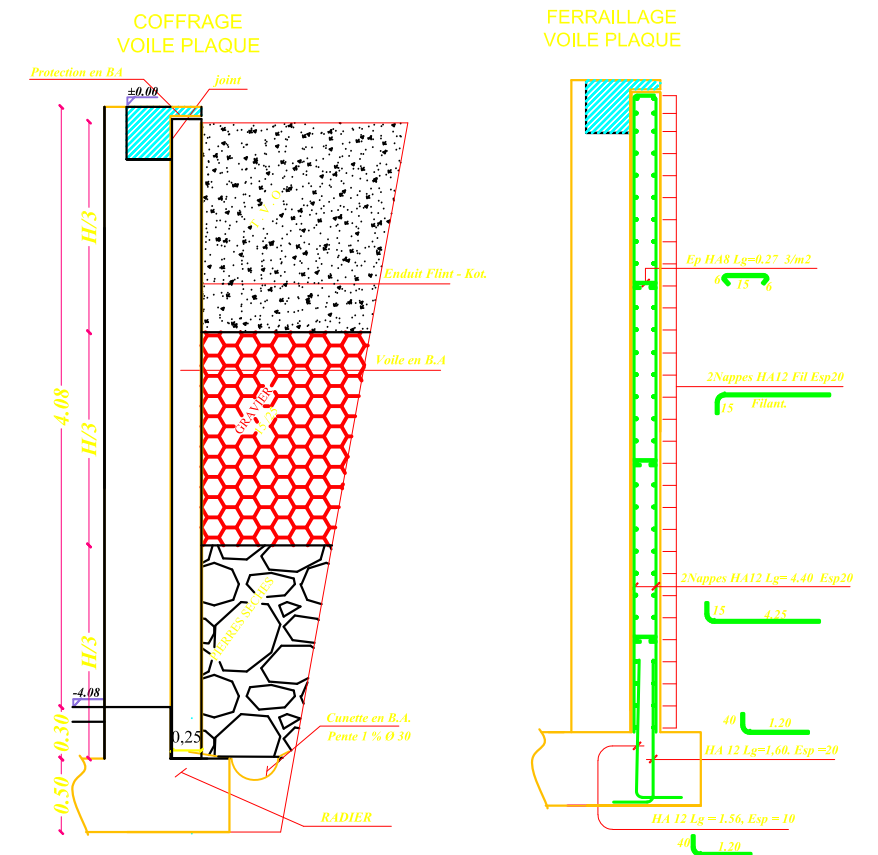
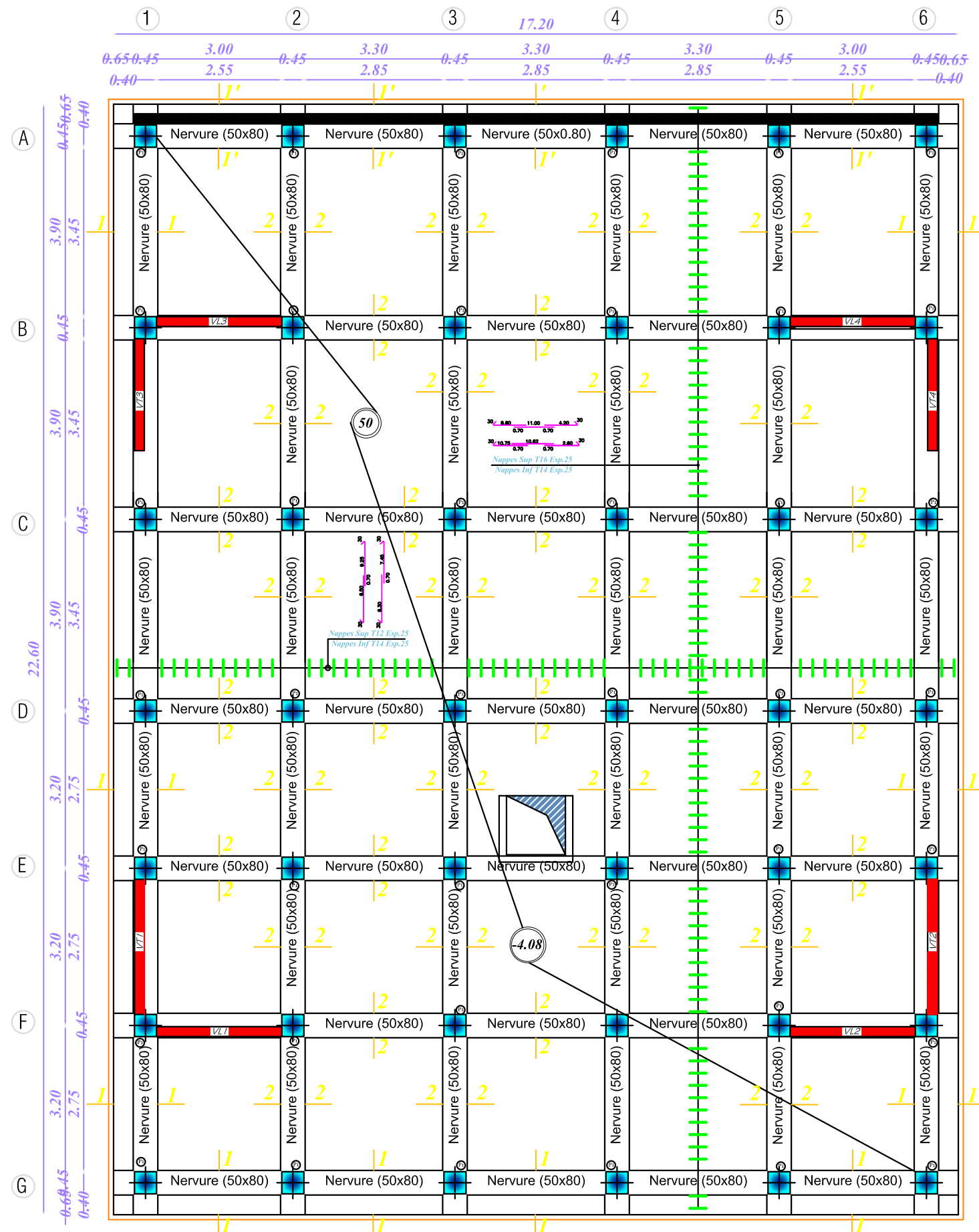
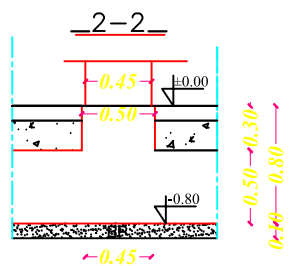
- ✓ Béton armé ..... Master 1 cours madame KHELOUI
- ✓ Mécanique des sols. .... Master 2 cours madame LEAOUI
- ✓ Dynamique des structures..... Master 2 cours monsieur LOUZAI
- ✓ Cours de bâtiment..... Master 2 cours monsieur GUILÉM
- ✓ Résistance des matériaux .....Licence 3 cours madame SEMAHI

➤ **Logiciel :**

- ✓ Etab.
- ✓ Autocad 2016.
- ✓ Socotec.
- ✓ Excel 2013.
- ✓ Word 2013.

