

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (entresol +RDC+5) à usage  
d'habitation et commercial  
Contreventée par voile et portique  
avec l'application ETABS*

Etudié par : M<sup>elle</sup> CHEBCHEB YAMINA

M<sup>elle</sup> CHENAOUI LYNDIA

Dirigé par : M<sup>me</sup> LARABLS

*Année universitaire : 2019/2020*

## **Remerciements**

*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Madame LARABI .*

*qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études .Ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble des enseignants de l'université UMMTO- faculté de génie de la construction.*

## Dédicace

### **A mes parents,**

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

### **A mes frères**

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail.

**chenaoui lynda**

## Dédicace

### **A mes parents,**

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

### **A mes frères**

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail.

**chebcheb yamina**

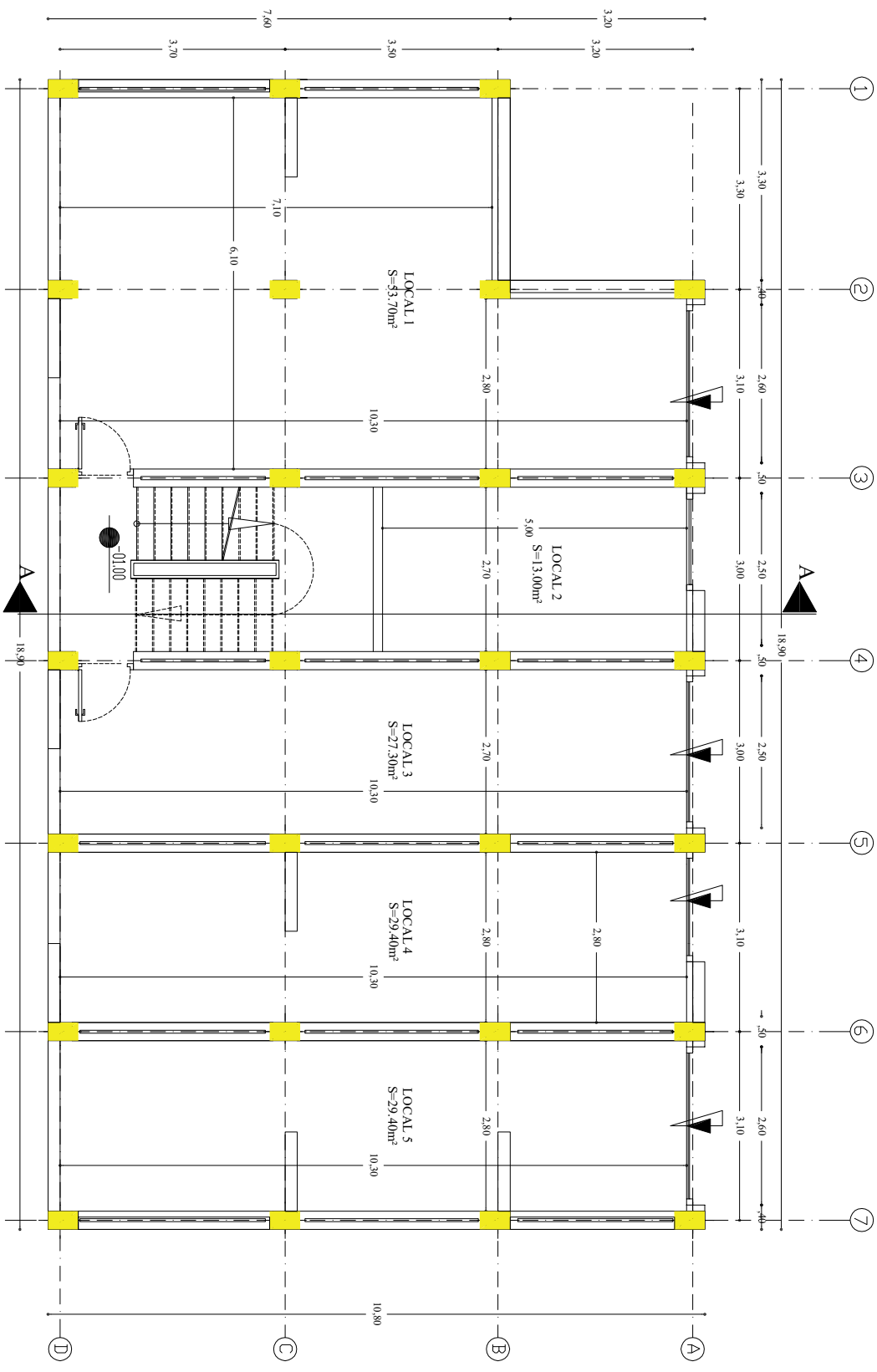


# **Sommaire**

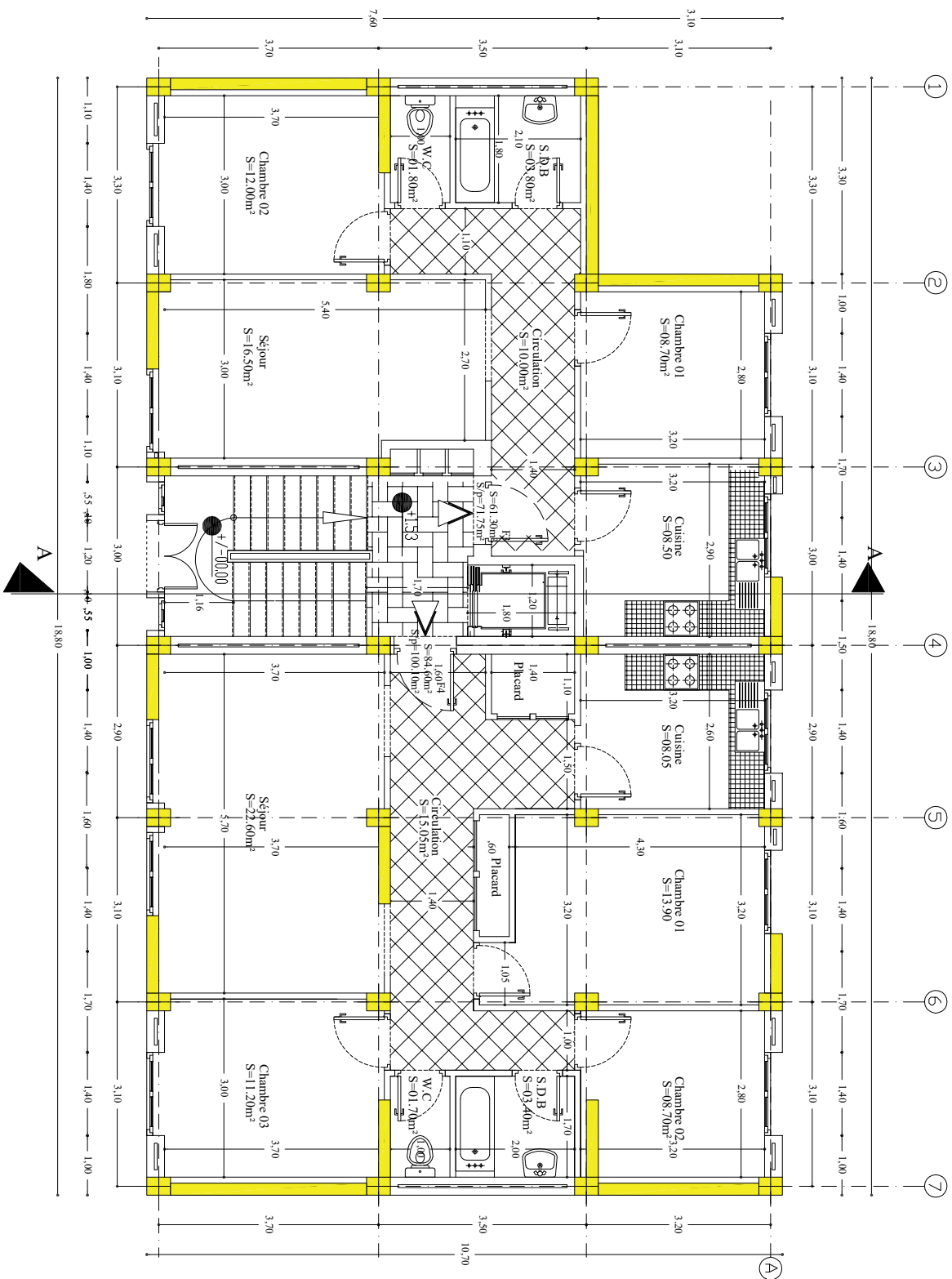
## Sommaire

### Introduction générale

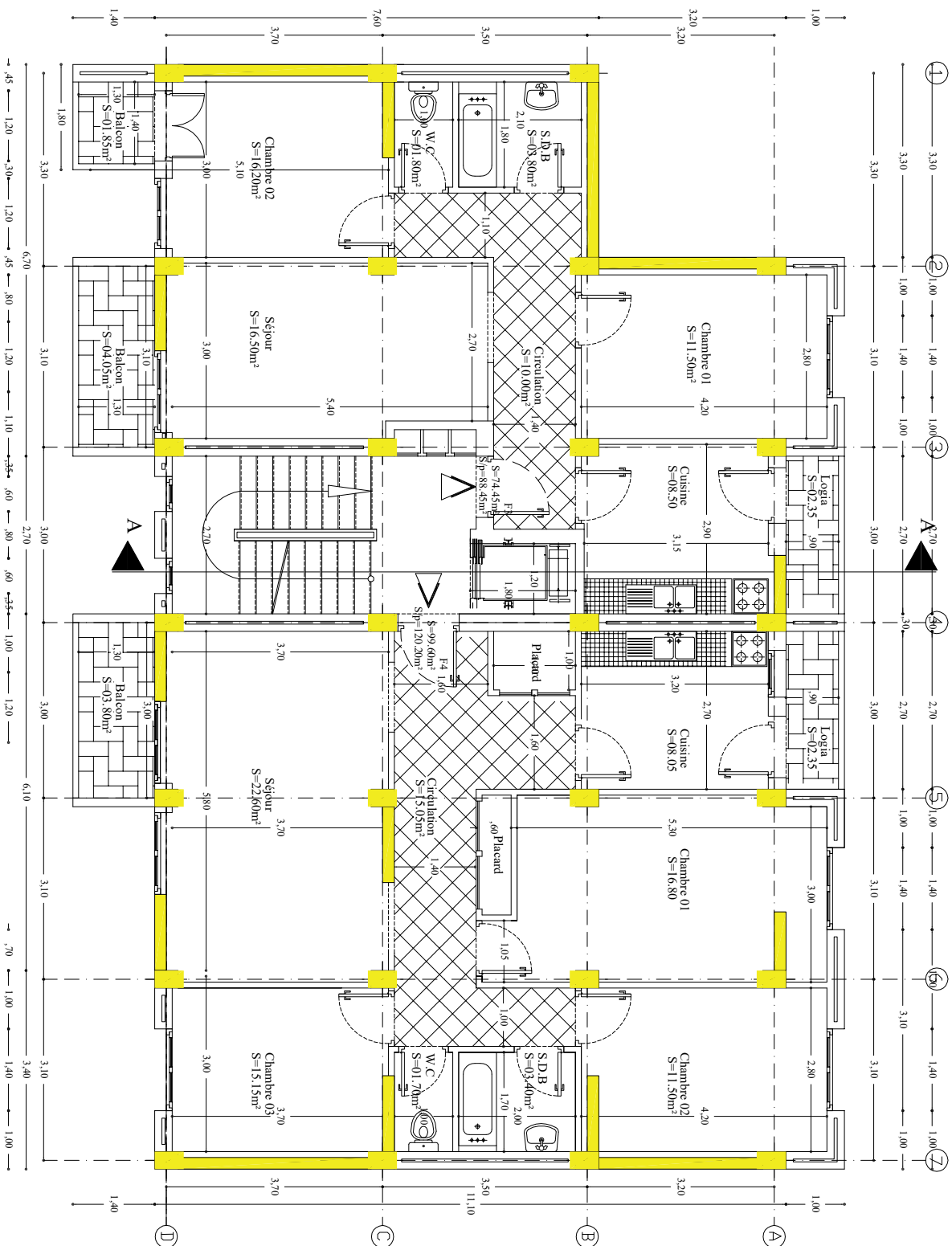
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>..01</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des elements secondaires .....</b>	<b>13</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux .....</b>	<b>..34</b>
III.1.L'acrotère.....	34
III.2.planchers.....	42
III.3.Dalle pleine.....	67
III.4 escaliers.....	71
III.5.salle machine.....	90
III.6.Poutre palière.....	100
 <b>Chapitre IV: Modélisation et vérification selon les exigences du RPA ....</b>	<b>109</b>
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux .....</b>	<b>134</b>
V.1. Poutres.....	134
V.2.Poteaux.....	143
V.3- Voiles.....	151
<b>Chapitre VI : Etude d l'infrastructure.....</b>	<b>163</b>
<b>Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....</b>	<b>175</b>
<b>Conclusion générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	



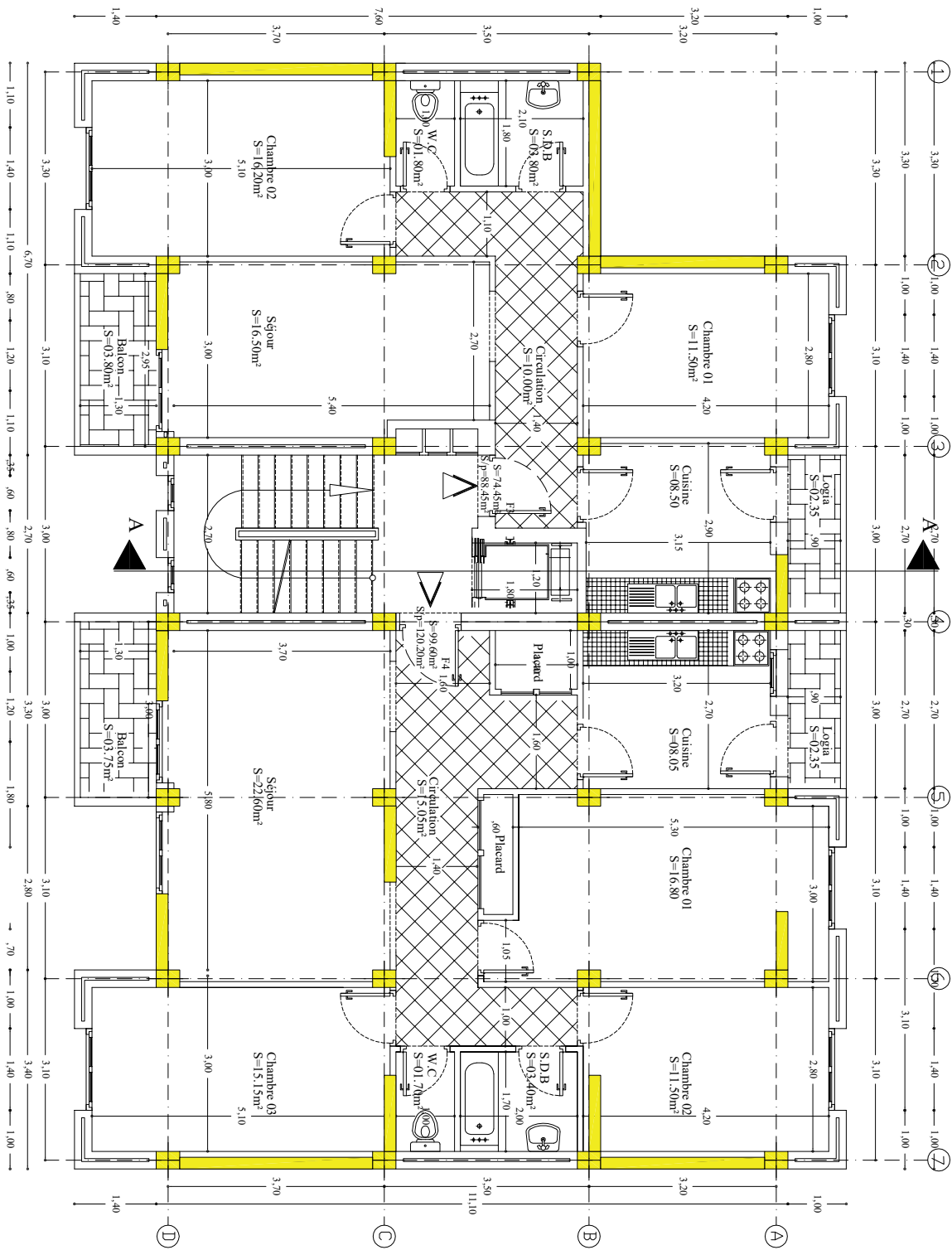
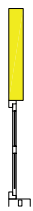
PLAN DE SOUS SOL