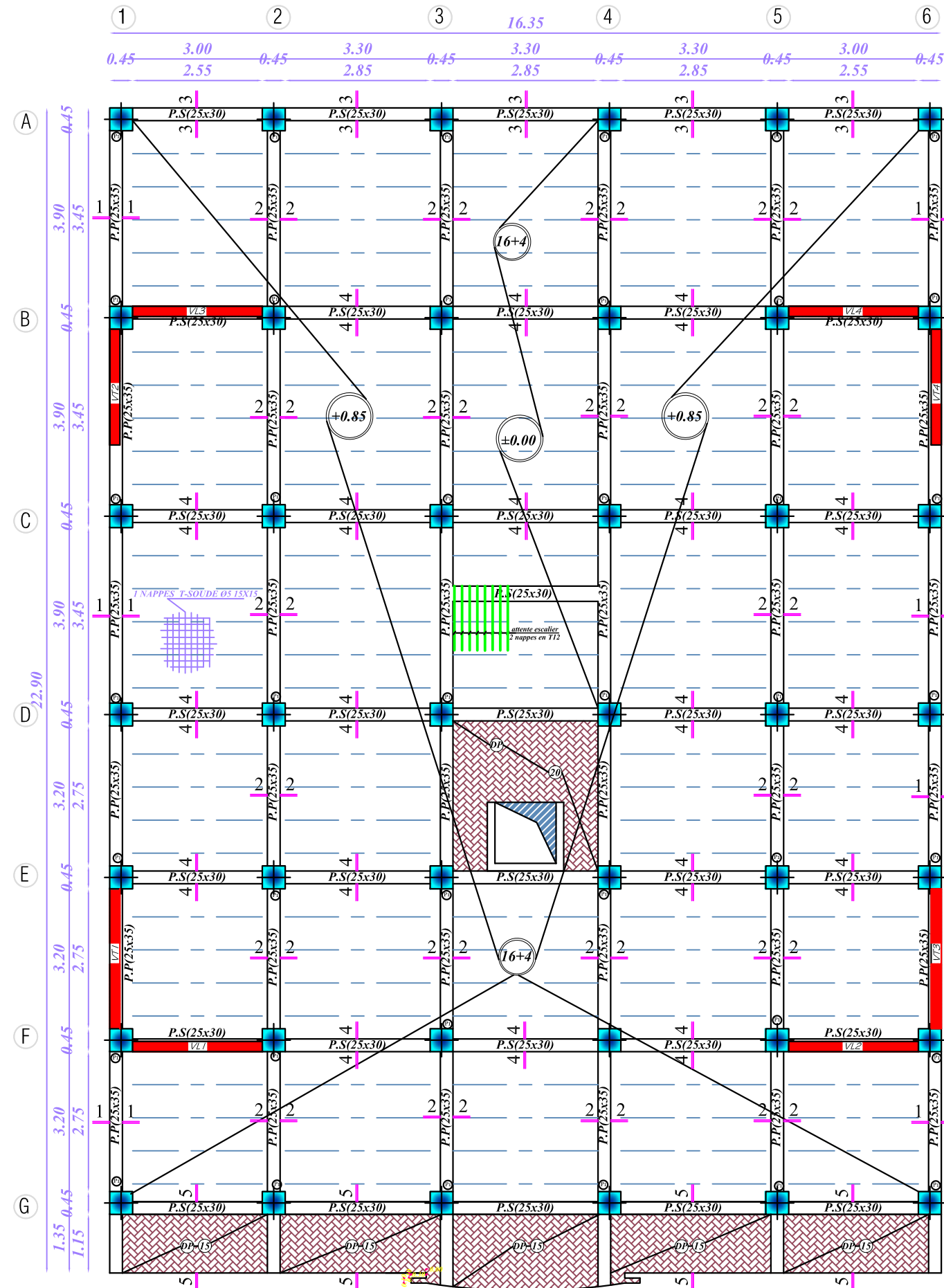
# *Annexes*

***Niv - 4.08 Ech 1/50***



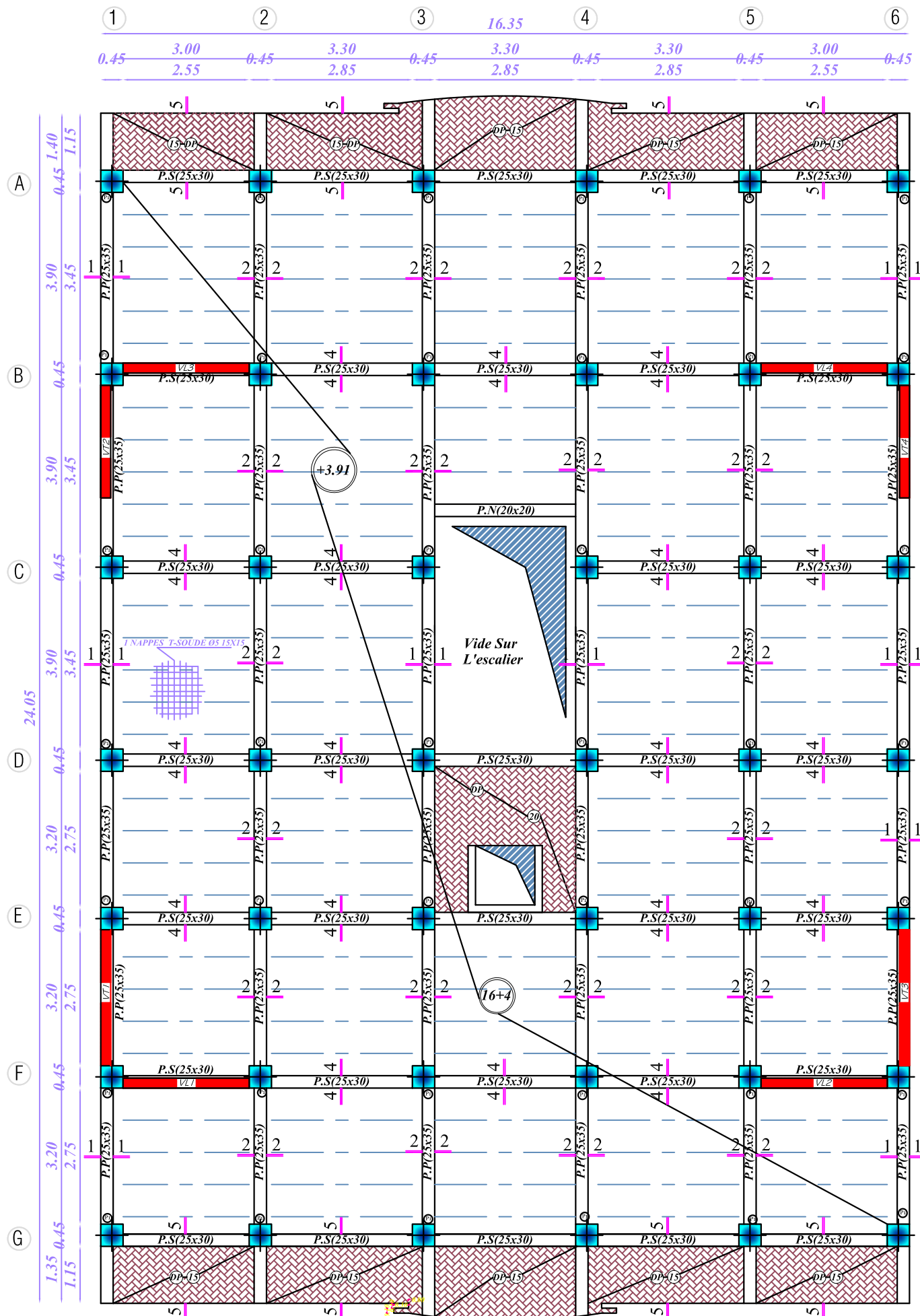
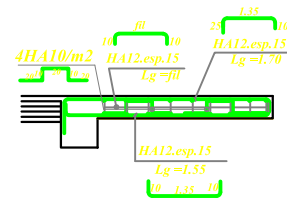
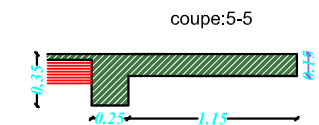
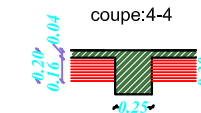
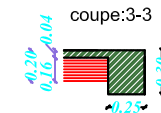
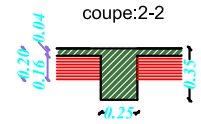
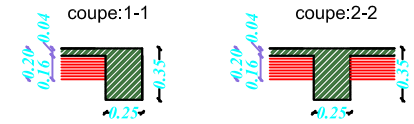
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle : BENDOU Sara Melle : BOUBCHIR Rachida	Plan Coffrage Radier Niv - 4.08		PLAN N° : 07
Mr : ADJRAD.A	Coffrage & Ferrailage Voile Plaque		Promotion :2020-2021