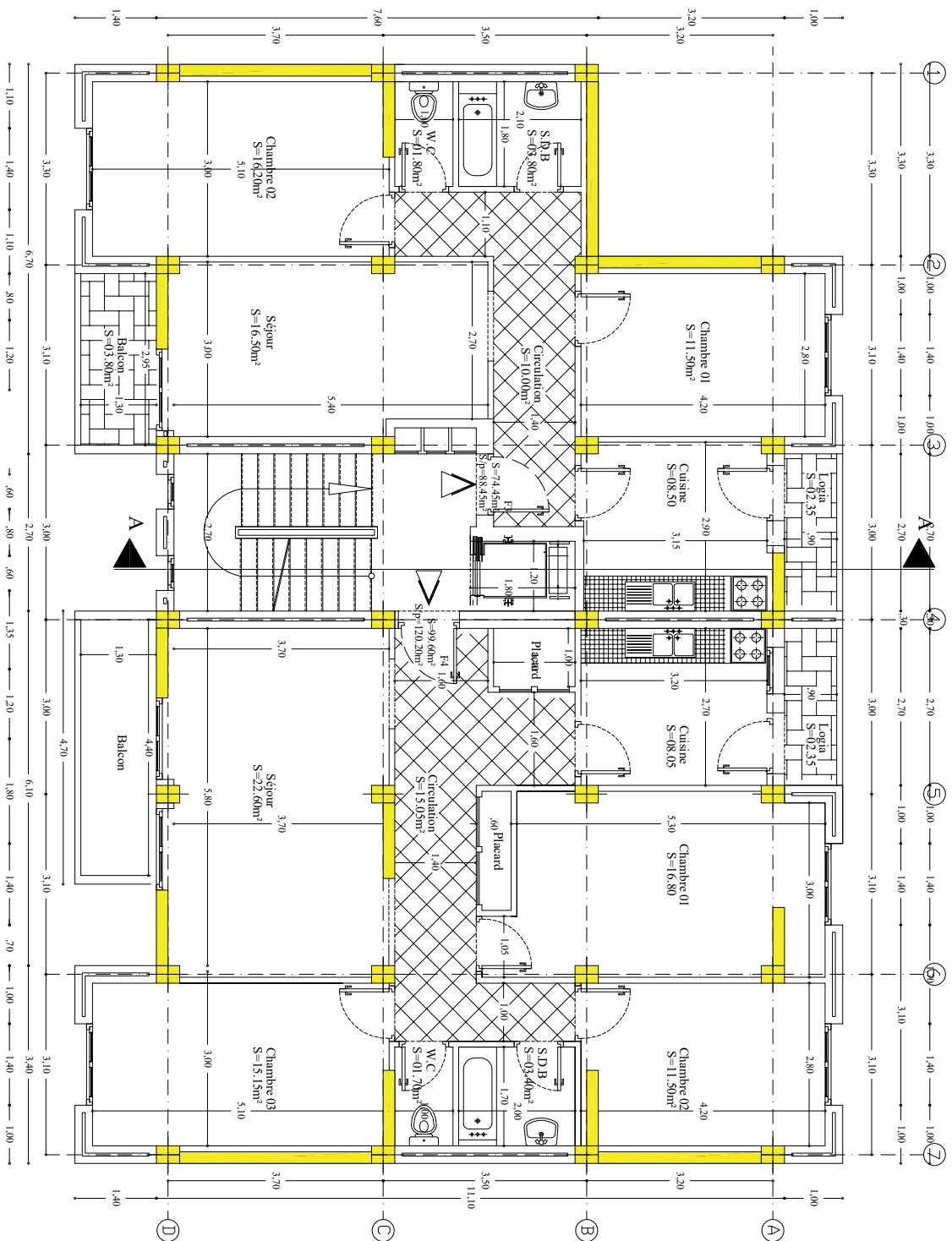
PLAN DU R.D.C



**PLAN DÉTAILLÉ 01**



PLAN DÉTAIŁE 02

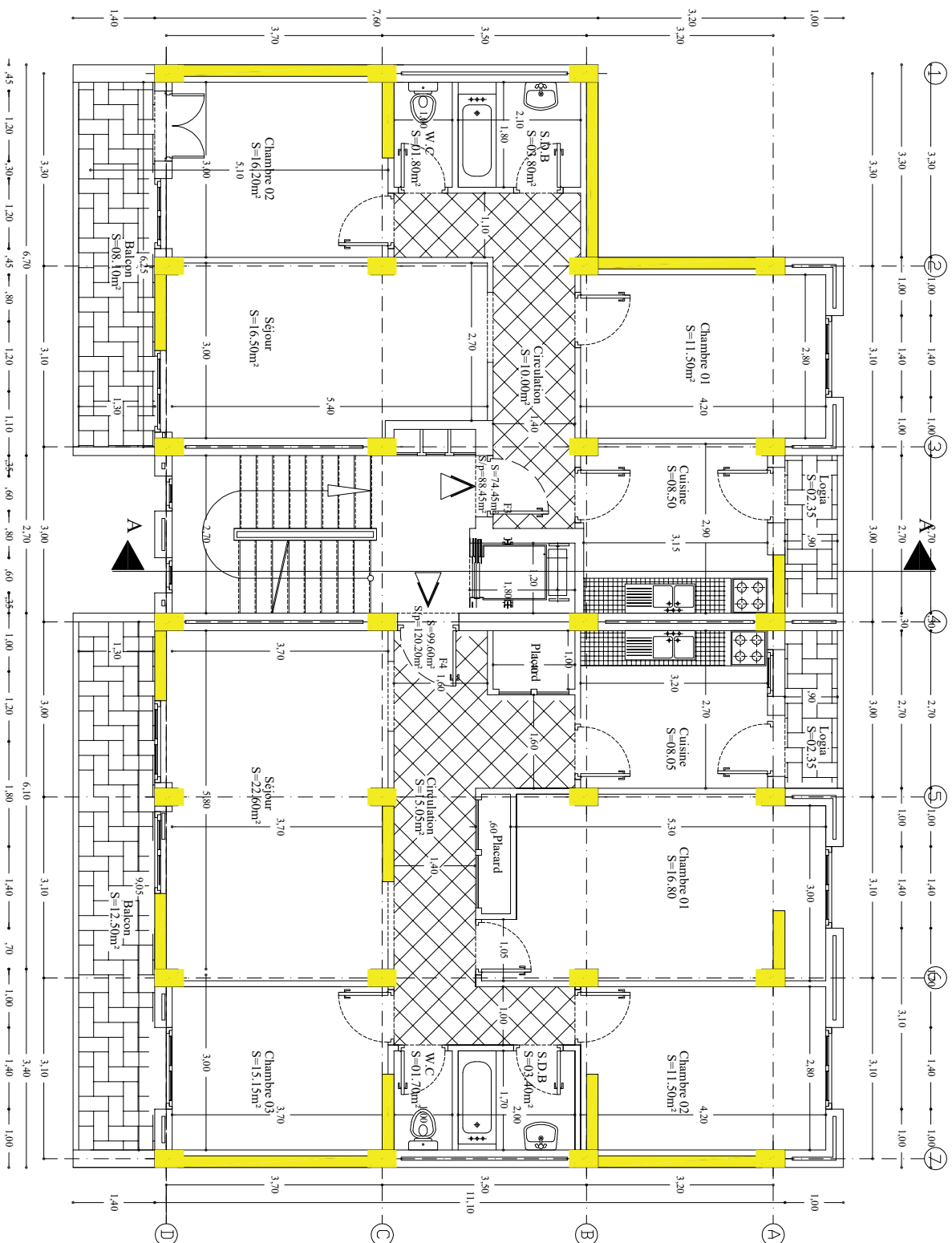


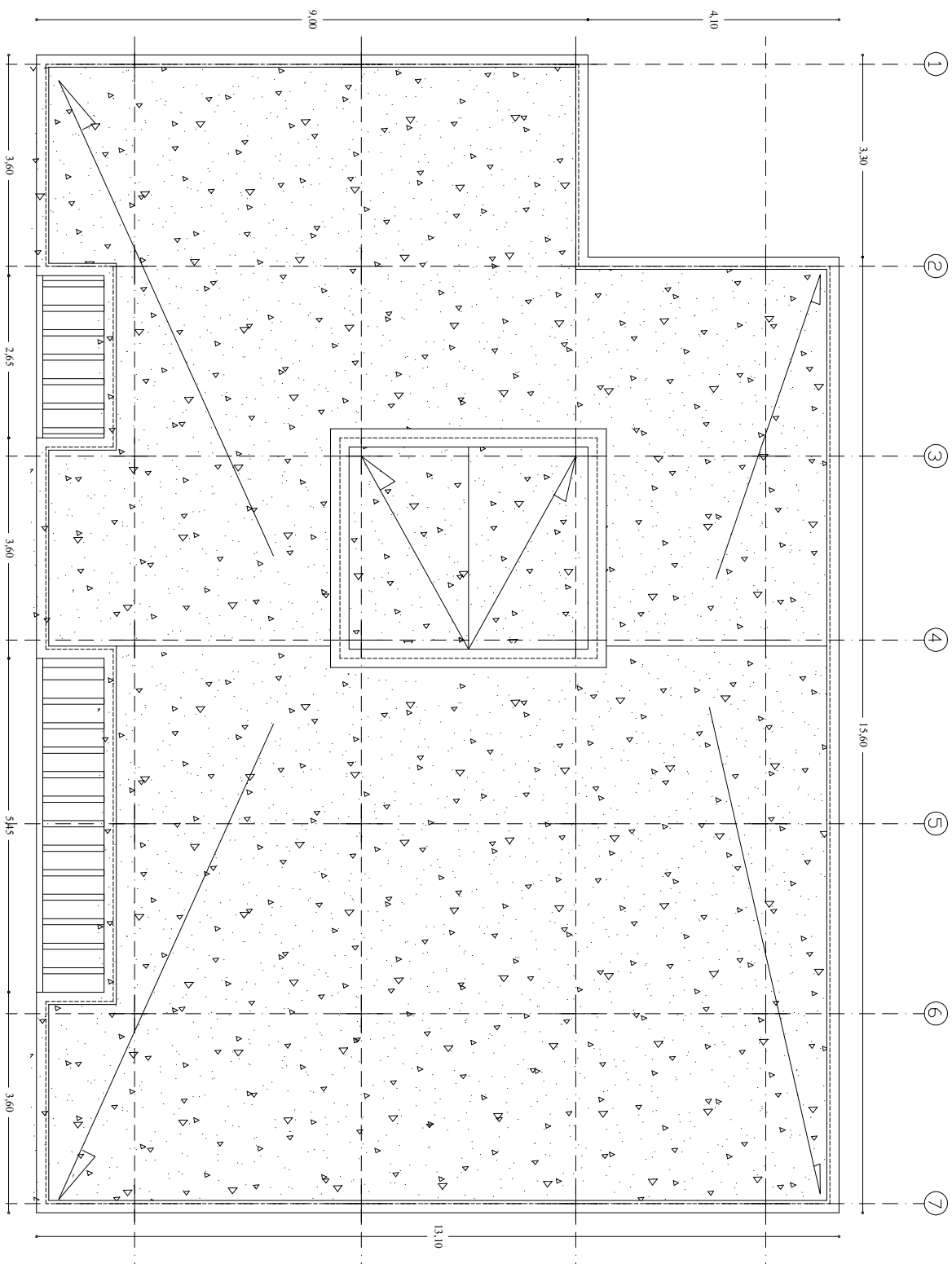
**PLAN DÉTAILLÉ 03**



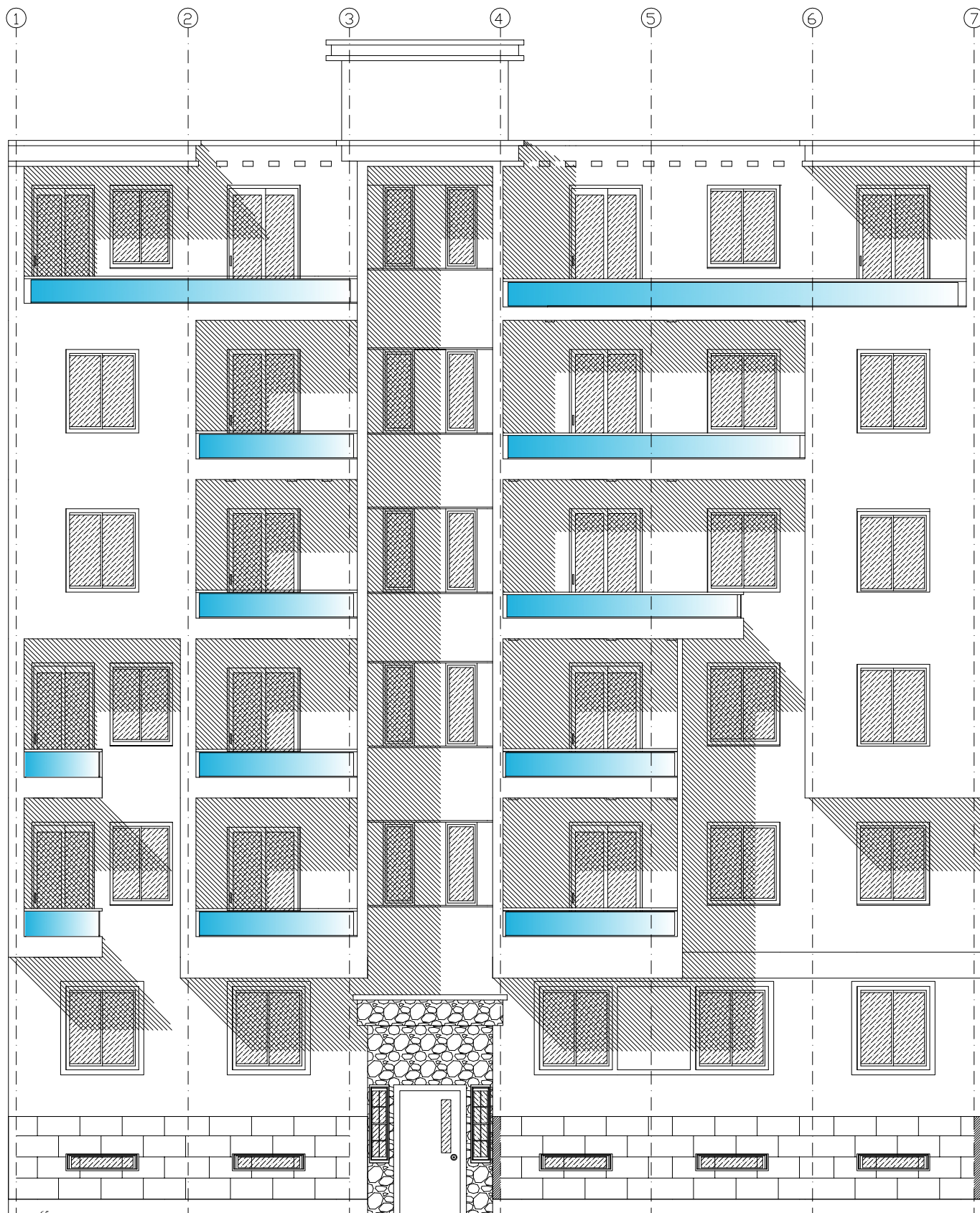
# PLAIN DETAILED







**PLAN DE TOITURE**



**FAÇADE PRINCIPALE**



## COUPE A-A

# **Introduction générale**

# Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+5+E-S) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

## **I.1• Description et implantation de l'ouvrage :**

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (entresol+RDC+5) à usage habitation et commercial Le bâtiment implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

## **I.2. Réglementation**

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (*B.A.E.L 91, Révisé 99*).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (*RPA 99/Version 2003*).
- ❖ Documentation technique réglementaire (*DTR*).
- ❖ Conception en béton armé(*CBA*)

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

Cet ouvrage présente les caractéristiques géométriques suivantes :

### **a) RDC :**

- Longueur : 18.80 m.
- Largeur : 10.70 m.
- Hauteur : 3.06 m.

### **b) ETAGE COURANT :**

- Longueur : 18.90 m.
- Largeur : 13.20 m.
- Hauteur : 3.06 m.

•Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris) : 21.26 m

•Hauteur de l'acrotère de bâtiment est de : 0.6 m.

## **I.4. Les éléments de l'ouvrage :**

### **I.4.1. L'ossature :**

Selon la définition de RPA : une structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.



### ▪ **Portiques :**

Ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

### ▪ **voiles :**

Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

## **I.4.2. Les plancher :**

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charge et les Surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise seul type de plancher :

### • **Plancher en corps creux :**

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression, c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

### • **Plancher en dalle pleine :** réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place.

Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons.

## **I.4.3. Les balcons :**

.Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

## **I.4.4. La maçonnerie :**

On appelle maçonneries, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs .généralement assemble avec un mortier, dans le but de construire un mur. Dans notre strict on distingue deux type de murs :

- **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm D'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur et cela pour assurer l'isolation phonique et thermique.
- **Les murs intérieurs :** Murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseurde10 cm.

### ❖ Revêtement :

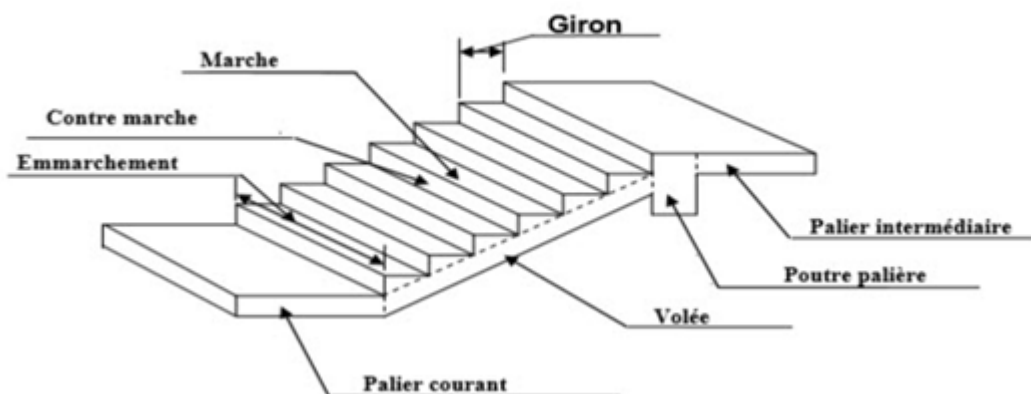
- Carrelages pour les planchers et les escaliers ;
- Céramiques pour les cuisines et les salles d'eaux ;
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieurs

### ❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

## I.4.5. Les escaliers :

Sont des éléments qui permet de passer d'un niveau à l'autre, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisé en béton armé ils composent de deux volées



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

### **I.4.6. Terrasse inaccessible:**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de Compression avec un revêtement composé de:

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en poly âne, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

### **I.4.7. L'acrotère:**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### **I.4.8. LA CAGE D'ASCENSEUR :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme .

### **I.4.9. LES FONDATIONS :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure ; elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## **I.5. Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

## **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser :**

Dans notre ouvrage nous irons utilisé deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99/Version 2003**), Ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/modifié.99**).

### **I.6. 1. Béton :**

Le béton est un matériau de construction obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant ,il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible .

**a) Résistance mécanique :****●Résistance caractéristique du béton à la compression( $f_{cj}$ ) :**

Dans notre étude, on prendra:  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow (\text{BAEL 91 modifie 99 (Art A.2.1 } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA)})$$

**Pour  $j > 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :**

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPA}$$

**●Résistance caractéristique du béton à la traction ( $f_{tj}$ ) :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 91 modifie 99 (Art A.2.1)})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

**b) Etats limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite ultime (ELU),
- Etat limite de service (ELS).

**➤ ELU (Etat Limite Ultime):**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

**La contrainte limite à la compression est donnée par:**

(BAEL 91 modifie 99/A.4.3,41)

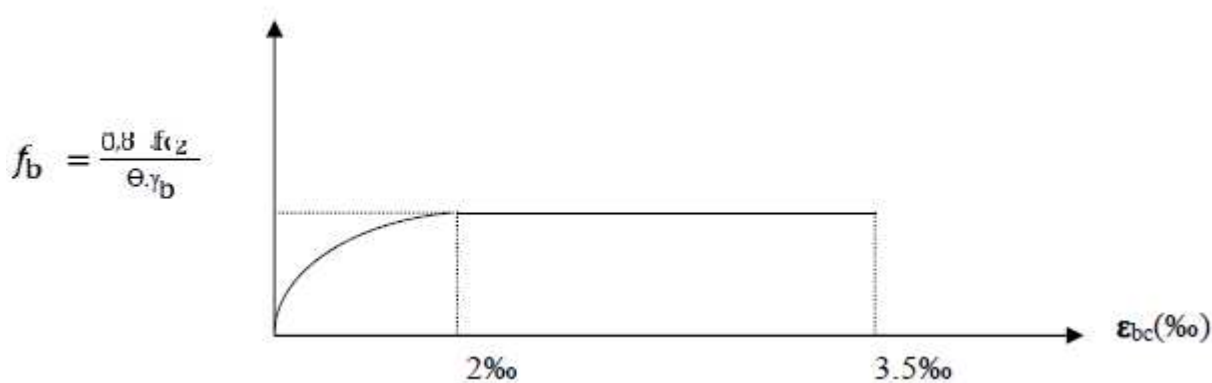
<b><math>f_{bu} = 0,85.f_{cj} / \gamma_b</math></b>
---

♦Telle que:

- ✓  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.
  - $\gamma_b = 1,50$  en situation durable
  - $\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle
- ✓  $\Theta$  : coefficient fixe en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action:
  - $\Theta = 1,00$  si  $t > 24 h$ ,
  - $\Theta = 0,90$  si  $1h < t < 24h$
  - $\Theta = 0,85$  si  $t < 1 h$

**T**: durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

**A** j=28 jours en situation courante,  $\Theta=1$  (situation durable).



**figure I.2 :montre le diagramme contrainte-déformation**

Telle que:

- $\sigma_{bc}$ : Contrainte de calcul du béton en compression  $\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} \times f_{cj}$
- $f_{c28}$ : Contraint du béton en compression a l'âge de 28 jours
- $\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression.

### Interprétation de diagramme :

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2% (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique).

## ➤ Etat limite de service ou ELS (BAEL 91, Art 4.5, 2)

C'est l'état au-delà du quel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation; on distingue :

- ♦ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement).
- ♦ L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures).
- ♦ L'état limite de service de déformation. (flèche).