***Niv  $\pm 0.00$  &  $+0.85$  Ech 1/50***



 **POT 45x45**

Promotion :2020-2021

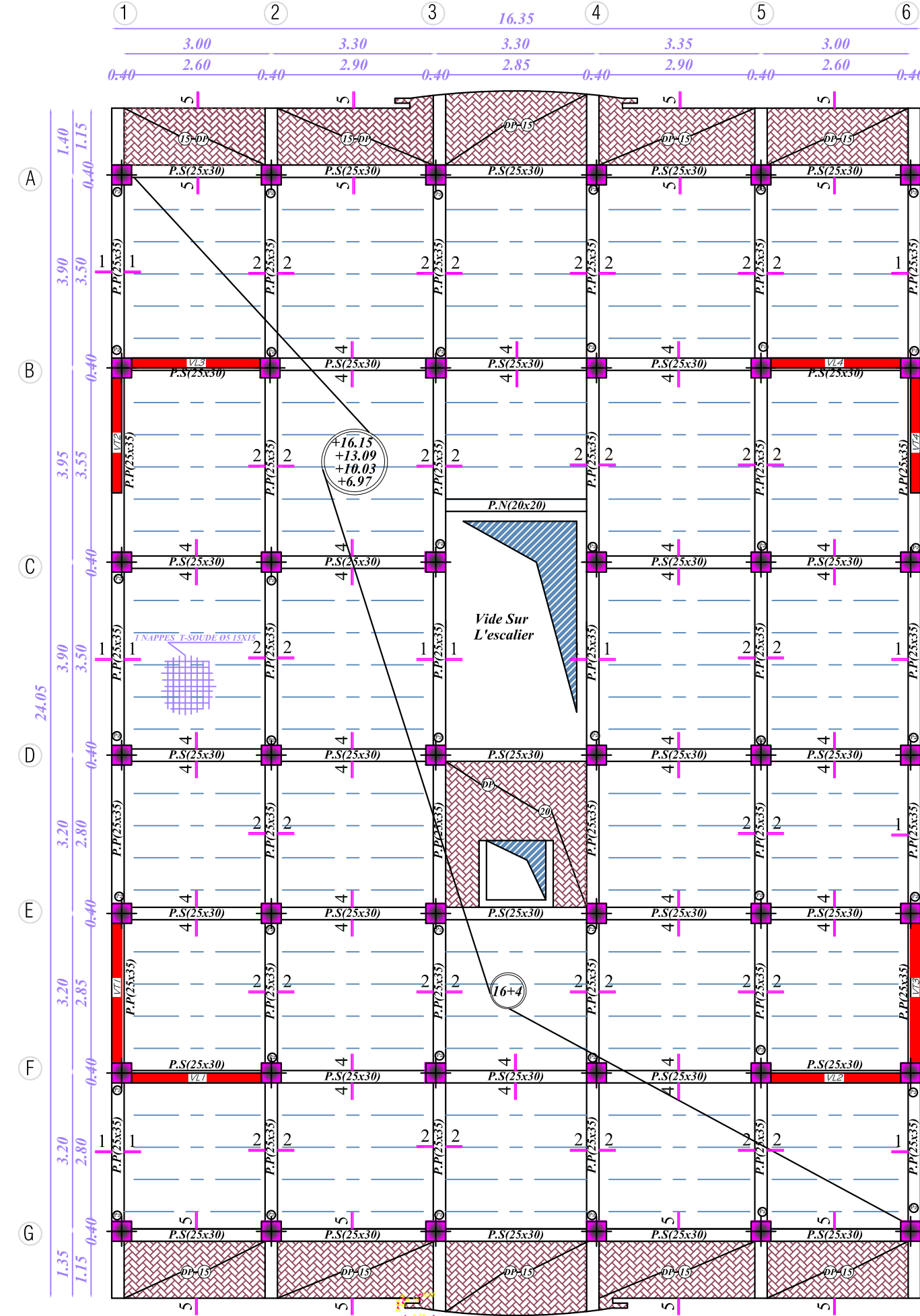
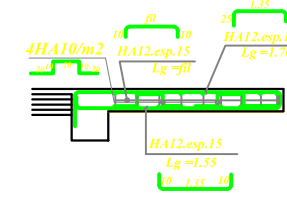
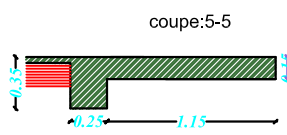
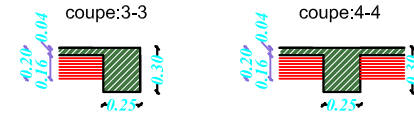
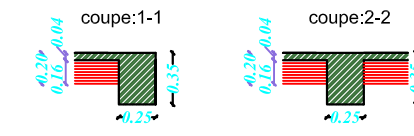


# PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv +3.91 Ech 1/50

(P1) POT 45x45

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Plan Coffrage Plancher Niv +3.91		PLAN N° : 09
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021