### ● Contrainte limite de service à la compression du béton

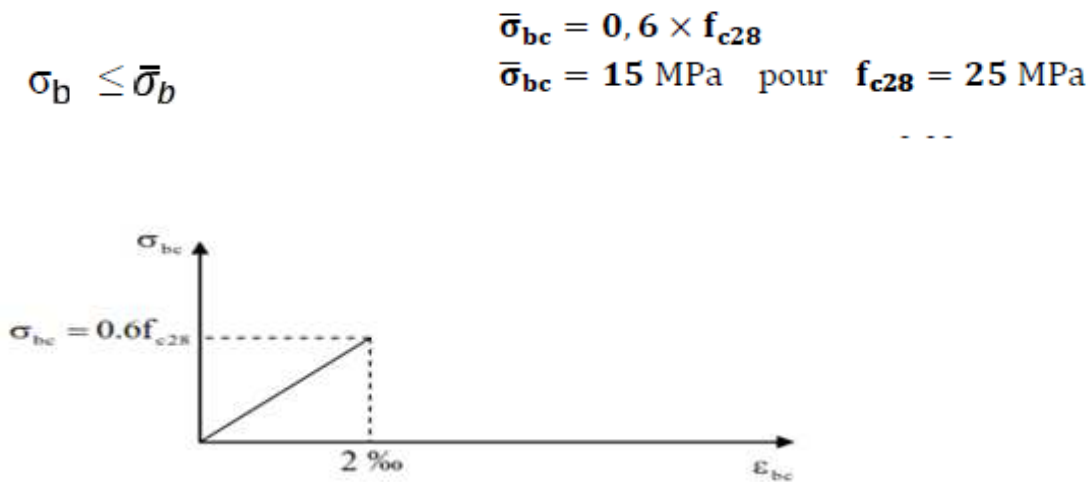


Figure I.3 : montre le diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

### c) Contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL91 modifier 2003/A.5.1,1})$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant.
- $b_0$  : largeur de la section considérée
- $d$  : hauteur

Selon l'article A.5.1,2 du BAEL91, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le

type de Fissuration comme suit :

- Fissuration peu nuisible :  $\{\tau_u \leq \min 0,2. f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}\}$
- Fissuration préjudiciable:  $\{\tau_u \leq \min 0,15. f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPA}\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\{\tau_u \leq \min 0,15. f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPA}\}$

#### d) Module de déformation :

##### ♦ Module de déformation longitudinale du béton:

Ce module est connu sous le nom de « module de Young ou module de déformation longitudinale est l'un des caractéristiques principales des matériaux de la structure fonctionnant dans le domaine élastique. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

##### •Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91, Art2.1, 21})$$

##### •Module de déformation longitudinale différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91, Art2.1, 22})$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### e) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL91, Art2.1, 3})$$

Avec :

- E : module de Young,
- $\nu$ : Coefficient de Poisson,
- $\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$

et:  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations,  
 $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations.

## I.6. 2. Acier :

### a) Définition :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction elles sont associées au Béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Elles se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface ,on trouve les ronds lissees(RL) Et les barres à haut adhérence (HA).

TYPE D'ACIER	SYMBOL	Modula d'élasticité Fe [MPa]	Resistance a la rupture	Allongement relatif a la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ $\psi$ ]
Aciers en Barre	HA	400	480	14%	1.6	1.5
Aciers en treillis	TS	400	480	8%	1.3	1

Tableau 1-1: caractéristique des aciers

### b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale a:  $E_s = 2.10^5$  en MPa. (Art A.2.2, 1/ BAEL91)

### c) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson «  $\nu$  » fait partie des constante élastique , est toujours inférieur ou égal à 0,5 S'il est égal à 0.5, le matériau est parfaitement incompressible. Pour l'aciers il est pris égal à :  $\nu = 0,3$



**d) Contrainte limite de l'acier :****➤ À l'état limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A.4.3.2 BAEL91) :

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

Avec:

$\sigma_s$  : La contrainte d'acier à l'ELU.

$f_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma = 1,0$  → Situation accidentelle

$\gamma = 1,15$  → Situation courante

(A.4.3,2/BAEL91 modifié 99)

**➤ À l'état limite de service ELS:**

L'état limite de service est bornée par des limites de déformation ou de déformation des Éléments.

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de Service.

D'après les règles BAEL on distingue trois cas de fissures:

**▪ Fissuration peu préjudiciable :**

La fissuration non ou peu préjudiciable pour les ouvrages de forme simple, en milieu peu agressif la Contrainte de traction des armatures soit la limite d'élasticité des aciers utilisée

$$\sigma_{st} = f_e \text{ (BAEL91 modifié 99/A.4.5,32)}$$

**▪ Fissuration préjudiciable**

La fissuration préjudiciable pour les ouvrages en milieu moyennement agressif (bord de mer par exemple) la contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée est donnée ci-dessous :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 (\eta f_{tj})^{1/2} \} \right\}$$

**▪ Fissuration très préjudiciable :**

Les éléments soumis à des milieux agressifs et aux intempéries, la contrainte Admissible de traction de l'acier est :

$$\sigma_{st} = \{0.5f_e ; 90(\eta f_{tj})^{1/2}\}$$

(BAEL 91 modifié 99/A.4.5,34)

Avec :

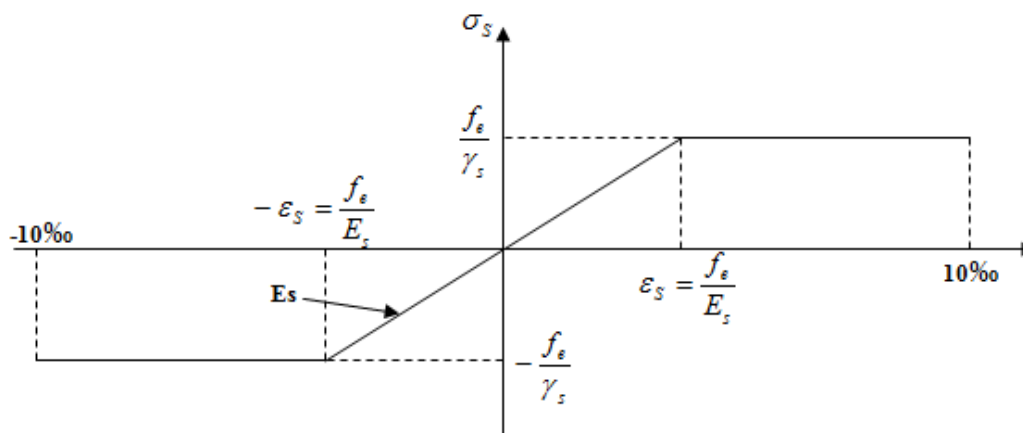
 $f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction $\eta$  : coefficient de fissuration $\eta = 1$  pour les rends lisse $\eta = 1,6$  pour les HA ( $\Phi \geq 6\text{mm}$ ) $\eta = 1,3$  pour les HA ( $\Phi < 6\text{mm}$ )e) **Diagramme de contraintes –déformations de calcul : (A.2.2,2/BAEL91 modifié 99) :**

Figure I.4 : Diagramme de contraintes –déformations de calcul

f) **Protection des armatures : Art A.7.1 /BAEL91) :**

Pour avoir un bétonnage correct fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers, il faut veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit :

- **C ≥ 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins. Ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries Chimiques).
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou Des condensations.
- **C ≥ 1 cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas Exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre : **C= 2 cm**.

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement**

## II •1. Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, et les voiles.

## II•2 pré-dimensionnement des éléments

### II-2•1 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voile), on distingue :

- Les poutres principales
- Les poutres secondaires
- Les poutres palières
- Les poutres de chainages

D'après (**Art A.4.14 BAEL 91modifier99**), les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{aligned}$$

Avec :

**h**: La hauteur de la poutre ;

**b** : Largeur de la poutre ;

**L**: la portée libre de la plus grande travée considérée entre nu d'appuis.

Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone lia..

- Largeur :  **$b \geq 20\text{cm}$**
- Hauteur :  **$h \geq 30\text{cm}$**  Rapport :  **$h/b \leq 4.0$**
- **$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$**

**h** peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventer par voiles.

**a) Les poutres secondaires (Ps) :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

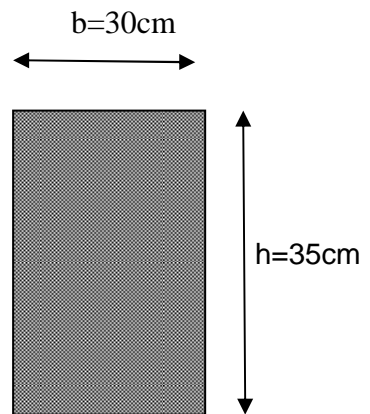
**•Hauteur de la poutre secondaire :**

avec:  $L_{max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$

**25** c'est La valeur min des poteaux donnée par RPA en zone lia.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad 20.33 \text{ cm} \leq h \leq 30.5 \text{ m}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$

**•Largeur de la poutre secondaire :**

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

**b) Les poutres principales (PP) :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

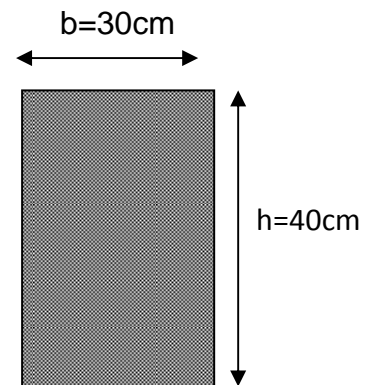
**•Hauteur de la poutre principale :**

Avec :  $L_{max} = 370 - 25 = 345$

**25** c'est La valeur min des poteaux donnée par RPA en zone lia.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad 23 \leq h \leq 34.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

**•Largeur de la poutre principale :**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

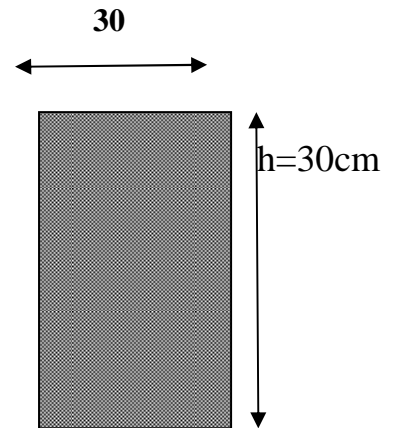
On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

**c) Poutres palières(PPal) :**

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

**•Hauteur de la poutre palière :**Avec :  $L_{\max}=300-25=275\text{cm}$ 

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad 18.33 \leq h \leq 27.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h=30\text{cm}$ **•Largeur de la poutre palier :**

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

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

On prend :  $b=30\text{cm}$ 

conditions	Poutres principales pp	Poutres secondaires ps	Portes palière ppal	vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	30	Ok
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	30	Ok
$h/b \leq 4$	$1.33 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	$1 \leq 4$	Ok

**Tableau II. 1:** Vérification des exigences du RPA pour les poutres

On remarque que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les Sections adoptées sont :

- Poutres principales **(30x 40)  $\text{cm}^2$**
- Poutres secondaires **(30 x 35)  $\text{cm}^2$**
- Poutre palière **(30 x 30)  $\text{cm}^2$**

## II•2 •2 Planchers en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferraillée, et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposée suivant la petite portée afin de limiter la flèche.

L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante.

$$h_t \geq l_{\max} / 22.5 \text{ (BAEL91 modifié 99 / B.6.8 ,424)}$$

Avec: **L<sub>max</sub>**: portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

**h<sub>tp</sub>** : hauteur totale du plancher.

### Remarque :

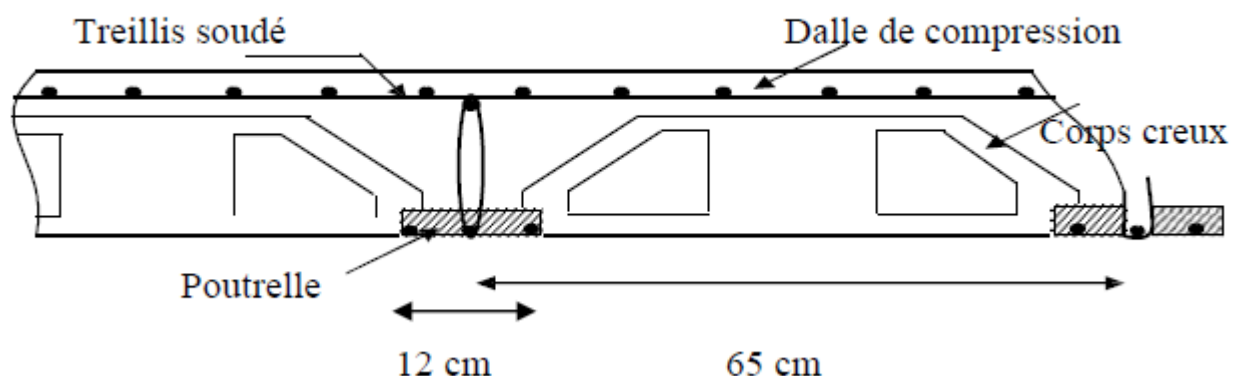
En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 330 - 25 = 305$  cm.

$$h_{tp} = 305 / 22.5 = 13.55 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**.



**Figure II-1** : Schématisation d'un plancher en corps creux.

**II•2 •3 Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

**a. Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.30\text{m}$$

$$e \geq \frac{1.30}{10} = 0.13\text{m} = 13\text{ cm}$$

**Donc  $e \geq 15\text{ cm}$**

**b. Condition de résistance au feu :**

**$e = 7\text{ cm}$**  : pour une heure de résistance au feu.

**$e = 11\text{ cm}$**  : pour deux heures de résistance au feu.

**$e = 17,5\text{ cm}$**  : pour quatre-heures de résistance au feu.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

**$e \geq 15\text{ cm}$ .**

Finalement on opte pour un épaisseur

**$e = 15\text{ cm}$**

**II•2 •4 les voiles :**

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

Le pré-dimensionnement se fera conformément aux règles de **(RPA99version 2003)**



• **L'épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.•

Avec :

**a :** épaisseur d'un voile.

**L :** portée min du voile.

**$h_e$  :** hauteur d'étage.

( $a \geq 15[\text{cm}]$ ).

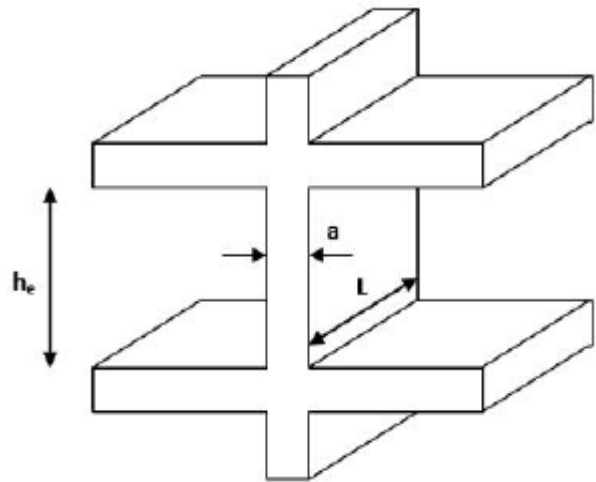
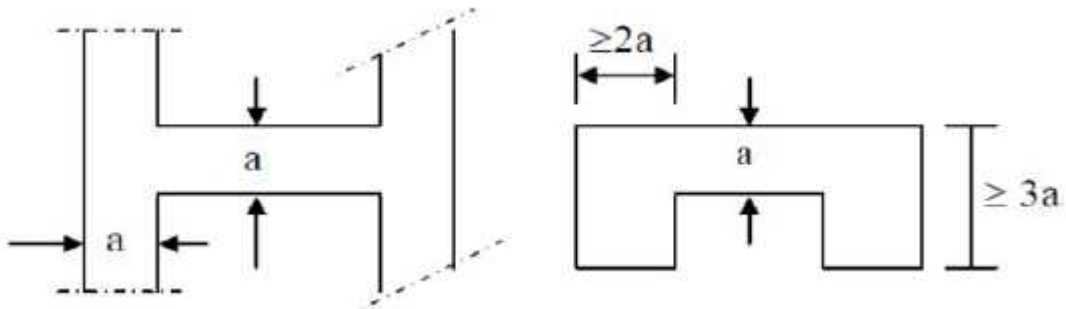
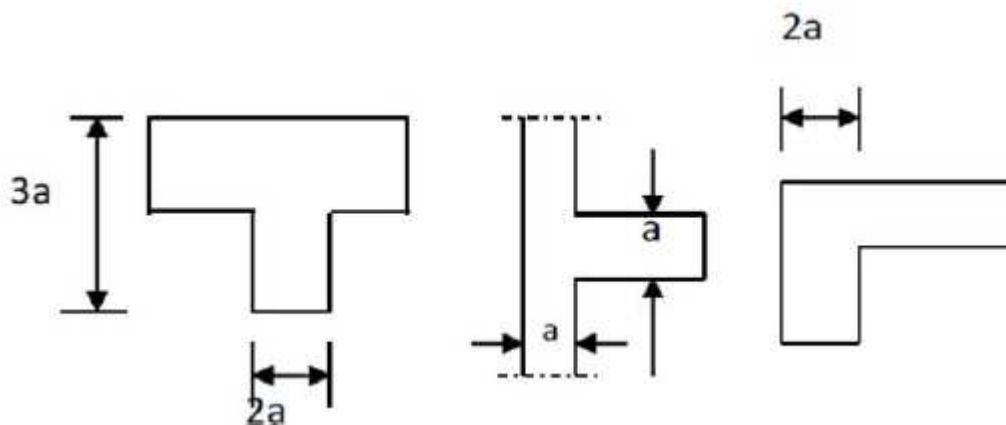


Figure II.2: Coupe de voile en elevation

**1<sup>er</sup> cas :** ( $a \geq \frac{h_e}{25}$ )



**2<sup>ème</sup> cas :** ( $a \geq \frac{h_e}{22}$ )



**3ème cas :** ( $a \geq \frac{h_e}{20}$ )

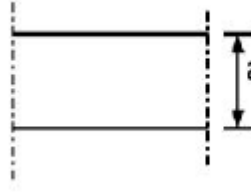


Figure II.3: Coupe de voile en plan

**Dans notre cas :**

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles Linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :  $e = h_e/20$ .

**Avec :**  $h_e = h - e_p$  : Hauteur de plancher.

✓ **Pour l'entre-sol :**  $h_e = h - e_p = 290 - 20 = 270 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.5 \text{ cm}$$

✓ **Pour l'étage courant et RDC :**  $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

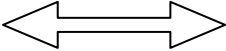
**On prend:**  $a = 20 \text{ cm}$  pour tous les voiles.