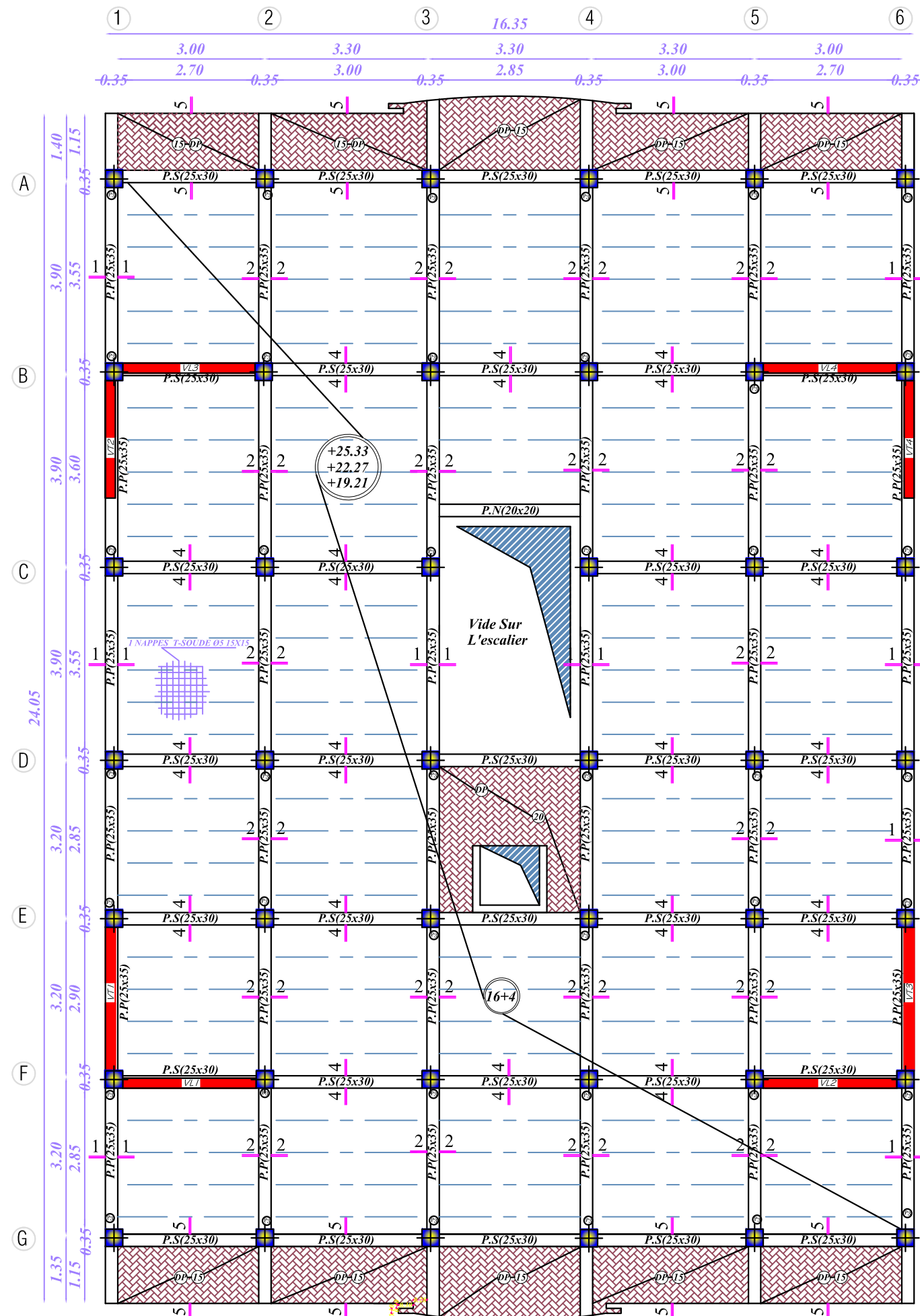




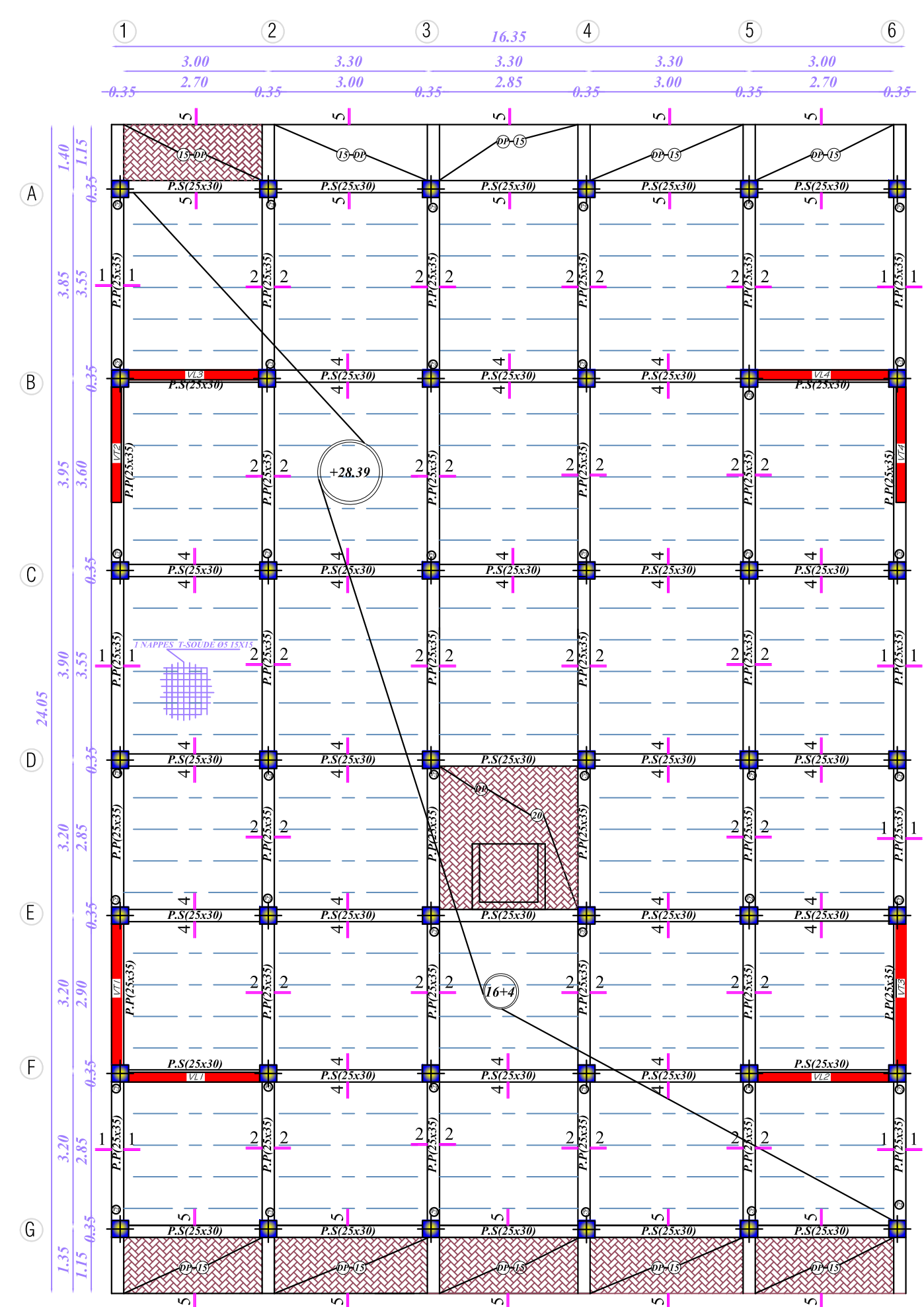
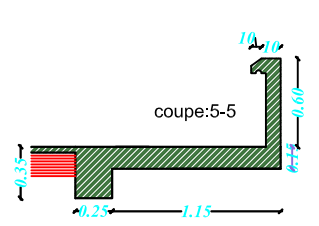
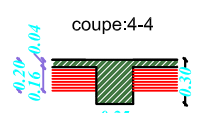
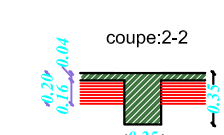
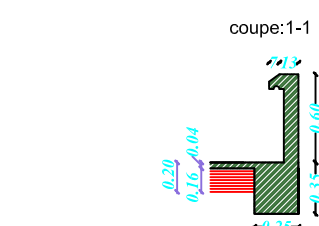
**PLAN COFFRAGE PLANCHER**  
Niv +6.97, +10.03, +13.09 & +16.15 Ech 1/50



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Plan Coffrage Plancher Niv +6.97, +10.03 +13.09 & +16.15		PLAN N° : 10
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021




 P3 POT 35x35

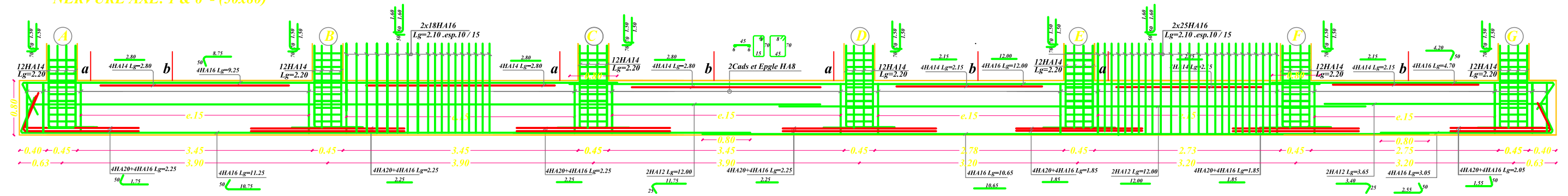


# PLAN COFFRAGE PLANCHER Niv +28.39 Ech 1/50

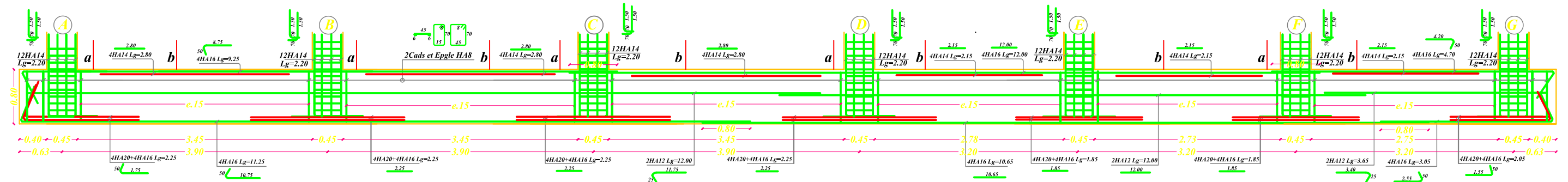
⊗ POT 35x35

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Plan Coffrage Plancher Niv +28.39		PLAN N° : 12
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021

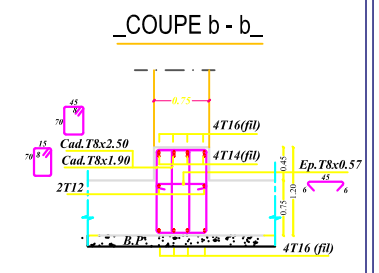
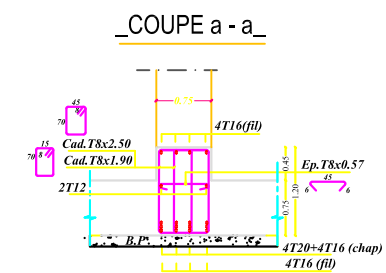
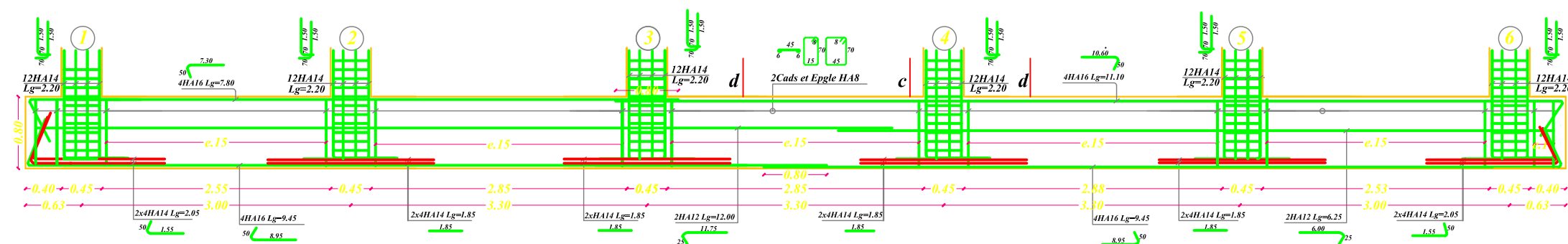
NERVURE AXE: 1 & 6 - (50x80)



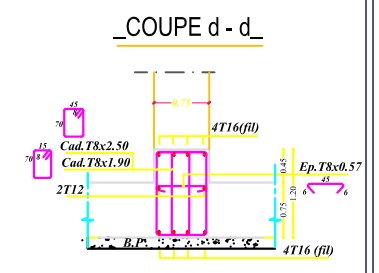
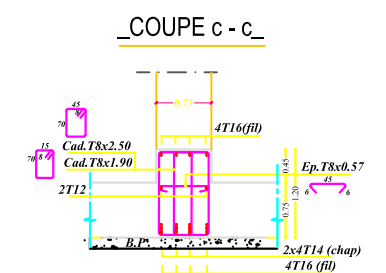
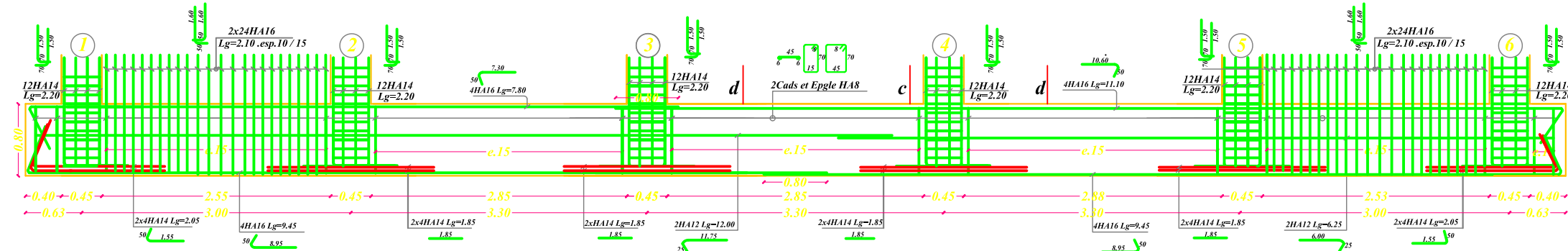
NERVURE AXE: 2, 3, 4 & 5 - (50x80)