$e_p \min \geq 15 \text{ cm} \rightarrow e_p \min 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifier}$

● **longueur de voile :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L \geq l_{\min} = 4 e_p \text{ (Art 7.7.1, RPA99 VERSION 2003).}$$

$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$   Condition vérifiée.  
Donc la largeur de nos voiles doit dépasser **80 cm**

**Avec :**

$L_{\min}$  : La portée minimale d'un voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

## II.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être 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 fera à l'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ . On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_b} \quad \text{Avec: } N_s = G + Q$$

$\sigma_{bc}$  : La contrainte admissible à la compression du béton

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$A$  : section transversale du poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$$\text{Avec: } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kN/cm}^2.$$

Selon le (RPA 99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en zone III et IIb.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

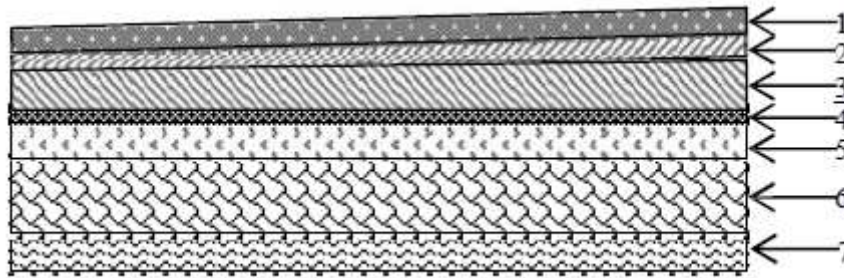
$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

**Remarque :**

L'effort normal « Ns » étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**II.2 •5.1 Détermination des charges et surcharges :**

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

**A) Charges permanents :****➤ Plancher terrasse (inaccessible) :**

**Figure II-3 Coupe verticale d'un plancher**

	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	G ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Couche de gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	01.54
4	Isolation thermique	0.04	04.00	0.16
5	Feuille plane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G TOTALE				5.83 $\text{KN/m}^2$

Tableau II-2 : Charges permanentes du plancher terrasse

➤ plancher d'étage courant et RDC et E/S :

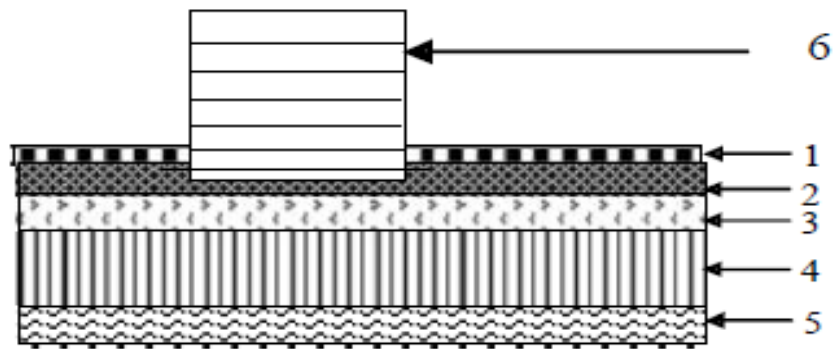


Figure II-4 : Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

$N^{\circ}$	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher en Corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.14	/	1.3
<b>G TOTALE</b>				<b>5.64 <math>KN/m^2</math></b>

Tableau II-3 : Charges permanentes du plancher étage courant

➤ **Balcon en dalle pleine :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	22	0.36
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
	<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>			<b>5.35 <math>KN/m^2</math></b>

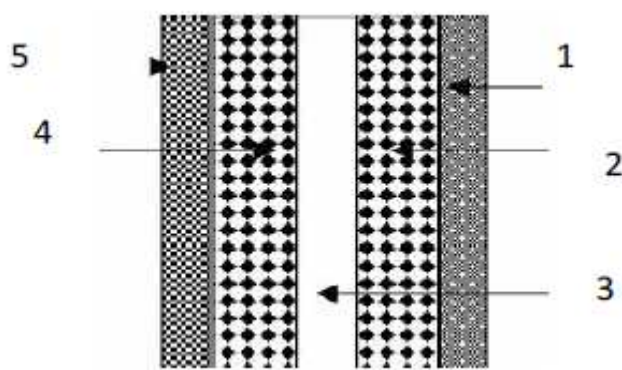
➤ **Maçonnerie :**✓ **Murs extérieurs :**

Figure II.1: Coupe transversale du mur extérieur

$N^{\circ}$	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Barque creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G totale				$2.36KN/m^2$

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs extérieurs

✓ Murs intérieurs :

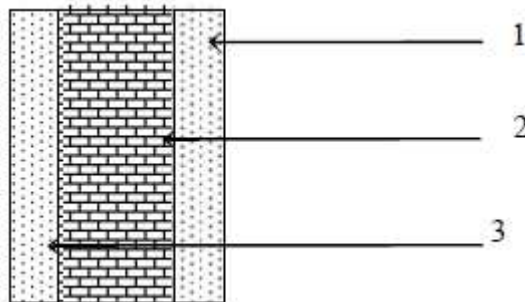
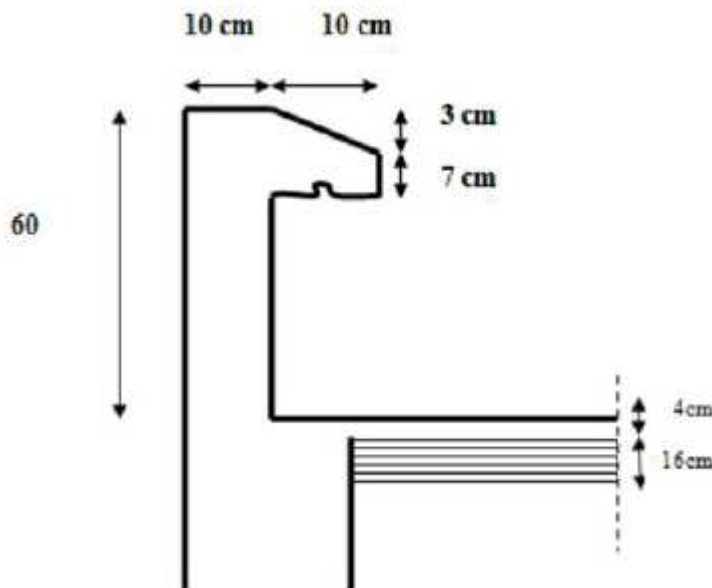


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

$N^{\circ}$	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ ( $KNm^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G totale				$1.30KN/m^2$

Tableau II-6: Charges permanentes des murs intérieurs

➤ **Acrotère :****Figure II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poid proper:  $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton = 25KN/m<sup>3</sup>

$S$ : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2 + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/M}$$

**B) Les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignations	Surcharge « Q » [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Plancher du RDC I : à usage d'habitation	1.50
Plancher du entre- sol	2.5
Balcons	3.50
Escaliers	2.50

**Tableau II. 7: Surcharge d'exploitation des différents éléments**



### II.2.5.2. Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

#### a. La surface d'influence :C2

##### ➤ Les plancher courant :

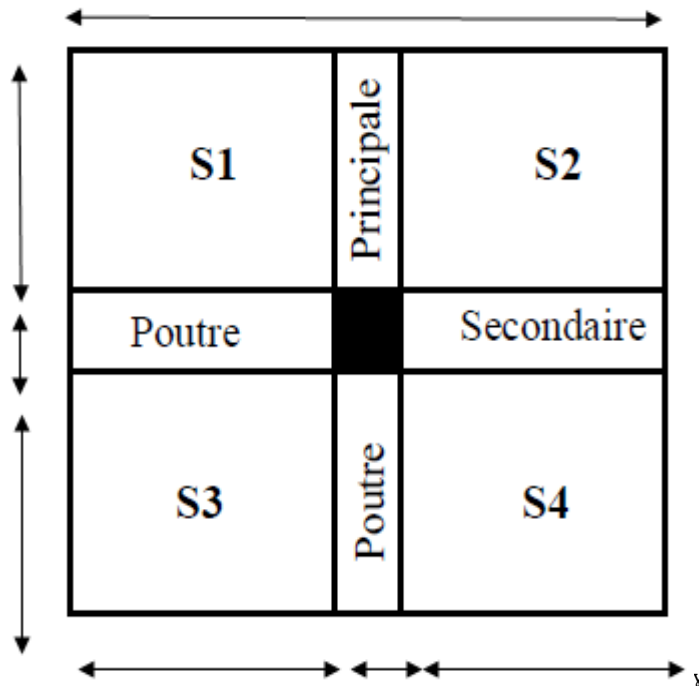


Figure II.9: Schéma de la surface du panneau revenant au poteau le plus solliciter

#### ●surface brute :

$$S1=1.525 \times 1.625 = 2.478 \, m^2$$

$$S2=1.425 \times 1.625 = 2.315 \, m^2$$

$$S3=1.525 \times 1.725 = 2.630 \, m^2$$

$$S4=1.425 \times 1.725 = 2.458 \, m^2$$

$$S_b = 9.881 \, m^2$$

#### ●surface nette :

$$S_n = 3.6 \times 3.2 \, m^2$$

$$S_n = 11.52 m^2$$

**b) Détermination du poids propre des éléments :**

❖ **Les planchers :**  $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

➤ **Plancher étage courant :**

$$P = 5.64 \times 9.881 = 55.728 \text{ KN}$$

➤ **Plancher terrasse :**

$$P = 5.83 \times 9.881 = 57.606 \text{ KN}$$

❖ **Les poutres :**  $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec :

$\rho$  : le poids volumique du béton égale 25KN/m<sup>3</sup>

$L$  : longueur de la poutre

➤ **Poutres principales**

$$p_{pp} = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.35 = 10.05 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$p_{ps} = (0.3 \times 0.35) \times 25 \times 2.95 = 7.743 \text{ N}$$

D'où le poids total des poutres est:

$$P_{\text{tot}} = p_{pp} + p_{ps} = 10.05 + 7.743 = 17.793 \text{ KN}$$

❖ **Les poteaux :**  $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$

Avec :

$S$  : sections des poteaux en zone  $II_a \geq 25\text{cm}$  (RPA99/verssion2003)

$\rho$  : poids volumique du béton égale 25KN/m

$h_e$  : hauteur d'étage

➤ **Pour l'entre sol :**

$$P_{E\ SOL} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.9 = 4.531 \text{ KN}$$

➤ Pour RDC et les étages courants :

$$P_C = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

### b. La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le *D.T.R B.C 2.2*, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux  $n \geq 5$  *niveau* Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable *D.T.R B.C 2.2 Art 6.3*

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

Tell que :

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation a la terrasse.

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

$n$  : Numéro de l'étage du haut ver

$Q_n$  : Surcharge d'exploitation a l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression de surcharges.

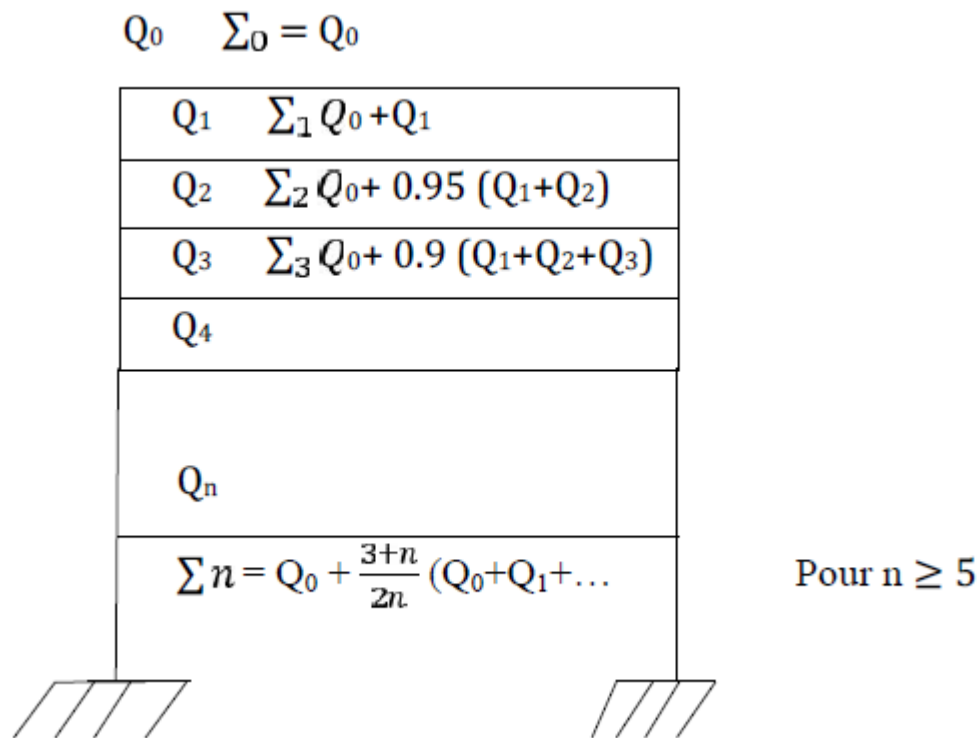


Figure II-10: loi de dégression des surcharges d'exploitations

## ❖ Coefficient de dégression de charges :

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	E/S
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau II.8: Coefficients de dégression de charges

## ❖ Les surcharges d'exploitation

Plancher terrasse :  $Q = 1.00 \times 9.881 = 9.881 \text{ KN}$ Plancher étages courants et RDC :  $Q = 1.5 \times 9.881 = 14.821 \text{ KN}$ L'entre sol (usage commercial) :  $Q = 2.5 \times 9.881 = 24.702 \text{ KN}$ 

## ❖ Surcharge cumulée :

Niv 5 :  $Q_0 = 9.881 \text{ KN}$ Niv 4 :  $Q_0 + Q_1 = 9.881 + 14.821 = 24.702 \text{ KN}$ Niv 3 :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 9.881 + 0.95(14.821 \times 2) = 38.041 \text{ KN}$

$$\text{Niv 2 : } Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 9.881 + 0,9(14.821 \times 3) = 49.897 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 1} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 9.881 + 0,85(14.821 \times 4) = 60.272 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau RDC} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 9.881 + 0,8(14.821 \times 5) = 69.165 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau E/sol : } Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 9.881 + 0,75(14.821 \times 5 + 24.702) = 83.986 \text{ KN}$$

N	G ( KN )					Q(KN)		N(KN)	S(cm <sup>2</sup> )	
	Gpl	Gpot	Gpout	Gtot	Gcum	Q	Qcum	G+Q	Strouvée= N/σ <sub>bc</sub>	Sadoptée
5	57.606	/	17.793	75.399	75.399	9.881	9.881	85,28	56.853	35x40
4	55.728	4.781	17.793	78.299	153.698	14.821	24,702	178,4	118.933	35x40
3	55.728	4.781	17.793	78.299	231.997	14.821	38,041	270,038	180.025	35x40
2	55.728	4.781	17.793	78.299	310.296	14.821	49,897	360,193	240.128	40x45
1	55.728	4.781	17.793	78.299	388.595	14.821	60,272	448,867	299,246	40x45
RDC	55.728	4.781	17.793	78.299	466.894	14.821	69,165	536,059	357,372	40x45
E/S	55.728	4.531	17.793	78.052	544.946	24.702	83,986	628,932	419,932	40x45

**Tableau II .9: Sections des poteaux.**

### II.2.5.3 Vérification des conditions (RPA 99/version 2003) :

Notre bâtiment est implanté en zone **IIa**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone **I** et **IIa**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

➤ **Vérification relative au coffrage (RPA 99/version 2003(ART7.4.1)) :**

Conditions exigés par le RPA	Section des poteaux	Valeur calculée	vérification
<b>Min (b,h)≥25</b> <b>Min (b,h)≥he /20</b> <b>1/4&lt;b/h&lt;4</b>	<b>ET3/ET4/ET5</b> <b>40x35</b>	Min (b,h)=35≥25	<b>vérifier</b>
		Min (b,h)≥he/20 35 > 306/20=15.3	<b>vérifier</b>
		1/4<b/h 0.25<0.8	<b>vérifier</b>
	<b>Entre sol</b> <b>RDC/ET1/ET2/ET3</b> <b>40x45</b>	Min (b,h)=40≥25	<b>vérifier</b>
		Min (b,h)≥he/20 40≥290/20=14.5	<b>vérifier</b>
		1/4<b/h 0.25<0.88	<b>vérifier</b>

**Tableau II.10 : vérification des sections des poteaux**

➤ **Vérification au flambement :**

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	Condition
5	35	40	186666,667	1400	11.54	306	214.2	18.56	vérifiée
4	35	40	186666,667	1400	11.54	306	214.2	18.56	vérifiée
3	35	40	186666,667	1400	11.54	306	214.2	18.56	vérifiée
2	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.48	vérifiée
1	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.48	vérifiée
RDC	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.48	vérifiée
Entresol	40	45	303750	1800	12.99	290	203	16.48	vérifiée

Tableau II.11: Vérification au flambement

La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### Finalement :

- Poutres principales : **40x30**
- Poutres secondaires : **35x30**
- Epaisseur des balcons en dalle pleine : **15 cm**
- Epaisseur des voiles : **20 cm**
- Epaisseur planché en corps creux :  $16 + 4 = \mathbf{20\ cm}$
- Sections adoptées pour les poteaux

●RDC et Entresol et étage 1/2      →      **40x45**

●étage 3/4/5      →      **35x40**

**Conclusion :**

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.



## **Chapitre III**

# **Calcul des éléments nonstructuraux**

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 calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul Sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99version 2003.

### III-1. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m de largeur.

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

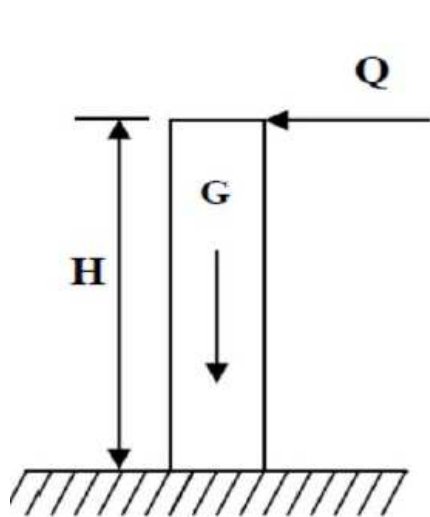


Figure III.1.a Coupe verticale de l'acrotère

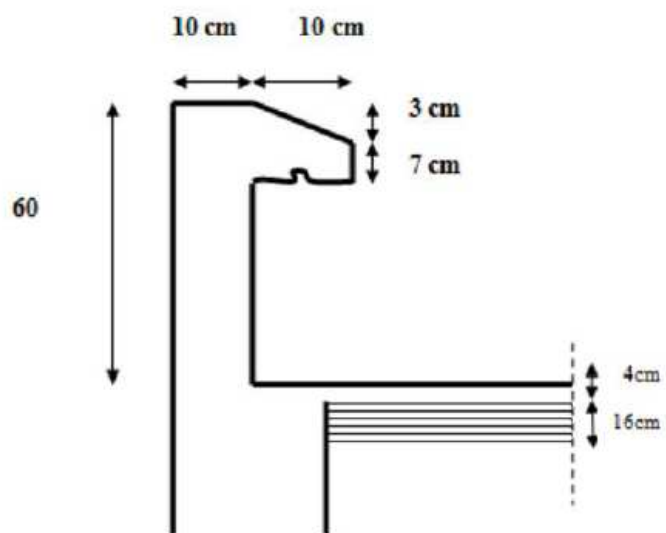


Figure III.1.b Schéma statique de l'acrotère

### III.2) Détermination des sollicitations :

#### • Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times S \times L \quad L=1\text{ml}$$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1 / 2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1\text{ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