NERVURE FILE: A, C, D, E & G - (50x80)



NERVURE FILE: B & F - (50x80)



COFFRAGE & FERRAILLAGE  
DES NERVURES  
Ech 1/25

UNIVERSITE MOULOUD  
MAMMERIDE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

Coffrage & Ferrailage  
des Nervures

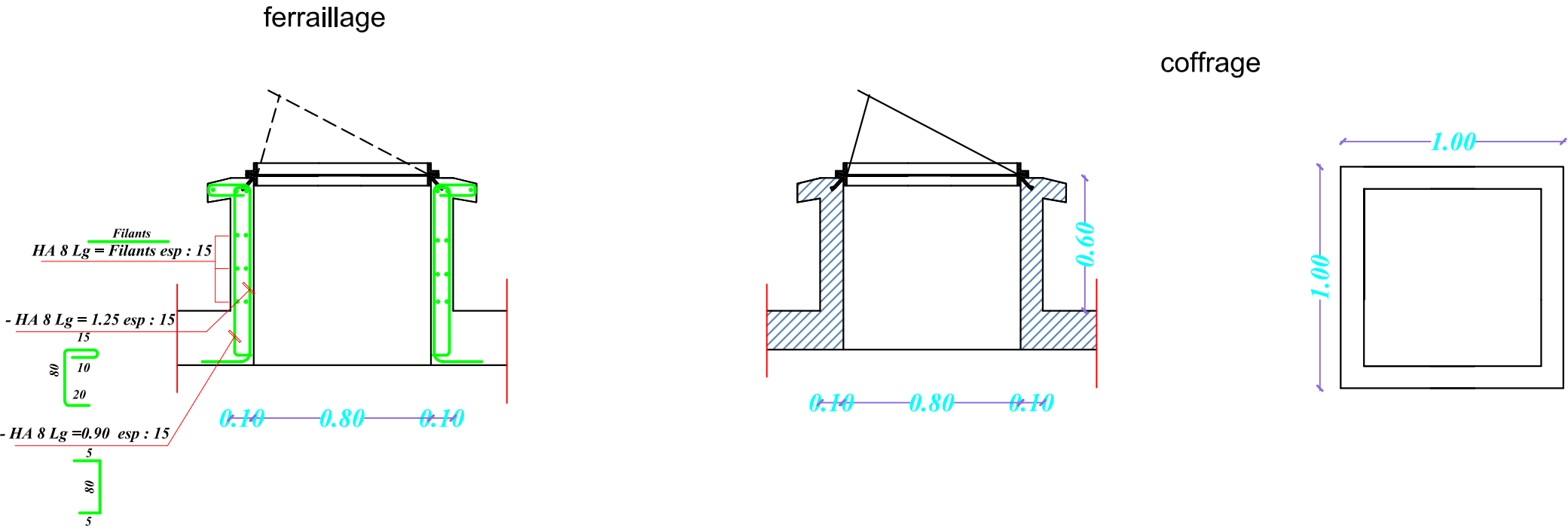
PLAN N° : 13

Mr : ADJRAD.A

Promotion :2020-2021

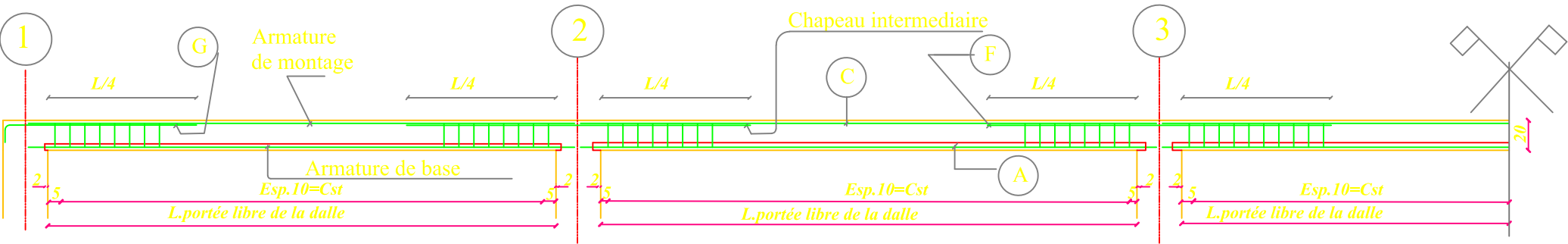


DETAIL TRAPPE D'ACCES TERRASSE  
100X100 Echelle 1/25

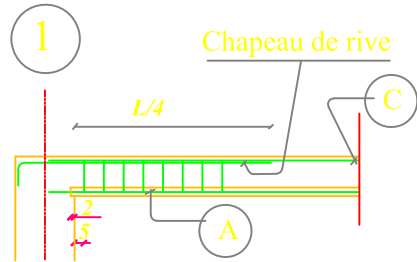


FERRAILLAGE  
DES  
POUTRELLES

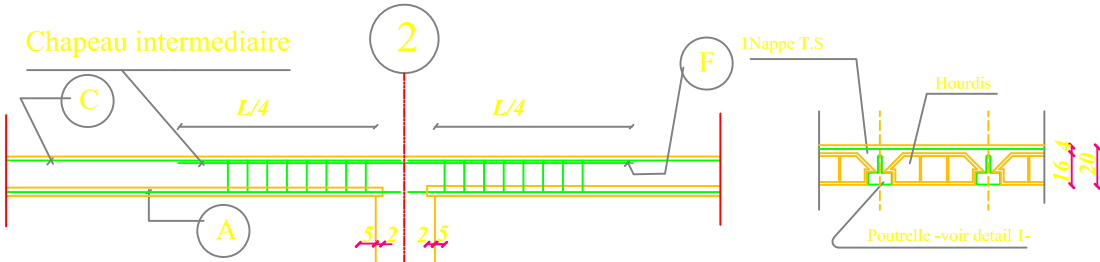
type de nerv.	long libr	long nerv.	Armatures de base		Armatures de mont.		chapeaux				Cadres			
			H.A	façonnage	H.A	façonnage	rep.	H.A	long	façonnage	H.A	esp.	long	façonnage
N.1	2.85	2.90	3T12	3.15	1T10	3.15	G	10	1.25	25 1.00	8	10	52	10
							F	10	1.85	1.85				
N.2	3.15	3.20	3T12	3.45	1T10	3.45	G	10	1.30	25 1.05	8	10	52	10
							F	10	1.90	1.90				