#### • charge d'exploitation :

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

### • Les efforts internes :

#### C) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

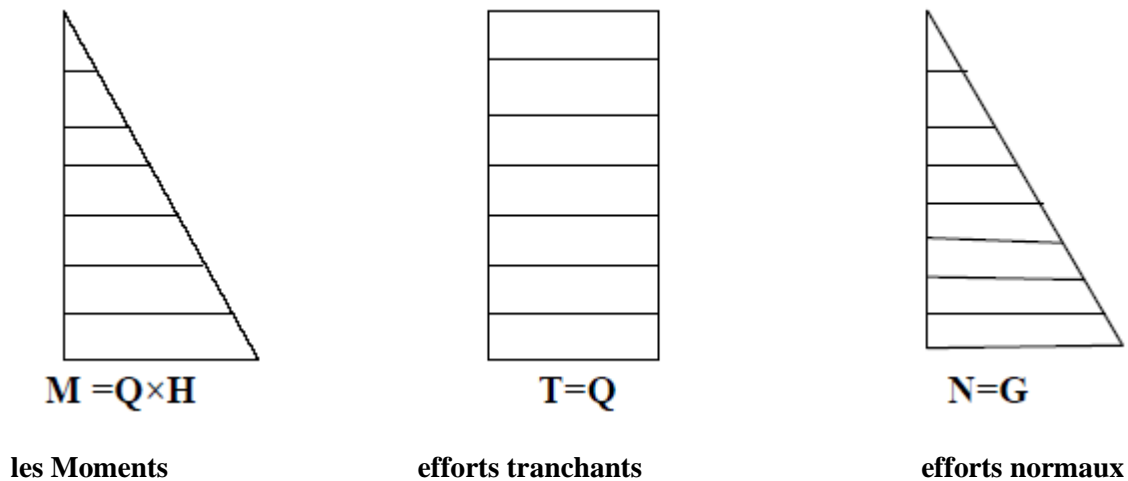


Fig. III.3 diagramme des efforts internes

#### I.3) Combinaison de charges :

##### ▪ A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

##### ▪ A L'ELS: $G + Q$

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN.}$$

#### III-1-4. Ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

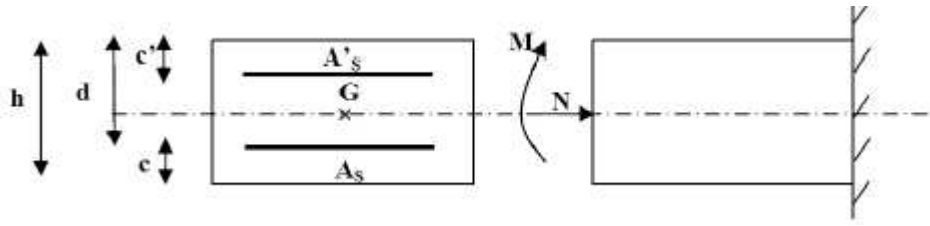


Fig (III.1.4.1) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} \quad c=c'=3 \text{ cm} \quad d = h-c=8 \text{ cm} \quad b=100 \text{ cm}$$

### III.1.5) Calcul à l'ELU

#### 1. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

**a** : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues ;

$e_u = 39 \text{ cm} > a = 2 \text{ cm}$  donc Le centre de pression 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.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

#### 2. Calcul en flexion simple :

⌘ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.312 \times \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{ KN.m}$$

⌘ **Moment réduit :**

$$u_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

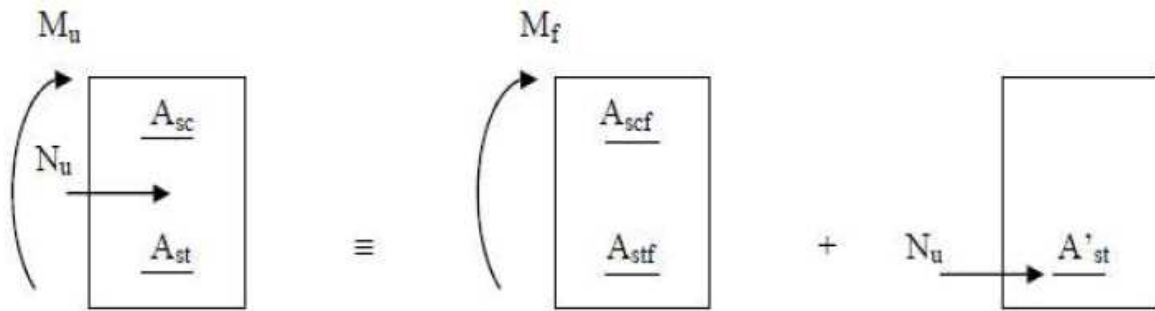
Avec :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$u_b = \frac{0.94 \times 10^5}{100 \times 7^2 \times 14.17^2} = 0.0135$$

$u_b = 0.0135 < u_l = 0.392$   $\longrightarrow$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section.



**Fig.III.5 :** la section d'armature sous la flexion composée

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

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

$u_u = 0.0135 \longrightarrow \beta = 0.993$  (par interpolation)

Avec  $\sigma_{st}$  : contrainte limite d'élasticité de l'acier  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{stf} = \frac{0.94 \times 10^5}{0.993 \times 70 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$$

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.39 - \frac{2.312}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

### III .1.6) 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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} \times 10^2 = 35.04 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 7 \times 100 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35.04 - (0.455 \times 7)}{35.04 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad A_{min} > A_s \quad \longleftrightarrow \quad \text{condition non vérifier}$$

#### Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU.

Donc on adoptera pour une section :  $A_s \geq A_{min}$

Soit :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Le tableau des sections des barres nous donne

:4HA8 avec un espacements  $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

#### -Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adaptera : 4HA8 =  $1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $st = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

#### 2) vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1,211)

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

donc on doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

**Nous avons une fissuration préjudiciable :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}; 4 \text{ Mpa}\right\}$$

**Avec :**  $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right\} = \min\{2.5; 4 \text{ Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{avec : } V_u = T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \implies$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

✂ **vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s: \text{Coefficient de scellement (acier haute adhérence } \psi_s = 1.5), \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.05} = 0.236 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

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.

**5) vérifier l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91) :**

▪ Armatures principales :  $< \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$  Soit : **St = 25 cm.**

▪ Armatures de répartition :  $S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$  Soit **St = 20cm.**

**4) vérifier la longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/BAEL91) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_u} \quad \text{avec : } \tau_u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{On adoptera} \quad l_s = 30 \text{ cm}$$

**III.1.7 vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Il faut vérifier les conditions suivantes :

-la contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

-la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc}$  : la contrainte dans le béton

$\overline{\sigma_{bc}}$  : la contrainte limite dans le béton

$\sigma_{st}$  : la contrainte dans les aciers tendus

$\overline{\sigma_{st}}$  : la contrainte limite dans les aciers tendus

**1) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A.4.5,33/BAEL91) :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\{2/3 f_e; \max\{0.5 f_e; 110(\eta f_{tj})^{1/2}\}\}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration dans notre cas  $\eta = 1.6$  pour HA

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110(\sqrt{1.6 \times 2.1})\right\} \quad \text{Tapez une équation ici.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{266.66; 201.63\} \quad \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

**Avec :**  $\beta_1$  est fonction de  $\rho_1$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 2.87$$

Par interpolation on trouve :  $\beta_1 = 0.915$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.58 \text{ Mpa}$$



$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$   $\Longrightarrow$  la condition est vérifiée

## 2) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

$$\rho_1 = 0.287 \quad \text{par interpolation} \quad k1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.58}{44.17} = 1.054 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.054 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$   $\Longrightarrow$  condition vérifiée

### III.1.8 vérification de l'acrotère au séisme :

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

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

- A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2).  
A = 0.15 (RPA99 (Art 4.2.3 Tableau 4-1)).
- C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.  
Pour les éléments secondaires : C<sub>p</sub> = 0.3.
- W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère

$$\rightarrow W_p = 1.7125 \text{ KN/M/ml}$$

$$\text{Alors: } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 < 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q$  ..... Condition vérifiée.

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

### Le Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 25 cm
- Armatures de répartition : 3 HA8/ml = 1.51 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 20 cm.

### III.3.Calcul des planchers :

Les planchers de (16+4) sont constitués de :

- ❖ corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de **4cm**.
- ❖ Des poutrelles préfabriquées de section en Té, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacée de **65cm**.

#### ❖ II.4.1errailage de la dalle de compression

- ❖ La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520,
- ❖  $\Phi \leq 6 \text{ mm}$ ) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au
- ❖ BAEL 91 (art B.6.8.423).
- ❖  $\gamma$  33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- ❖  $\gamma$  20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ❖ Le ferraillage est donné par les formules suivante :

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

**Avec :**

- **A<sub>⊥</sub>**: section en cm<sup>2</sup> par mètre linéaire,
- **L** : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- **f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa .

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2 = 5T5$$

Avec un espacement e=20cm

**a) pour les armatures parallèles aux poutrelles.**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{\parallel} = 0.98 \text{ cm}^2 = 5T5 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement e=20cm

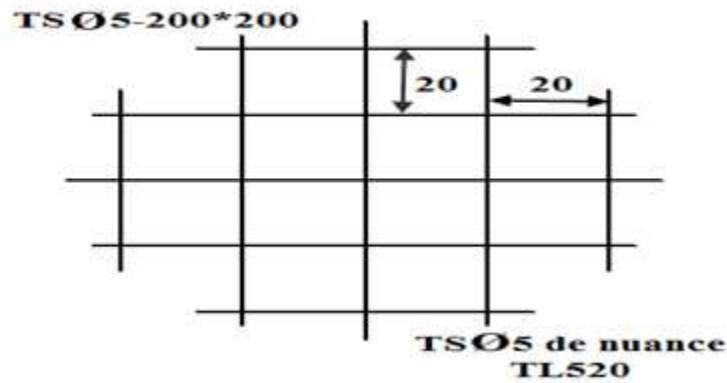


Figure III. 1: Schéma du treillis soudé

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$B1 \leq \begin{cases} \frac{l}{2} \\ \frac{L1}{10} \\ \frac{2}{3} \times \frac{L1}{2} \end{cases}$$

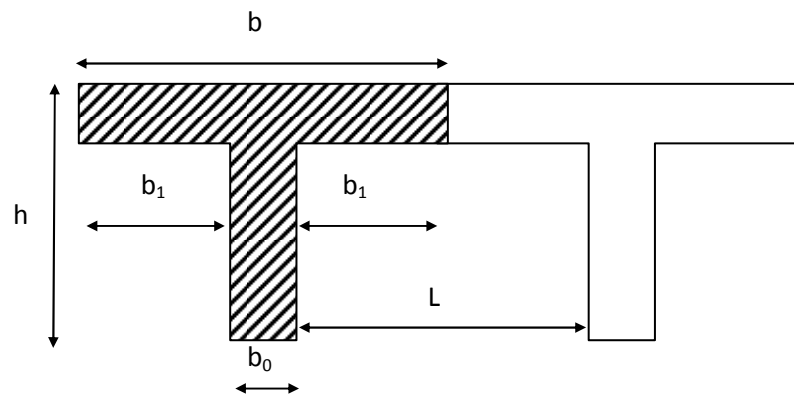


Figure III. 2: Coupe vertical d'une poutrelle.

- $b_0$ : Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b$ : Distance entre axes des poutrelles.
- $L$ : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée :  $L_1 = 3,30 \text{ m}$
- $h_0$ : épaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $h$ : hauteur totale de plancher.

$$b_1 \leq \begin{cases} \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} \times \frac{330}{2} = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \min(26.5, 33, 110) \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 0.12 = 65 \text{ cm}$$

### III.3.4.2 Calcul de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de **1m** et sur deux étapes :

#### 1<sup>er</sup> Etape : avant le coulage

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN /m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier. La section est estimée à **4 × 12 cm<sup>2</sup>**.

#### a) Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :  $G_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kn/m}_l$
- Poids propre de corps creux :  $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kn/m}_l$
- Poids propre totale :  $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kn/m}_l$   
Avec :  $l = 65 \text{ cm}$ : largeur de l'hourdis
- La surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ kn/m}_l$

#### Combinaison des charges :

#### ❖ Calcul à L'ELU

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kn/m}_l$$

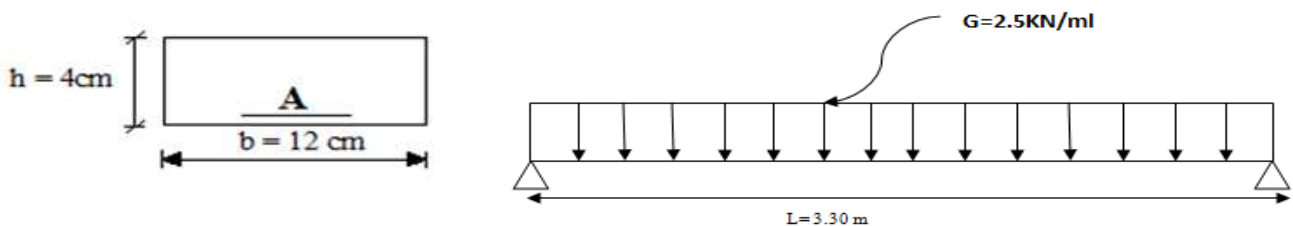


Figure III. 3: Schéma statique de la poutrelle

- Calcul de moment :  $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.30^2}{8} = 3.403 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant :  $T = q_u \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.30}{2} = 4.125 \text{ KN m.}$
- Calcul des Armatures :  $\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{3.403 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4.992 > \mu_{id} = 0,0392 \dots \dots \text{Section doublement armée}$$

### Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section 4 x 12 cm<sup>2</sup> de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit donc des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant, pendant et après le coulage.

### 2<sup>ème</sup> Etape : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

### ❖ Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.
- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL B.6.2, 210) 91 modifie 99, Art B.6.2, 210)**
- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :  

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

#### - Plancher étage courant et RDC à usage habitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5.64 = 11.28 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### - Le plancher de l'entre sol à usage habitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5.64 = 11.28 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifi}$$

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**
- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**
- ✓ Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

$$\left. \begin{aligned}
 0.8 < \frac{3.3}{3.1} = 1.06 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3.1}{3} = 1.033 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3}{3} = 1 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3}{3.1} = 0.96 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3.1}{3.1} = 1 < 1.25
 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

**b) Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire 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 même charge que la travée considérée.

**Exposé de la méthode :**

La valeur  $M_t$  doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- Moment en travées :  $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- Moment en travées Intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de Rive :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

✓  $M_0$  : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

✓  $L$  : Longueur entre nus d'appuis.

✓  $M_t$  : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

✓  $M_w$  et  $M_e$  : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis 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

Dans notre cas on a une poutre reposant sur (7) appuis

**Application de la méthode forfaitaire :****1<sup>ère</sup> CAS :****Travée A 3 appuis**

- Charge permanente :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3.666 \text{ KN/ml}$ ,  
➤ Charge d'exploitation:  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ .
- **Combinaison d'action :**
  - ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3.666) + 1,5(0,975) = 6.411 \text{ KN/ml}$ ,
  - ELS :  $q_u = G + Q = (3,666) + (0,975) = 4.641 \text{ KN/ml}$ .
- **Calcul du rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,21 = 1,063 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,6315. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,666 + 0,975} = 0,21. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,5315. \end{array} \right.$$

**Calcul des moments isostatique l'ELU :**

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.411 \times \frac{3,3^2}{8} = 8.726 \text{ KN ml}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.411 \times \frac{3,1^2}{8} = 7.701 \text{ KN ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8.726 = 2.617 \text{ KN ml}.$$

$$M_B = 0,6 (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 8.726 = 5.235 \text{ KN ml}.$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 7.701 = 2.310 \text{ KN ml}.$$

❖ **Les moments en travées :**➤ **Travée de rive :**

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

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,063 \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 8.726 - \frac{2.617 + 5.235}{2} = \mathbf{5.349 \text{ KN m.}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 0.6315 \times 8.726 = \mathbf{5.510 \text{ KN m.}}$$

Donc :  $M_{AB}^t = \mathbf{5.510 \text{ KN m}}$

- Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,063 \times M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{5.235 + 2.310}{2} = \mathbf{4.413 \text{ KN m.}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 0.6315 \times 7.701 = \mathbf{4.863 \text{ KN m.}}$$

Donc :  $M_{BC}^t = \mathbf{4.863 \text{ KN m}}$

#### ❖ Calcul des efforts tranchants:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.411 \times \frac{3,3}{2} + \frac{5.235 - 2.617}{3,3} = \mathbf{11.371 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.411 \times \frac{3,3}{2} + \frac{5.235 - 2.617}{3,3} = \mathbf{-9.784 \text{ KN.}}$$

- Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2.310 - 5.235}{3,1} = \mathbf{8.993 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2.310 - 5.235}{3,1} = \mathbf{-10.88 \text{ KN}}$$

2<sup>ème</sup> CAS :

## Travée A 4 appuis



- Charge permanente : :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3.666 \text{ KN/ml}$ ,  
➤ Charge d'exploitation:  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ .
- Combinaison d'action :
  - ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3.666) + 1,5(0,975) = 6.411 \text{ KN/ml}$ ,
  - ELS :  $q_u = G + Q = (3,666) + (0,975) = 4.641 \text{ KN/ml}$ .

- Calcul du rapport de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,21 = 1,063 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,6315. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,666 + 0,975} = 0,21. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,5315. \end{array} \right.$$

Calcul des moments isostatique l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.4111 \times \frac{3^2}{8} = 7.212 \text{ KN ml}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.4111 \times \frac{3,1^2}{8} = 7.701 \text{ KN ml}$$

- Calcul des moments fléchissant :
- ❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7.212 = 2.163 \text{ KN ml}.$$

$$M_A = M_C = 0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7.701 = 3.85 \text{ KN ml}$$

$$M_D = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 7.701 = 2.310 \text{ KN ml}$$

- ❖ Les moments en travées :

- Travée de rive AB :

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,063 \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 7.212 - \frac{2.163 + 3.85}{2} = 4.659 \text{ KN m}.$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = 0.6315 \times 7.212 = 4.554 \text{ KN m}.$$

$$\text{Donc : } M_{AB}^t = 4.659 \text{ KN m}$$

## ➤ Travée de rive CD :

$$M_{CD}^t \geq 1,063 \times M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{3.85 + 2.310}{2} = \mathbf{5.106 \text{ KN m.}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = 0.6315 \times 7.701 = \mathbf{4.863 \text{ KN m.}}$$

Donc :  $M_{CD}^t = \mathbf{5.106 \text{ KN m}}$

## ❖ Travées intermédiaires

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

## • Travée intermédiaires BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,063 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{3.85 + 3.85}{2} = \mathbf{4.336 \text{ KN m.}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,5315 \times 7.701 = \mathbf{4.093 \text{ KN m.}}$$

Donc :  $M_{BC}^t = \mathbf{4.336 \text{ KN m.}}$

## ❖ Calcul des efforts tranchants:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

## • Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.411 \times \frac{3}{2} + \frac{3.85 - 2.163}{3} = \mathbf{10.178 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.411 \times \frac{3}{2} + \frac{3.85 + 2.163}{3} = \mathbf{-9.054 \text{ KN.}}$$

## • Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 3.85}{3,1} = \mathbf{9.937 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 3.85}{3,1} = \mathbf{-9.937 \text{ KN.}}$$

## • Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2.310 - 3.85}{3,1} = \mathbf{9.44KN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2.310 - 3.85}{3,1} = \mathbf{-10.433KN}$$

### 3<sup>ème</sup> CAS :

## Travée A 6 appuis

- Charge permanente : :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3.666 \text{ KN/ml}$ ,  
➤ Charge d'exploitation:  $Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml}}$ .
- Combinaison d'action :
  - ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3.666) + 1,5(0,975) = 6.411 \text{ KN/ml}$ ,
  - ELS :  $q_u = G + Q = (3,666) + (0,975) = 4.641 \text{ KN/ml}$ .
- Calcul du rapport de charge :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,21 = \mathbf{1,063} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} = \mathbf{0,6315}. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,666 + 0,975} = \mathbf{0,21}. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} = \mathbf{0,5315}. \end{array} \right.$$

### • Calcul des moments isostatique l'ELU :

$$M_{01} = M_{04} = M_{05} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.411 \times \frac{3,1^2}{8} = \mathbf{7.701 \text{ KN ml}}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 6.411 \times \frac{3^2}{8} = \mathbf{7.212 \text{ KN ml}}$$

### • Calcul des moments fléchissant :

#### ❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = M_F = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.701 = \mathbf{2.310 \text{ KN ml}}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7.701 = \mathbf{3.85 \text{ KN ml}}.$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7.212 = \mathbf{2.884 \text{ KN ml}}.$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 7.701 = \mathbf{3.08KN\ ml.}$$

### ❖ Les moments en travées

#### ➤ Travée de rive :

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

#### • Travée de rive AB et EF :

$$M_{AB}^t = M_{EF}^t \geq 1,063 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{2,31 + 3,85}{2} = \mathbf{5.106KN\ m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,6315 \times 7.701 = \mathbf{4.683KN\ m.}$$

$$\text{Donc : } M_{AB}^t = M_{EF}^t = \mathbf{5.106KN\ m}$$

### ❖ Travées intermédiaires

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

#### • Travée intermédiaires BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,063 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,063 \times 7.212 - \frac{3,85 + 2,884}{2} = \mathbf{4.299\ KN\ m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,5315 \times 7.212 = \mathbf{3.833\ KN\ m.}$$

$$\text{Donc : } M_{BC}^t = \mathbf{4.299\ KN\ m.}$$

#### • Travée intermédiaires CD :

$$M_{CD}^t \geq 1,063 M_{03} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,063 \times 7.212 - \frac{2,884 + 3,08}{2} = \mathbf{4.684KN\ m.}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,5315 \times 7.212 = \mathbf{3.833\ KN\ m.}$$

$$\text{Donc : } M_{CD}^t = \mathbf{4.684\ KN\ m}$$

#### • Travée intermédiaires DE :

$$M_{DE}^t \geq 1,063 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{3.08 + 3.85}{2} = \mathbf{4.721 KN\ m}.$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,5315 \times 7.701 = \mathbf{4.093 KN\ m}.$$

Donc :  $M_{DE}^t = \mathbf{4.721 KN\ m}$

### ❖ Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

### ➤ à l'ELU

#### • Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 2,310}{3,1} = \mathbf{10,433 KN}.$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 2,310}{3,1} = \mathbf{-9.44 KN}$$

#### • Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{2.884 - 3.85}{3} = \mathbf{9,294 KN}.$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{2.884 - 3.85}{3} = \mathbf{-9.938 KN}$$

#### • Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.411 \times \frac{3}{2} + \frac{3.08 - 2.884}{3} = \mathbf{9.681 KN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.411 \times \frac{3}{2} + \frac{3.08 - 2.884}{3} = \mathbf{-9.551 KN}$$

#### • Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 3.08}{3,1} = \mathbf{10,185 KN}.$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3.85 - 3.08}{3,1} = \mathbf{-9.688 KN}.$$

- **Travée EF :**

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,310 - 3,85}{3,1} = \mathbf{9.44 \text{ KN}}.$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,310 - 3,85}{3,1} = \mathbf{-10.433 \text{ KN}}.$$

## 4<sup>ER</sup> CAS A 7 APPUIS

- **Les charges :**

- Charge permanente : :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3.666 \text{ KN/ml}$ ,
- Charge d'exploitation:  $Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml}}$ .