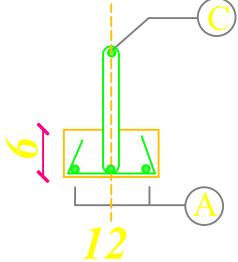
Appuis de rive



Appuis intermediaire

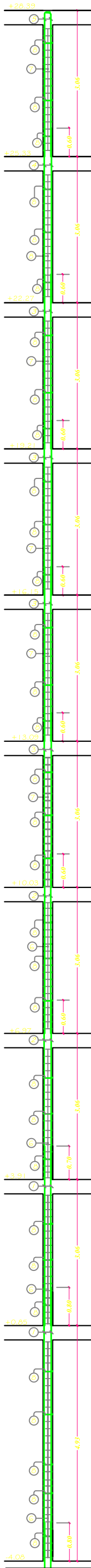


detail 1



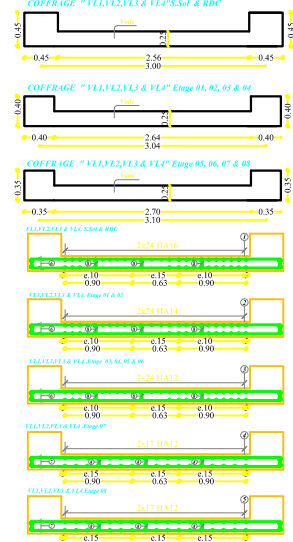
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Coffrage & Ferrailage des Poutrelles		PLAN N° : 15
Mr : ADJRAD.A	Coffrage & Ferrailage Trappe D'accès		Promotion :2020-2021

VL1, VL2, VL3 & VL4  
VT1, VT2, VT3 & VT4

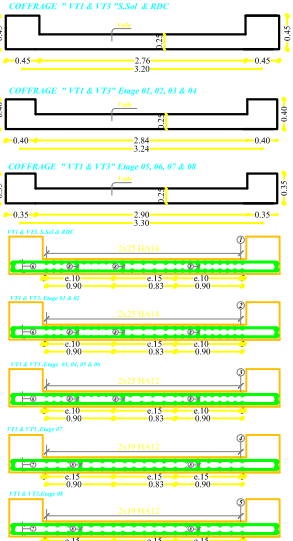


COFFRAGE & FERRAILLAGE  
DES VOILES  
Ech 1/25

04 Unités  
VL1, VL2, VL3 & VL4

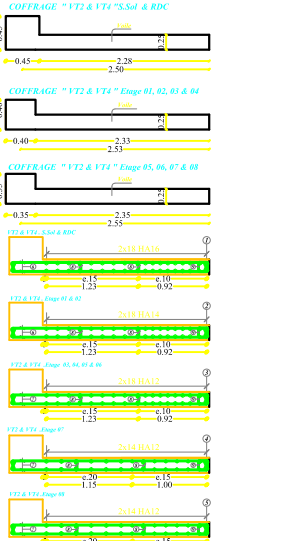


REP.	DESIGNATIONS	FACONNAGES
1	2x4x2x24HA16 Lg=3,90	VAR
2	2x4x2x24HA14 Lg=3,80	3,80
3	4x4x2x24HA12 Lg=3,70	3,70
4	1x4x2x17HA12 Lg=3,70	3,70
5	1x4x2x17HA12 Lg=3,18	3,18
6	-HA12 Lg=3,80;e=15	20 3,80 20
7	-HA10 Lg=3,80;e=15	20 3,80 20
8	EPING. 4/m2 Lg=0,33	20 20



02 Unités  
VT1 & VL3

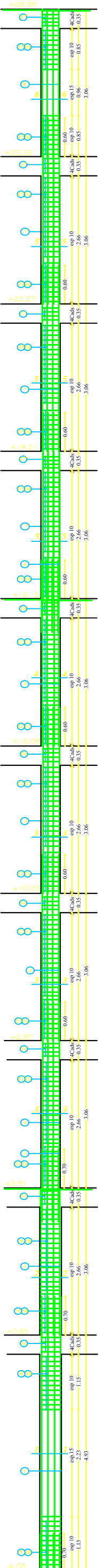
REP.	DESIGNATIONS	FACONNAGES
1	2x2x2x25HA16 Lg=3,90	VAR
2	2x2x2x25HA14 Lg=3,80	3,80
3	4x2x2x25HA12 Lg=3,70	3,70
4	1x2x2x19HA12 Lg=3,70	3,70
5	1x2x2x19HA12 Lg=3,18	3,18
6	-HA12 Lg=4,00;e=15	20 4,00 20
7	-HA10 Lg=4,00;e=15	20 4,00 20
8	EPING. 4/m2 Lg=0,33	20 20



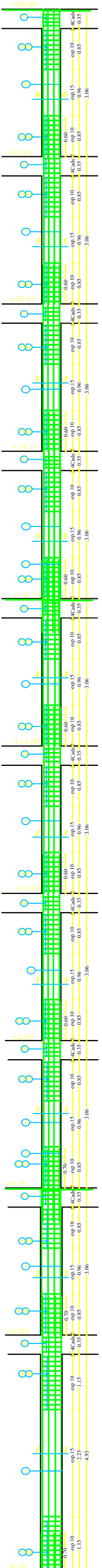
02 Unités  
VT2 & VL4

REP.	DESIGNATIONS	FACONNAGES
1	2x2x2x18HA16 Lg=3,90	VAR
2	2x2x2x18HA14 Lg=3,80	3,80
3	4x2x2x18HA12 Lg=3,70	3,70
4	1x2x2x14HA12 Lg=3,70	3,70
5	1x2x2x14HA12 Lg=3,18	3,18
6	-HA12 Lg=3,05;e=15	20 3,05 20
7	-HA10 Lg=3,05;e=15	20 3,05 20
8	EPING. 4/m2 Lg=0,33	20 20
9	Dble Cads HA8;Lg=0,76	10 10

Pot.C3 & C4  
(45x45)/(40x40)/(35x35)/(02U)

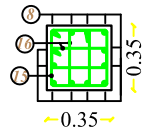


Pot.Restants  
(45x45)/(40x40)/(35x35)/(40U)

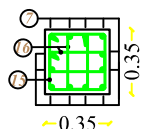


COFFRAGE & FERRAILLAGE  
DES POTEAUX  
Ech 1/25

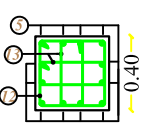
Coupe 6-6



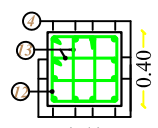
Coupe 5-5



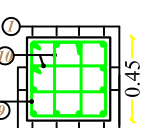
Coupe 4-4



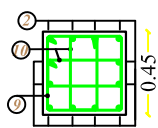
Coupe 3-3



Coupe 1-1



Coupe 2-2



NOMENCLATURES D'ACIERS POTEAUX.

REP.	DESIGNATIONS	FACONNAGES
1	12HA14 Lg=5,63	5,63
2	12HA14	HA14 Lg=3,76 3,76 HA14 Lg=Var 1,20 3,03
3	HA12 Lg=1,50	1,50
4	12HA12 Lg=3,66	3,66
5	12HA12	HA12 Lg=3,66 3,66 HA12 Lg=Var 1,10 3,03
6	HA12 Lg=1,20	1,20
7	12HA12 Lg=3,66	3,66
8	12HA12 Lg=Var	1,00 3,03
9	Cads. HA8 Lg=1,80	40 40
10	Dbles Cads. HA8 Lg=1,25	15 40 40 14
11	Dble U. HA8 Lg=1,20	40 40 40
12	Cads. HA8 Lg=1,60	35 35
13	Dbles Cads. HA8 Lg=1,10	12 35 35 12
14	Dble U. HA8 Lg=1,05	35 35 35
15	Cads. HA8 Lg=1,40	30 30
16	Dbles Cads. HA8 Lg=1,00	15 30 30 15
17	Dble U. HA8 Lg=0,90	30 30 30

UNIVERSITE MOULOUD  
MAMMERIE TIZI OUZOU

Faculté du Génies de Constructio  
Département de Génie Civil

Melle: BENDOU Sara  
Melle: BOUBCHIR Rachida

Coffrage & Ferrailage  
des Poteaux

PLAN N° : 16

Mr : ADJRAD.A

Coffrage & Ferrailage  
des Voiles

Promotion :2020-2021

[illegible][illegible][illegible]

Figure 1: Schematic diagram of the 1.5 km long test track. The diagram shows a top view of the track layout with various lane markings and dimensions. The track is divided into sections by numbered markers 1 through 6. Key dimensions include lane widths (e.g., 3.00 m, 3.30 m), lane markings (e.g., 0.45 m, 0.85 m), and specific lane markings (e.g., 1.15 m, 1.85 m). A legend indicates 'Cads et Eirs HA8' with a corresponding symbol. The track is labeled '2x3HA12 Lg=1.40' and '2x3HA12 Lg=12.00'.

[illegible]

3T14(fil)+2T12(chap)

Cad T8

Etr T8

3T14(fil)

1.5+1.6+4

2.5

3.5

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Coffrage & Ferrailage des Poutres Niv $\pm 0.00$ & $+0.65$		PLAN N° : 17
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021

Figure 1: Schematic representation of the 10.5 kb genomic region. The diagram shows a linear map of the region with various features labeled. The top track shows the genomic map with green lines representing the 200 bp fragments. The middle track shows the 200 bp fragments with their lengths and positions. The bottom track shows the 200 bp fragments with their lengths and positions. The map includes labels for the 200 bp fragments, the 200 bp fragments, and the 200 bp fragments. The map also includes a scale bar and a legend for the symbols used.

[illegible]

3T14(fil)+2T12(chap)

Cad T8

Etr T8

3T14(fil)

25

35

3T14(fil)

Cad T8

Etr T8

3T14(fil)

25

35

15+16+4

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida		PLAN N° : 18	
Mr : ADJRAD.A		Coffrage & Ferrailage des Poutres Niv +3.91	
		Promotion :2020-2021	



[illegible][illegible][illegible]

3T14(fil)+2T12(chap)

Cad T8

Etr T8

3T14(fil)

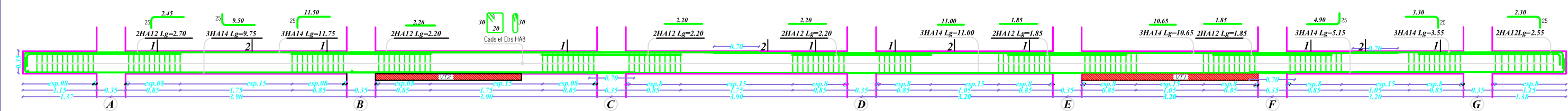
25

35

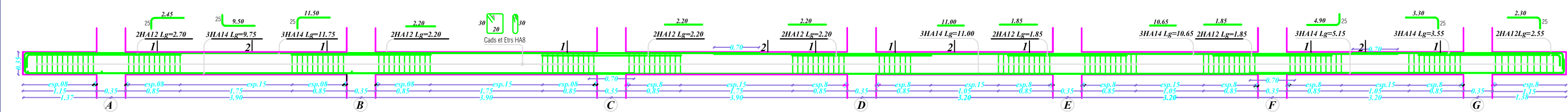
15

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida		Coffrage & Ferrailage des Poutres Niv +6.97 +10.03, +13.09 & +16.15	PLAN N° : 19
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021

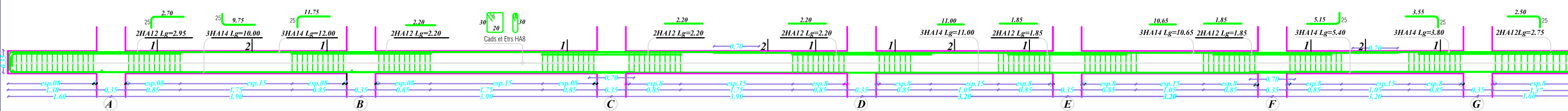
Poutres Principales (25x35) Axe 1 & 8 Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



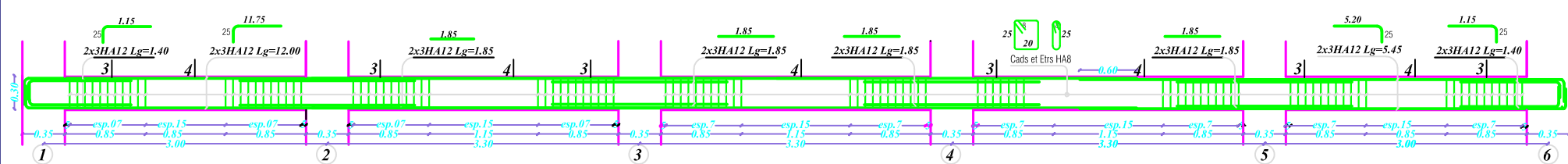
Poutres Principales (25x35) Axe 2 & 5 Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



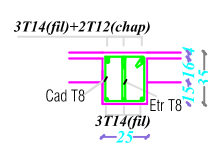
Poutres Principales (25x35) Axe 3 & 4 Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



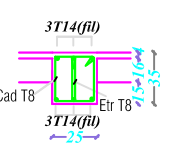
Poutres Secondaires (25x30) Files A, D, E & G Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



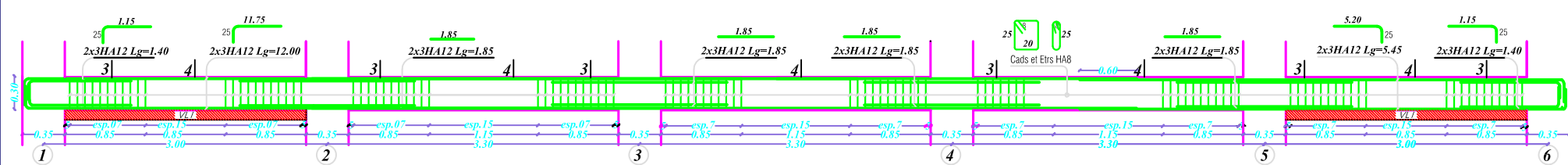
Coupe : 1 - 1



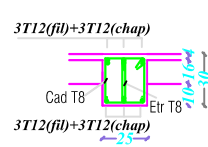
Coupe : 2 - 2



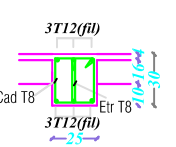
Poutres Secondaires (25x30) Files B & F Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



Coupe : 3 - 3



Coupe : 4 - 4



Poutres Secondaires (25x30) File C Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39



COFFRAGE & FERRAILLAGE  
DES POUTRES Niv +19.21, +22.27, +25.33 & +28.39  
Ech 1/25

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI OUZOU		Faculté du Génies de Constructio Département de Génie Civil	
Melle: BENDOU Sara Melle: BOUBCHIR Rachida	Coffrage & Ferrailage des Poutres Niv +19.21 +22.27, +25.33 & +28.39		PLAN N° : 20
Mr : ADJRAD.A			Promotion :2020-2021