- **Combinaison d'action :**

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3.666) + 1,5(0,975) = 6.411 \text{ KN/ml}$ ,
- ELS :  $q_u = G + Q = (3,666) + (0,975) = 4.641 \text{ KN/ml}$ .

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,21 = \mathbf{1,063} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} = \mathbf{0,6315}. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,666 + 0,975} = \mathbf{0,21} . \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} = \mathbf{0,5315}. \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments isostatique l'ELU :**

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.411 \times 3.30^2}{8} = \mathbf{8.726 \text{ KN ml}}$$

$$M_{02} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.411 \times 3.10^2}{8} = \mathbf{7.701 \text{ KN ml}}.$$

$$M_{03} = M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.411 \times 3.00^2}{8} = \mathbf{7.212 \text{ KN ml}}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- ❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8,726 = \mathbf{2.617 \text{ KN ml}}.$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 8,726 = \mathbf{4.363 \text{ KN ml}}.$$

$$M_C = M_E = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7.701 = \mathbf{3.08 \text{ KN ml}}.$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 7.212 = \mathbf{2.884KN\ ml.}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 7.701 = \mathbf{3.850KN\ ml.}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,4 \times 7.701 = \mathbf{2.31KN\ ml.}$$

❖ Les moments en travées :

➤ Travée de rive :

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,063 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 8.726 - \frac{2,617 + 4,363}{2} = \mathbf{5,785\ KN\ m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,6315 \times 8,726 = \mathbf{5,51KN\ m.}$$

Donc :  $M_{AB}^t = \mathbf{5,785KN\ m}$

• Travée de rive FG :

$$M_{FG}^t \geq 1,063 \times M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{3.850 + 2.310}{2} = \mathbf{5,106\ KN\ m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,6315 \times 7.701 = \mathbf{4.863KN\ m.}$$

Donc :  $M_{FG}^t = \mathbf{5,106KN\ m}$

➤ Travées intermédiaires

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée intermédiaires BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,063 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{4,363 + 3,08}{2} = \mathbf{4.464\ KN\ m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,5315 \times 7.701 = \mathbf{4.093KN\ m}$$

Donc :  $M_{BC}^t = \mathbf{4.464KN\ m}$

- Travée intermédiaires CD ET DE :

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t \geq 1,063 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,063 \times 7.212 - \frac{3.08 + 2.884}{2} = \mathbf{4.684\ KN\ m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,5315 \times 7.212 = \mathbf{3.833KN\ m}$$

Donc :  $M_{CD}^t = M_{DE}^t = \mathbf{4.684KN\ m}$

- Travée intermédiaires EF :

$$M_{EF}^t \geq 1,063 M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,063 \times 7.701 - \frac{3.08 + 3.850}{2} = \mathbf{4.721\ KN\ m.}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,5315 \times 7.701 = \mathbf{4.093KN\ m}$$

Donc :  $M_{EF}^t = \mathbf{4.721KN\ m}$

### Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

### ➤ à l'ELU

- Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,411 \times \frac{3,3}{2} + \frac{4.363 - 2.617}{3,3} = \mathbf{11.107\ KN.}$$



$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,411 \times \frac{3,3}{2} + \frac{4,363 - 2,617}{3,3} = -10.049 \text{ KN.}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,08 - 4,363}{3,1} = 9.523 \text{ KN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,08 - 4,363}{3,1} = -10.350 \text{ KN.}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{2,884 - 3,08}{3} = 9.551 \text{ KN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{2,884 - 3,08}{3} = -9.681 \text{ KN.}$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{3,08 - 2,884}{3} = 9.681 \text{ KN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6,411 \times \frac{3}{2} + \frac{3,08 - 2,884}{3} = -9.551 \text{ KN.}$$

• Travée EF :

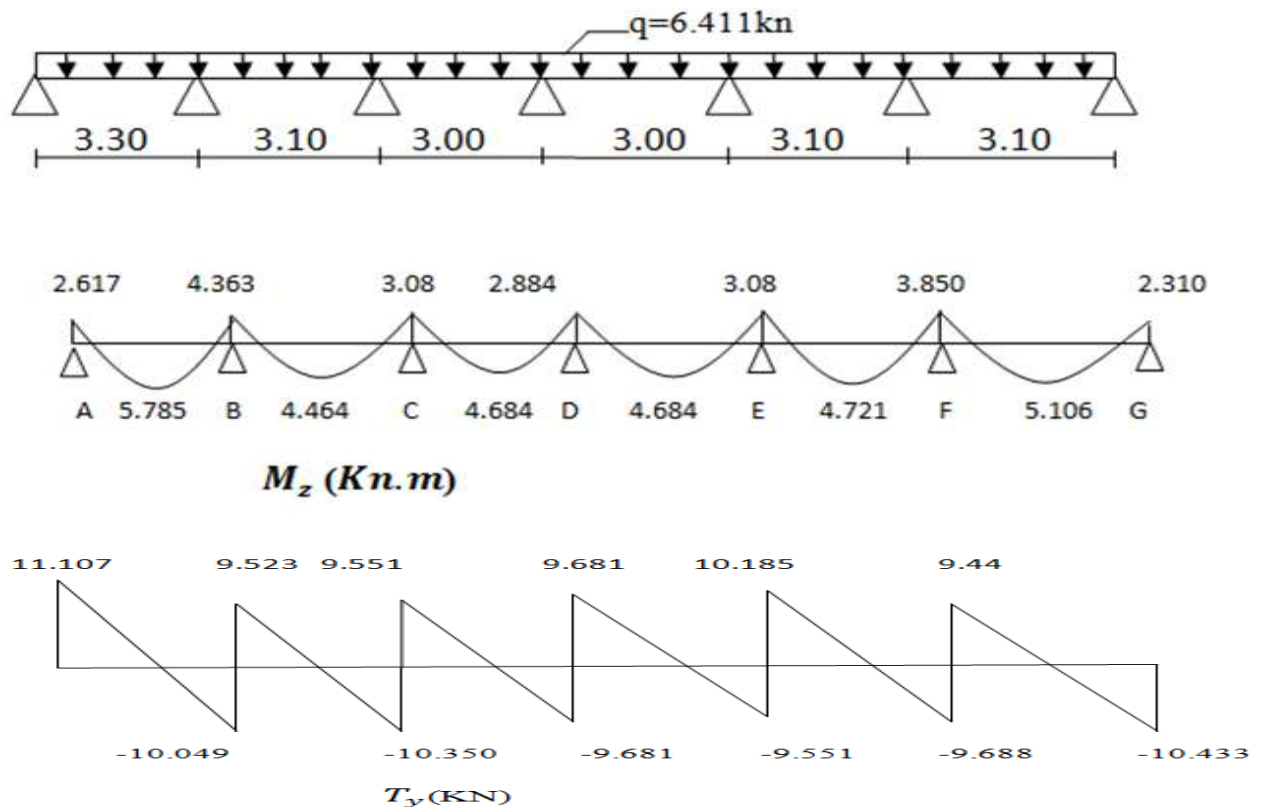
$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,850 - 3,08}{3,1} = 10,185 \text{ KN.}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,850 - 3,08}{3,1} = -9.688 \text{ KN.}$$

• Travée FG :

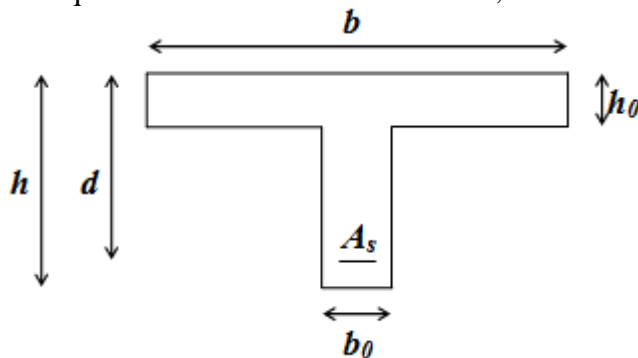
$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,310 - 3,850}{3,1} = 9.44 \text{ KN.}$$

$$T_G = -q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -6,411 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,310 - 3,850}{3,1} = -10,433 \text{ KN.}$$



#### ❖ Calcul des Armatures à l'ELU :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$



Si :  $M_T > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_T < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}.$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KNm}$$

$M_{t \max} = 5.785 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de Compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

❖ **Calcul des Armatures longitudinales :**

• **En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.785 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.019 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9905$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.785 \times 10^3}{0.9905 \times 18 \times 348} = 0.932 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures 3HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 2.35 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.363 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.079 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.079 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9585$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64.363 \times 10^3}{0.9585 \times 18 \times 348} = 0.726 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 2HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (**Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99**).

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10}\right) = \min(0.57 ; 1 ; 1.2) \Rightarrow \phi = 0.57 \text{ cm.}$$

On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{Ap} = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en Ø8

❖ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).**

- **Calcul de la section minimale.**

- **En travée :**

- $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

- $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$

- $A_{st}^{min} = 1.41 < A_{ad} = 2.35 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1 .1 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } T_{max} = 14.36 \text{ KN.}$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement admissible.**

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement.**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11.107 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.514 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.514 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\Psi_s = 1.5 : \text{Coefficient scellement HA.}$$

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

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{94,2 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.107 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 180} = \mathbf{0,727 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0,727 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{62,8 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.107 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = \mathbf{1,091 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,091 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1.22)**

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

**Soit : ST=15cm**

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.221 BAEL 91 modifiée 99).**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,0}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,27 \text{ cm.}}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 10\text{mm} \longrightarrow l_s = 35,27\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$Lc = 0,4Ls = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm.}$$

**a) Influence de l'effort tranchant.**

**a) sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

- **Appuis de rive :**

$$A \geq \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 11.107 - \frac{4.363}{0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = \mathbf{-0,454 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} > A = \mathbf{-0,454 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

**b) sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 11,107 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..}$$

### ➤ Vérifications à l'ELS

Pour l'étage courant :  $q_s = 5,35 \text{ KN/ml}$ .

Les paramètres  $\alpha \left( \frac{Q}{G+Q} \right)$ ,  $l$  (Longueur des travées) et la nature du chargement (Uniformément réparti) étant invariable (Les mêmes aussi bien à l'ELU qu'à l'ELS), les valeurs des moments et des efforts tranchant calculées à l'ELU sont proportionnelles à la charge  $q_u$ . Il suffit donc, de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport  $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,641}{6,411} = 0,723$  pour obtenir les valeurs à l'ELS. D'où :

**a) Les moments aux appuis :**

appuis	A	B	C	D	E	F	G
<b>Moments (KNm)</b>	1.892	3.154	2.226	2.085	2.226	2.783	1.670

**Tableau III. 1:** Moment aux appuis à l'ELS du plancher

**a) Les moments en travées :**

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
<b>Moments (KN m)</b>	4.182	3.227	3.386	3.386	3.413	3.691

**Tableau III. 2:** Moment en travée du plancher à l'ELS

**a) Les efforts tranchants :**

Travées	AB		BC		CD		DE		EF		FG	
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G
<b><math>T_y</math>(KN)</b>	8.03	-7.265	6.885	-7.483	6.905	-6.993	6.999	-6.905	7.363	-7.004	6.825	-7.543

**Tableau III. 3:** Efforts tranchants du plancher à l'ELS

**a) Vérification de la contrainte dans les aciers(Art A4.5.2/ BAEL 91 modifiée 99).**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} : \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} : \text{Dans le béton}$$

**En appuis :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^s = 3.154 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,464 \\ \beta_1 = 0,876 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.154 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 127,404 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 127,404 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

**- En travée :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 4.182 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 17,5} = 1,138$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,868 \\ \beta_1 = 0,856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.182 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 115,496 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 115,496 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**❖ Vérification de la contrainte dans le béton(Art A4.5.2/ BAEL 91 modifiée 99).****En appuis :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{127,496}{25,464} = 5,003 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.003 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{115.496}{19.868} = 5.813 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.813 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissurations :(Art A4.5.32/ BAEL 91 modifiée 99).**

C) Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

❖ **Etat limite de déformation (BAEL91, Art B.6.5, 1)**

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.

Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

h : Hauteur totale (20 cm).

L : Longueur max de la travée.

d : Hauteur utile de la section droite.

b<sub>0</sub> : Largeur de la nervure.

M<sub>0</sub>:Moment isostatique maximum.

M<sub>t</sub>: Moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{4.182}{15(6.317)} = 0,44 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{235}{120 \times 180} = 0,0108 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

▪ **Conclusion :**

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.



**d) Calcul de la flèche (Art. B6.5.1/ BAEL91)**

On doit vérifier que :  $f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée

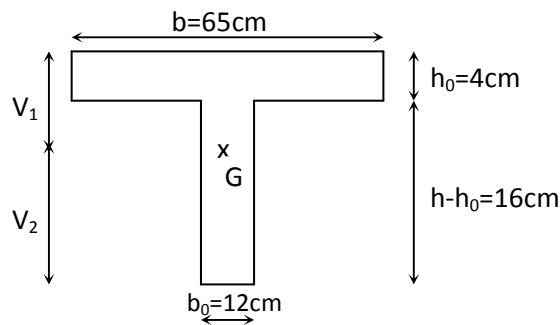
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPA}$$

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

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

Avec:

$I_0$  : moment d'inertie total.



**Figure III. 4:** Section en Té

**a. Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

**b. Calcul de V1 et V2**

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à  $x'x$ :

$$S_{x'x} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st} \times d$$

$$S_{x'x} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,01 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,01 = 12,90 \text{ cm.}$$

**c. Calcul de  $I_0$** 

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7,01)^3 + (12,90)^3] + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,01 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,35 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.238 \text{ cm}^4$$

Aussi:

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

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

d'où :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,64$$

Et :

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

- Calcul  $\sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,010 \longrightarrow \beta_1 = 0,945$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{4.182 \times 10^6}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 100.677 \text{ MPA}$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 100.677 + 2,1} ; 0) = 0.4002$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 20003.24}{1 + (0,64 \times 0.4002)} = 17516.975 \text{ cm}^2$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{M_{st} l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{4.182 \times 10^6 \times (3200)^2}{10 \times 10818,86 \times 17516.97 \times 10^4} = 2.4 \text{ mm}$$

$$f_v = 0.24 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0,24 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Les balcons en dalle pleine:

### III.4.1. Introduction :

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

Dans notre cas le balcon se calcule comme une console encastrée à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

- **DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DE PANNEAU**

$$\frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.666\text{cm}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003)

Soit :  $h_t = 15\text{cm}$

### III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

#### a) Charges permanentes :

Poids propre de la dalle pleine  $G = 5,35 \times 1 = 5,35 \text{ kN/ml}$  ( $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$  ; a été déterminé dans le chapitre II)

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :  $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3\text{KN}$

#### b) Surcharge d'exploitation

$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ kN/ml}$ .

#### c) Combinaisons de charges

##### - À l'ELU

. Charge uniforme :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5 = 12,47 \text{ kN/ml}$ .

. Charge concentrée :  $g_u = 1,35g = 1,35 \times 1,3 = 1.755 \text{ kN/ml}$ .

##### - À l'ELS

. Charge uniforme :  $q_s = G + Q = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ kN/ml}$ .

. Charge concentrée :  $g_s = g = 1,3 \text{ kN/ml}$ .

### Calcul des efforts internes:

- **La réaction d'appui :**

#### a) Calcul du moment fléchissant

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l = - \frac{12.47 \times 1.3^2}{2} - 1.755 \times 1.3 = - 13.112 \text{ kN.m.}$$

#### b) Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 13.112 \times 1.3 + 1.755 = 18.80 \text{ kN}.$$

### c) Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$d = h_t - 2 \text{ cm} = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.112 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0,054 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.112 \times 10^3}{0.972 \times 13 \times 348} = 2.98 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{adoptée} = 5HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### d) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{adoptée} = 5HA 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### a. Espacements des barres (BAEL 91 / 99 Art. A.8.242)

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = (30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = (45 ; 33 \text{ cm}) = 33$ . La condition est vérifiée

#### a) Calcul du moment fléchissant

$$M_s = - \frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l - M_{Rs} = - \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} - 1,3 \times 1,3 = - 9.16 \text{ kN.m}$$

#### 1. Etat limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 / BAEL 91 modifier 99)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,3$  :  $\beta_1 = 0,913$  ;  $K_1 = 42,72$ .

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{9.16 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 196.37 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{196.37}{42.72} = 4.59 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### 1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5, 32 du BAEL 91**)[14].

**Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**D'où :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{9.16}{10 \times 16} = 0.1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant

- **Armatures principales** : 5 HA 10 =  $3.93\text{cm}^2$  ( $S_t = 20\text{ cm}$ ).
- **Armatures de répartition** : 5 HA 8 =  $2.51\text{cm}^2$  ( $S_t = 20\text{ cm}$ )

## - Escaliers :

### Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une Construction, les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

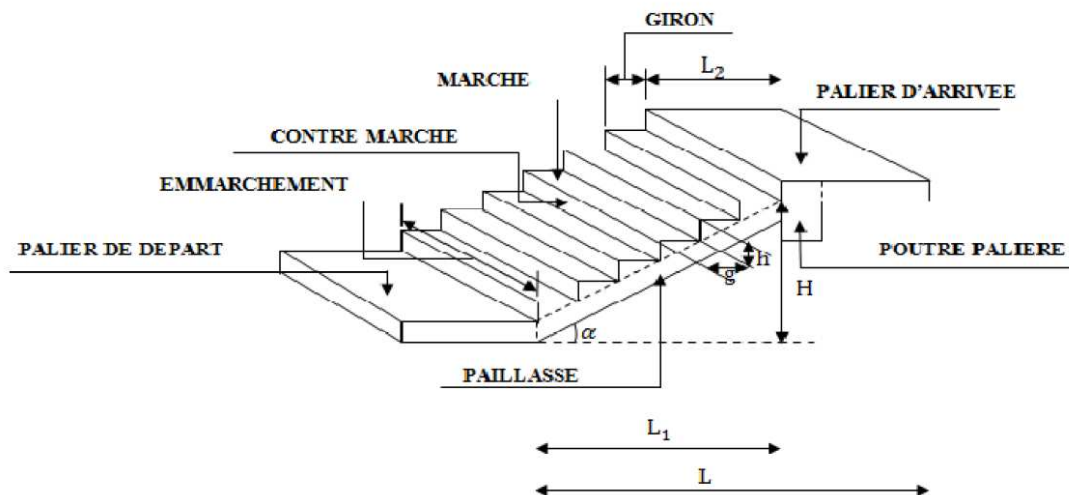


Figure III.3.1 : construction d'un escaliers

**La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.

**La contre marche** : C'est la partie verticale entre deux marches consécutives

**Emmarchement E** : C'est la longueur des marches

**Giron g** : C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contremarches Successives  $25\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

**Hauteur h** : représente la différence de niveau entre deux marches successives. Elle Varie généralement entre 14 et 18 cm.

**La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.

**La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la 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'escaliers

**palier** : c'est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires

### III.3.2 : dimensionnement des marches et contremarches :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste a déterminer :

- Le nombre de contre marche (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Pour l'étage courant et le rez de chaussée , nous avons une hauteur de 3,06m pour chaque niveau.

▪ **pour l'étage courant et le RDC** : on a 2 volée et un palier intermédiaire

▪ **pour l'entre sol** : 1 volée et un palier intermédiaire

Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la **formule de blondel** :

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

**h contre marche = Hauteur d'étage / nombre de contre marche**

$$- n = \frac{H}{h} \quad - m = n - 1 \quad - l = g \times m$$

- Calcul de n, h et g :

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire

Pour que l'escalier soit confortable, il faut que :

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

✓ On prend :  $h = 17 \text{ cm}$

✓ **Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marches}$$

✓ Le nombre de marche est pris comme suit  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

✓ **Le giron g :**

$$g = \frac{l_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$l_1 = 240 \text{ cm}$$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \leq 64 \rightarrow \text{le relation est vérifiée}$$

### III.3.3 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

L'épaisseur du palier et de la pailleasse (ep) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

**L** : longueur projetée du palier et de la pailleasse



**L1** : longueur de la paillasse projetée.

**L2** : longueur du palier.

► **Angle d'inclinaison**

$$\tan \alpha = H/L2 = 153/240 = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

► **la longueur de la paillasse (Lp)**

$$L1 = n \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$H = m \times g = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

$$Lp = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.62 \text{ cm} \rightarrow Lp = 284.62 \text{ cm}$$

► **L'épaisseur de la paillasse "ep"**

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$L = Lp + L2 = 284.62 + 130 = 414.62 \text{ cm} \rightarrow L = 414.62 \text{ cm}$$

$$13.820 \leq ep \leq 20.731$$

On prend  $e_p = 18 \text{ cm}$

► **L'épaisseur du palier « ep »**

$$E_{pp} \geq L1/10$$

L1 : portée du palier

$$E_{pp} \geq 130/10 = 13 \text{ cm}$$

on prend  $e_{pp} = 18 \text{ cm}$

**III.3.4) détermination des charges de calcul**

**A) Charge permanent**

► **La paillasse**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Marches	0.17	25	(25*0.17)/2=2.125
Paillasse	0.15	25	25*(0.18/cos α)=5.336
Garde corps	/	/	0.2
Lit de sable	0.02	18	0.36
G totale			9.46

### ► Le palier

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.18	25	4.5
Enduit de ciment	0.02	22	0.44
<b>G totale</b>			<b>6.30</b>

### B) Les surcharges d'exploitation

Surcharge d'exploitation selon le DTR C2-2 pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2.$$

#### • La charge concentrée

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = L' \times G_{\text{mur ext}} \times 1\text{ml}$$

$$P = (3.06-0.18) \times 2.36 \times 1 = 6.80 \text{ KN/ml}$$

### 1)Combinaison de charge

#### · Le palier :

$$\text{ELU : } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.30 + 1.5 \times 2.5) = 12.255 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{s1} = G + Q = 6.30 + 2.5 = 8.8 \text{ KN/ml}$$

#### · La paillasse :

$$\text{ELU : } q_{u2} = (1.35 \times 9.46 + 1.5 \times 2.5) = 16.521 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{s2} = G + Q = 9.46 + 2.5 = 11.96 \text{ KN/ml}$$

#### · Charge concentrée

$$\text{ELU : } q_{umu} = 1.35G = 1.35(6.80) = 9.18 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_{umu} = G = (6,80) = 6,80 \text{ KN}$$

### III.3.5): calcul a l'ELU :

Prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

### a. Calcul des efforts internes

#### • Réactions d'appui

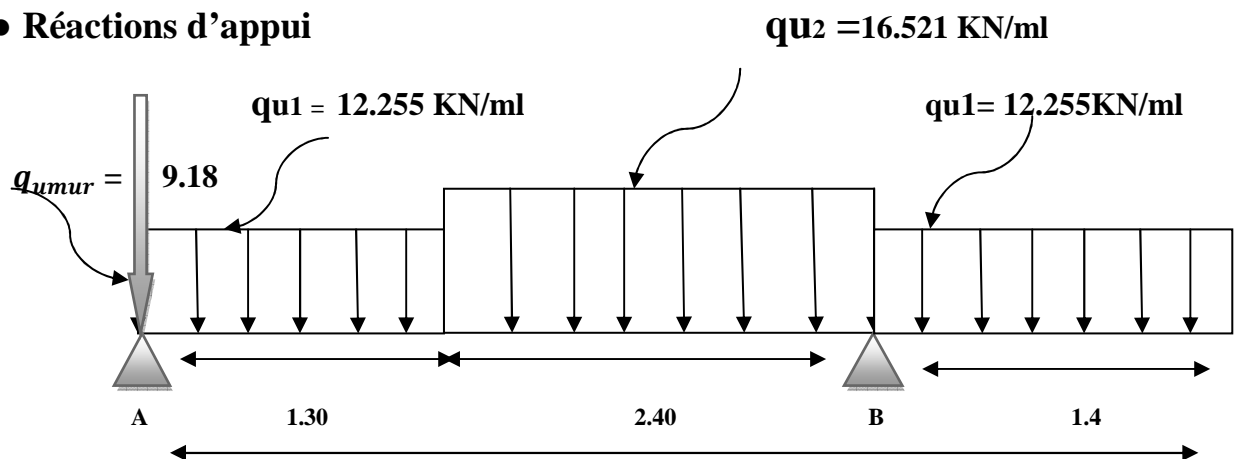


Figure III.3.5 :Schéma statique des volées à l'ELU. 5.1

#### • Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.30q_{u1} + 2.40q_{u2} + 1.4 \cdot q_{u1} + q_{umur}$$

$$R_A + R_B = 1.30 \times 12.255 + 2.40 \times 16.521 + 1.4 \times 12.255 + 9.18$$

$$R_A + R_B = 81.918 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.7 - 12.255 \times 1.3 \times 3.05 - 16.521 \times 2.4 \times 1.2 + 12.255 \times 1.4 \times 0.7 - 9.18 \times 3.7$$

$$R_A = 31.926 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.7 + 16.521 \times 2.40 \times 2.5 + 12.255 \times 1.4 \times 4.4 + 12.255 \times 1.3 \times 0.65$$

$$R_B = 49.992 \text{ kN}$$

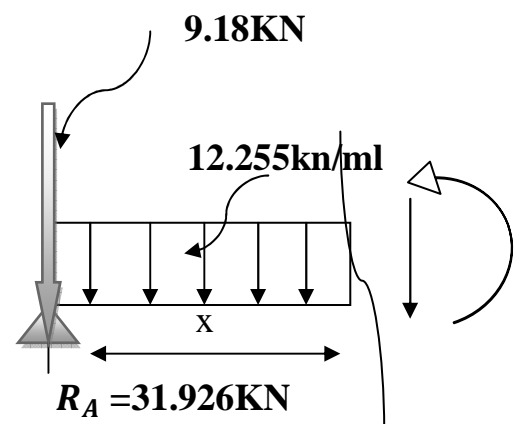
$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 31.926 \text{ kN} \\ R_B = 49.992 \text{ kN} \end{array} \right.$$

#### • Calcul des efforts internes :

1ere tronçons :  $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$T(x) = 22.746 - 12.255 (x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 22.746 \text{ kN} \\ T(x=1.30) = 6.814 \text{ kN} \end{array} \right.$$

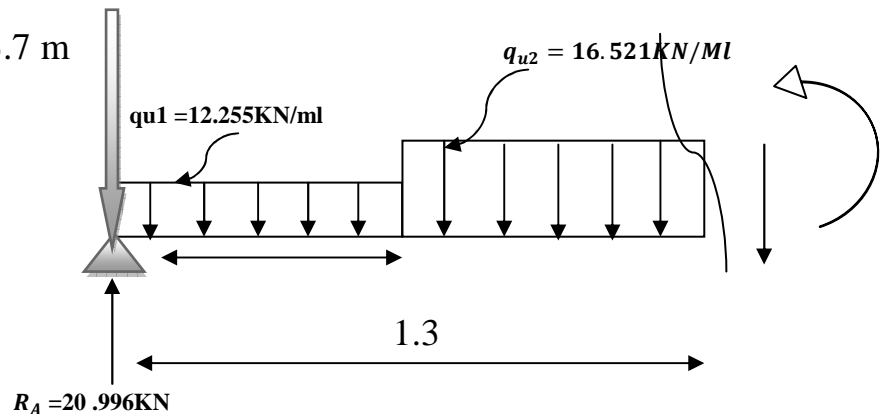


$$M(x) = 22.746(x) - 12.255 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 22.746(x) - 6.127x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.30) = 19.214 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2ème tronçons :  $1.30\text{m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$**



$$T(x) = -9.18 + 31.926 - 12.255x \cdot 1.3 - 16.521$$

$$(x - 1.3)$$

$$T(x) = 28.291 - 16.521(x)$$

$$\begin{cases} T(x=1.30) = 6.814 \text{ KN} \\ T(x=3.7) = -32.836 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $MZ = \max$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{28.291}{16.521} = 1.71 \text{ m}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 1.71 \text{ m}$$

$$x = 1.72 \longrightarrow x \in (1.3 ; 3.7)$$

$$M(x) = 31.926(x) - 9.18(x) - 12.255 \left[ (1.3)(x) - \frac{1.3}{2} \right] - 16.521x \frac{(x-1.3)^2}{2}$$

$$M(x) = -8.26x^2 + 28.291(x) - 3.604$$

$$\begin{cases} M(x=1.3) = 19.214 \text{ KN.m} \\ M(x=3.7) = -12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçons :**

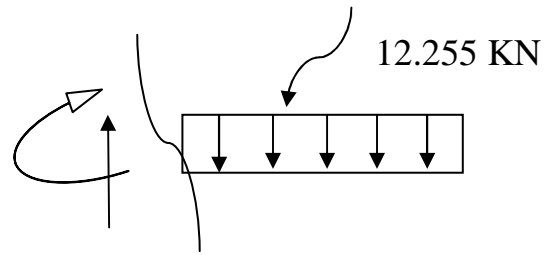
$$0 < x < 1.4$$

$$T(x) = 12.255(x)$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 0 \text{ KN} \\ T(x=1.4) = 17.157 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.127 x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.4) = -8.578 \text{ KN} \end{cases}$$



Tronçons	$T_y(\text{KN})$	$M_z(\text{KN. m})$
$0 < x < 1.3$	22.746	0
	6.814	19.214
$1.3 < x < 3.7$	6.814	19.214
	-32.836	-12
$0 < x < 1.4$	0	0
	17.157	-8.578

● **Calcul du moment max :**

On a: pour  $x = 1.72 \text{ m}$ ;  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M(x=1.71) = -8.26 (1.71)^2 + 28.291(1.71) - 3.604$$

$$M(x) = 20.620 \text{ KN .m}$$

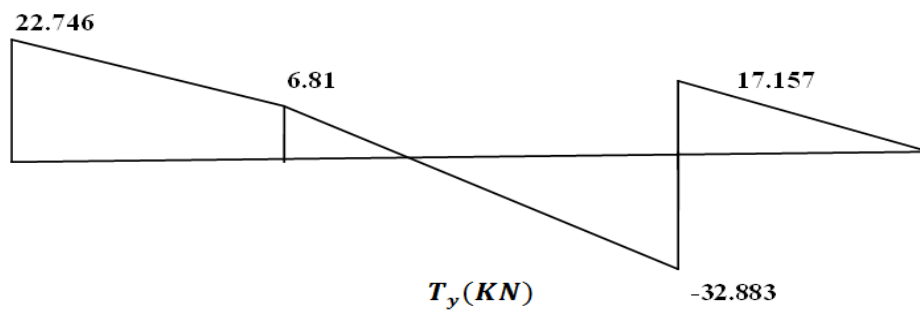
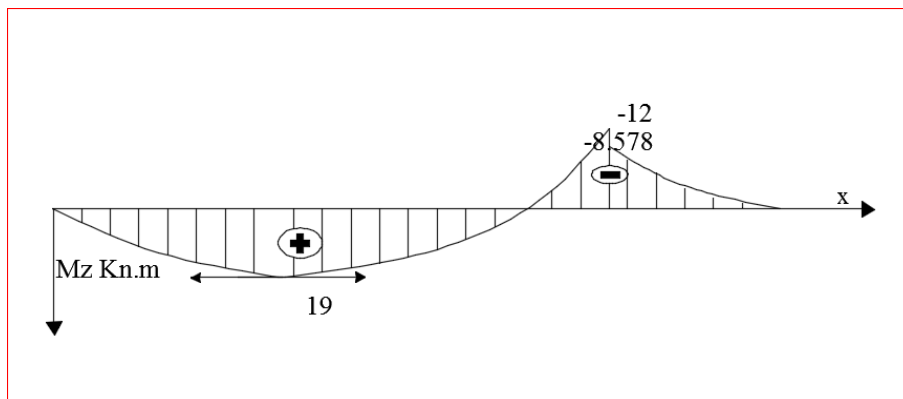
**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**  $M = -0.3M = -0.3(20.620) = -5.186 \text{ KN. m}$

**En travée :**  $M = 0.85M = 0.85(20.620) = 17.527 \text{ KN. m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

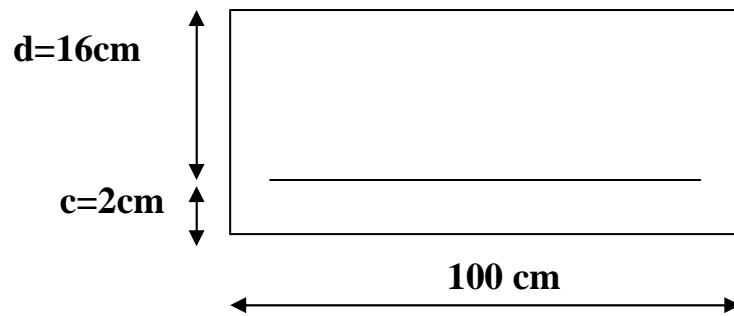


- **Calcul des armatures :**

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

**$b=100\text{cm}$  ;  $c= 2\text{ cm}$  ;  $d= 16\text{ cm}$  ;  $e_p= 18\text{ cm}$**

► **Aux appuis :**



► **Armatures principales :**  $M_u^a = 5.186 \text{ KN. m}$

$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.186.10^3}{100.16^2.14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu_a = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{M_u^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{5.186.10^5}{.10^2 0.993.16.\frac{400}{1.15}} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Nous ad opterons : 5 HA10 =  $3.92 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_{st} = 5\text{HA}10 ; S_t = 20 \text{ cm}$

► **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

nous adoptons : 4HA10 =  $3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $s_t = 25\text{cm}$

$A_r = 4\text{HA}10 ; S_t = 25 \text{ cm}$

► **En travée**

$$M_u^a = 17.527 \text{ KN. m}$$

► **Armatures principales :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14.2 \text{ MPA}$$

$\mu_u = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.527.10^3}{100.16^2.14.2} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.048 \quad \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_u^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17.527.10^5}{.10^2 0.975.16 \cdot \frac{400}{1.15}} = 3.228 \text{ cm}^2$$

Nous ad opterons : 5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>, avec un espacement St = 20 cm

$$A_{st} = 5\text{HA}12 ; S_t = 20 \text{ cm}$$

► Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

nous adoptons : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement st = 25cm

$$A_r = 4\text{HA}10 ; S_t = 25 \text{ cm}$$

	Armatures principales	Armatures de répartitions
En travée	5HA12 → 5.65 cm <sup>2</sup>	4HA10 → 3.14 cm <sup>2</sup>
Au appui	5HA10 → 3.92 cm <sup>2</sup>	4HA10 → 3.14 cm <sup>2</sup>
Espacement	20cm	25cm

Vérification a l'ELU :

A) Condition de non fragilité: (BAEL91, Art A.4.2 .1)

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

$$A_{calculé} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 .100.16 \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{appui} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\bullet A_{travée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$



### ❖ Espacement des barres : (BAEL91 Art A 8.2.4.2)

#### • Armatures principales :

**Aux appuis :**  $St_{max} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  **Condition vérifiée**

**En travée :**  $St = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ . **Condition vérifiée**

#### • Armatures de répartitions :

**Aux appuis :**  $St_{max} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ . **Condition vérifiée**

**En travée :**  $St = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ . **Condition vérifiée**

### B) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

#### ▪ Dans le béton (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1, 313)

$$V_u^{max} = 32.836 \text{ KN} \quad \text{avec } a = 0.9 d$$

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b = 0.4 \times \frac{2.5}{1.5} \times 0.9 \times 16 \times 100 = 960 \text{ KN avec } a = 0.9d$$

$$V_u^{max} = 32.836 \text{ KN} \leq V_u = 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ▪ Les aciers (BAEL 91 modifié 99, Art A.5.1, 321)

$$A_{appui} = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15 \times V_u^{MAX}}{f_e}$$

$$A_u = \frac{1.15 \times 32.836 \times 10^3}{400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$0.94 \text{ cm}^2 < 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### C) vérification a l'effort tranchant -contrainte de cisaillement : (Art A5.1 , 2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} < \tau_u^- \quad \text{avec : } T_{max} = 32.836 \text{ KN}$$

calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[ 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{32.836 \cdot 10^3}{1000 \cdot 160} = 0.205 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \text{ .....condition vérifié}$$

**D) vérification de la contrainte d'adhérence acier .béton  
(A.6.1,2BAEL91modifié 99)**

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 : \text{coefficient scellement HA}$$

$\Sigma U_i$  : somme des périmètres utiles des barres

**Aux appuis:**

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{32.836 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.45 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.45 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \text{ .....condition vérifié}$$

**En travée :**

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.49 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{32.836 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.49} = 1.20 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \text{ .....condition vérifié}$$

**Donc il n y a pas de risque**

**Longueur de scellement - Ancrage des armatures:**

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

**Au appui :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{sc}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \longrightarrow \quad 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

**En travée :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{sc}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow \quad 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifiée 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

### III.3.5): calcul à l'ELS :

#### a. Calcul des efforts internes

##### • Réactions d'appui

$$q_{u2} = 11.96 \text{ KN/ml}$$

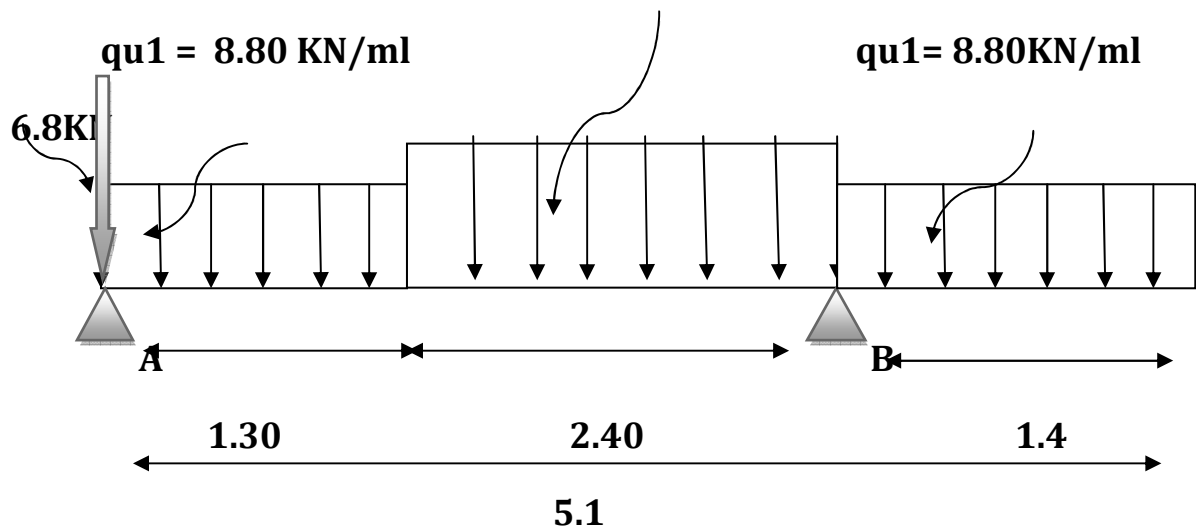


Figure III.3.5 :Schéma statique des volées à l'ELU.

##### ➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = 1.30 q_{u1} + 2.40 q_{u2} + 1.4 q_{u1} + q_{umur}$$

$$R_A + R_B = 1.30 \times 8.80 + 2.40 \times 11.96 + 1.4 \times 8.80 + 6.8$$

$$R_A + R_B = 59.264 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/B = 0 \leftrightarrow R_A \times 3.7 - 8.80 \times 1.3 \times 3.05 - 11.96 \times 2.4 \times 1.2 + 8.80 \times 1.4 \times 0.7 - 6.8 \times 3.7$$

$$R_A = 23.209 \text{ KN}$$

$$R_B = 59.264 - 23.209$$

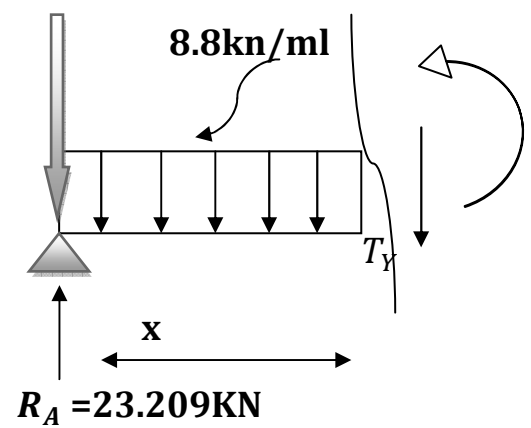
$$R_B = 36.055 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_A = 23.209 \text{ KN} \\ R_B = 36.055 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des efforts internes :  
1ere tronçons :  $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$T(x) = 16.409 - 8.8(x)$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 16.409 \text{ KN} \\ T(x=1.30) = 4.969 \text{ KN} \end{cases}$$

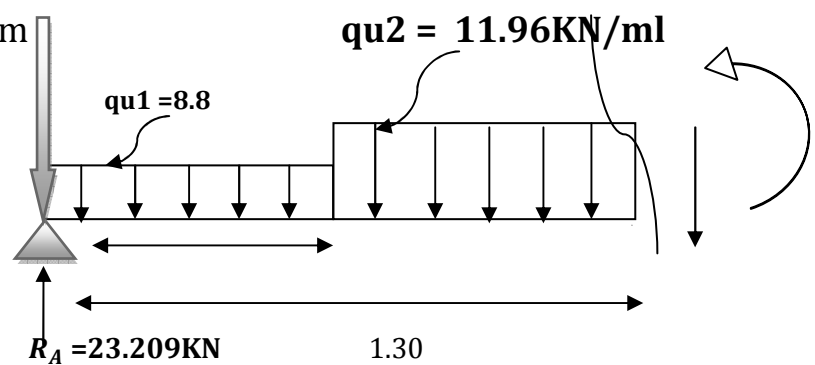


$$M(x) = 16.409(x) - 8.8 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16.409(x) - 4.4x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN. m} \\ M(x=1.30) = 13.895 \text{ KN. m} \end{cases}$$

2ème tronçons :  $1.30 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$



$$T(x) = 23.209 - 6.8 - 8.8x + 11.96(x - 1.3)$$

$$T(x) = 20.517 - 11.96(x)$$

$$\begin{cases} T(x=1.3) = 4.969 \text{ KN} \\ T(x=3.7) = -23.735 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{20.517}{11.96} = 1.71 \text{ m}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 1.71 \text{ m}$$

$$x = 1.72 \longrightarrow x \in (1.3 ; 3.7)$$

$$M(x) = 23.209(x) - 6.8(x) - 8.8 \left[ (1.3) \left( x - \frac{1.3}{2} \right) - 11.96x \frac{(x-1.3)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = -5.98x^2 + 20.517(x) - 2.67$$

$$\begin{cases} M(x=1.3) = 13.895 \text{ KN.m} \\ M(x=3.7) = -8.623 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçons :

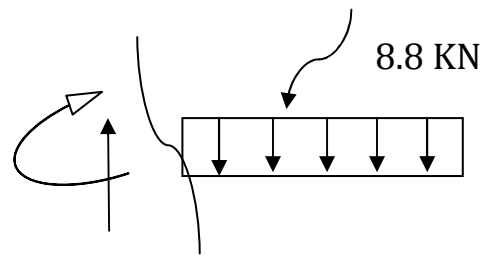
$$0 < x < 1.4$$

$$T(x) = 8.8(x)$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 0 \text{ KN} \\ T(x=1.4) = 12.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.4x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.4) = -8.624 \text{ KN} \end{cases}$$



Tronçons	$T_y$ (KN)	$M_z$ (KN. m)
$0 < x < 1.3$	16.409	0
	4.969	13.895
$1.3 < x < 3.7$	4.969	13.895

	-23.735	-8.623
<b>0 &lt; x &lt; 1.4</b>	0	0
	12.32	-8.624

● **Calcul du moment max :**

On a: pour  $x = 1.71$  m;  $T_y = 0$  KN.

$$M(x=1.91) = -5.98 (1.71)^2 + 20.517(1.71) - 2.67$$

$$M(x) = 14.927 \text{ KN.m}$$

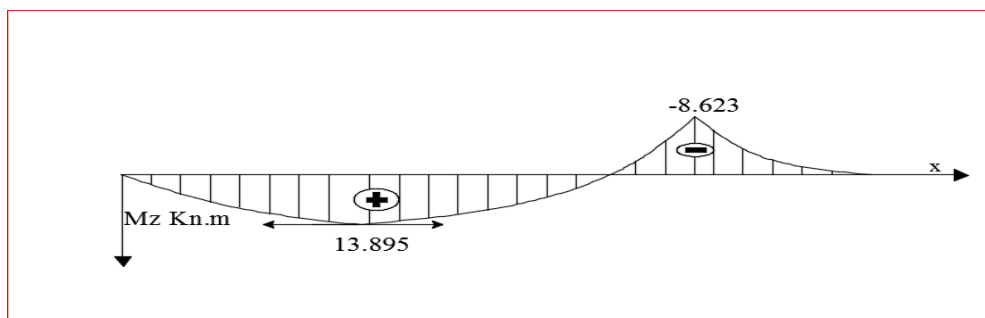
**Remarque :**

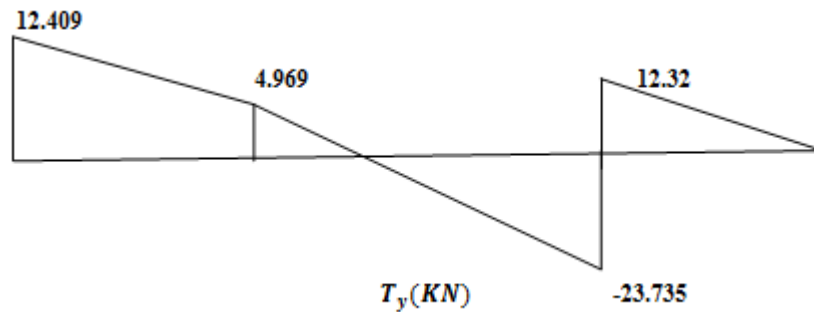
A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**  $M = -0.3M = -0.3(14.927) = -4.478 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M = 0.85M = 0.85(14.927) = 12.687 \text{ KN.m}$

● **Diagramme des efforts internes:**





### Vérification a l'ELS :

#### A) l'état limite d'ouverture des fissurations : ArtA.4.5.32 / BAEL 91révisées 99

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

#### B)Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{dans le béton}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{dans les aciers}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

##### • En appui :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245 \implies K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.478 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.92} = 77.520 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{77.520}{48.29} = 1.605 \text{ MPA.}$$

$$\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353 \quad K_1 = 39.218 \text{ et } \beta_1 = 0.9077$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{12.687 \times 10^3}{0.9077 \times 16 \times 5.65} = 154.613 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{154.613}{39.218} = 3.942 \text{ MPA.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### C) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.18}{3.70} = 0.0486 < 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow 0.0486 < \frac{12.687}{10 \times 14.927} = 0.0849 \dots\dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 \leq 0.0105 \dots\dots \text{condition vérifiée}$

### Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

#### 1- Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5,2) :

$$f \leq \bar{f} \quad \text{avec : } f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

avec  $q_s = 11.96 \text{ KN}$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

avec  $E_v$  : module de déformation différée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c_2)^2$$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$S_{XX'}$  : Moment statique de la section homogène.

$B_0$  : surface de la section homogène

$$S_{XX'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{17556}{1884.75} = 9.314 \text{ cm} \\ V_2 &= h - V_1 = 18 - 9.314 = 8.686 \text{ cm} \end{aligned} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_1 = 9.314 \text{ cm} \\ V_2 = 8.686 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I = \frac{100}{3} (9.314^3 + 8.686^3) + 15 \times 5.65 (8.686 - 2)^2$$

$$I = 52566.01 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.96 \times (3.7)^4}{10818.86 \times 10^3 \times 52566.01 \times 10^{-8}} = 0.513 \text{ cm}$$

$$f = 0.513 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \dots\dots \text{la condition est vérifié}$$

### Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier.

## Salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

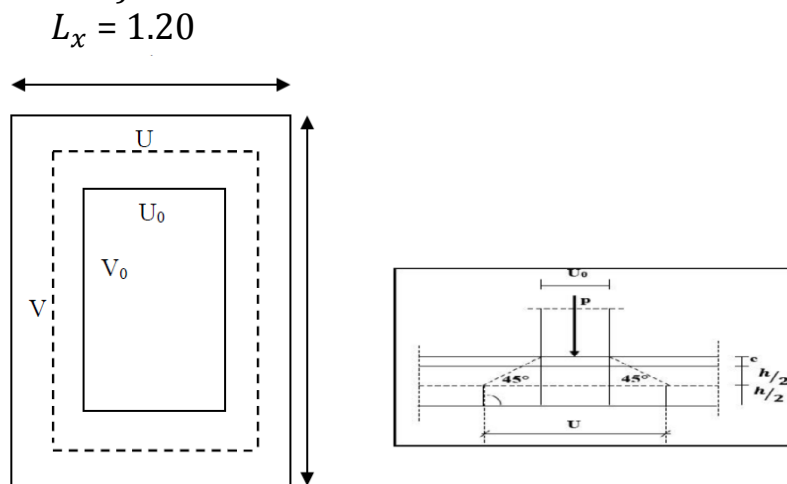
### III.5.1) Caractéristiques des ascenseurs :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La vitesse d'entraînement .....  $V = (1\text{m/s})$ .

La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : **8t**  
( **$P = 80\text{ KN}$** )

notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur avec une dalle pleine de dimension  
(1.20x1.80)



### III.5.2 ) DIMENSIONNEMENT :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003) .....  $h_t = 15\text{cm}$

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2 K.e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 K.e + h_0$$

**Avec :**

**$h_0$  :** Épaisseur de la dalle (15cm)

**$e$  :** épaisseur du revêtement (5cm)

**$K$  :** 1 car le revêtement est aussi solide que le béton.

**$U_0 = 80 \text{ cm}$ .**

**$V_0 = 80 \text{ cm}$ .**

**On remplace :**

$$U = U_0 + 2 K.e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2 K.e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

### III.5.3 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

#### a. ELU

$q_u = 1,35G + 1,5Q$  (Charge uniformément répartie sur une bonde de 1 m.)

$p_u = 1,35P$  (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times 0,15) = 3.75 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times (3.75) + 1.5 (1) = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

#### a. ELS

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 90 \text{ KN/ml}$$

	q(KN/ml)	P(KN/ml)
ELU	6.56	121.5
ELS	4.75	90

### III.5.4 CALCUL DES MOMENTS :

**a. Moment dû au poids propre de la dalle pleine :**

dans le sens  $L_x$  :  $M_x^2 = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$

dans le sens  $L_y$  :  $M_y^2 = \mu_y \times M_x^2$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$\blacktriangleright \text{a L'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases} \quad \nu = 0$$

**Donc :  $\rho = 0,66$**

$$\blacktriangleright \text{L'ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0789 \\ \mu_y = 0.541 \end{cases} \quad \nu = 0.2$$

**L'ELU :**

$$M_x^2 = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 = 0.0733 \times 6.56 \times (1.2)^2 = 0.692 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 0.692 \times 0.382 = 0.264 \text{ KN.m}$$

**L'ELS :**

$$M_x^2 = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 = 0.0789 \times 4.75 \times (1.2)^2 = 0.539 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 0.541 \times 0.539 = 0.291 \text{ KN.m}$$

**b. Moment dû au système de levage :**

**L'ELU :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x^1 = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

M1 et M2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\frac{U}{L_x}$  ;  $\frac{V}{L_y}$  ; et  $\rho$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{v} = 0.2 & \text{L'ELU} \quad \mathbf{v} : \text{coefficient de poison} \\ \mathbf{v} = 0 & \text{L'ELS} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.8} = 0.6 & \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.9 & \text{après interpolation} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.6 & \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_1 = 0.074} \\ \mathbf{M_2 = 0.034} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_x^1 = 121.5 ( 0.074 + 0 ) = 8.991 \text{ KN .m}}$$

$$\mathbf{M_y^1 = 121.5 ( 0.034 + 0 ) = 4.131 \text{ KN . m}}$$

**L'ELS:**

$$\mathbf{M_x^1 = P_s ( M_1 + v M_2 )}$$

$$\mathbf{M_y^1 = P_s ( M_2 + v M_1 )}$$

M1 et M2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\frac{U}{L_x}$  ;  $\frac{V}{L_y}$  ; et  $\rho$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.8} = 0.6 & \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.9 & \text{après interpolation} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.6 & \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_1 = 0.074} \\ \mathbf{M_2 = 0.034} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_x^1 = 90 ( 0.074 + 0.2 \times 0.034 ) = 7.272 \text{ KN .m}}$$

$$\mathbf{M_y^1 = 90 ( 0.034 + 0.2 \times 0.074 ) = 4.392 \text{ KN . m}}$$

**c. Superposition des moments :****► L'ELU :**

$$M_x^u = M_x^1 + M_x^2 = 8.991 + 0.692 = 9.683 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 4.131 + 0.264 = 4.395 \text{ KN.m}$$

**► L'ELS :**

$$M_x^u = M_x^1 + M_x^2 = 7.272 + 0.539 = 7.811 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 4.392 + 0.291 = 4.683 \text{ KN.m}$$

**III.5.5 FERRAILLAGE :****❖ Vérification à l'ELU :****1) Sens de la petite portée (sens xx)****► L'ELU :**

$$M_x^t = 9.683 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 4.395 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x^u = -0.3 \times 9.683 = -2.904 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 M_x^u = 0.85 \times 9.683 = 8.23 \text{ KN.m}$$

**calcul des armatures :****- aux appuis :**

$$d_x = h_t - 2\text{cm} = 13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.904 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.012 \leq U_{id} = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.90 \times 10^6}{0.994 \times 130 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**-En travée**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.23 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.034 \leq U_{id} = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.23 \times 10^6}{0.993 \times 130 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**2) Sens de la petite portée (sens yy)****► L'ELU :**

$$M_y^t = 4.395 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x^u = -0.3 \times 4.395 = -1.318 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 M_x^u = 0.85 \times 4.395 = 3.735 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**calcul des armatures :**

**- aux appuis :**

$$d_x = h_t - 2\text{cm} = 13\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.318 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.006 \leq U_{id} = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.318 \times 10^6}{0.997 \times 130 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**-En travée**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.735 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.016 \leq U_{id} = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.735 \times 10^6}{0.992 \times 130 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

### III.5.6 Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

**Sens x-x : Ast= 5HA10 (Ast= 3.93cm<sup>2</sup>).**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{1}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

avec  $\rho_0$ : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0$ : = 0.8‰ (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times \rho_0 \times \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 15 \times 0.0008 \times \left( 3 - 0.66 \right) = 1.404 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq A_{xmin} \longrightarrow 1.404 < 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 BAEL99) :

✓ **Sens principal :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens perpendiculaire :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$P_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$h_0$ : épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$



$$P_u = 121.5 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{ct} \right) = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc  $\tau < \bar{\tau}$  .....Condition est vérifiée.

#### Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

$$\text{On doit vérifier : } \emptyset \leq \emptyset_i = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \leq \emptyset_i = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification à l'ELS :

Coefficient de poisson  $\nu = 0.2$  à l'ELS

##### 1) Sens de la petite portée (sens xx)

► L'ELS :

$$M_x^t = 7.811 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 4.683 \text{ KN.m}$$

$$\text{aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x^u = -0.3 \times 7.811 = -2.343 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 M_x^u = 0.85 \times 7.811 = 6.639 \text{ KN.m}$$

- aux appuis :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.72 \\ \beta = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.343 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 50.23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{50.23}{42.72} = 1.17 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

### -En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.72 \\ \beta = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.639 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 142.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{142.32}{42.72} = 3.33 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

## 2) Sens de la petite portée (sens yy)

### ► L'ELS :

$$M_y^t = 4.683 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x^u = -0.3 \times 4.683 = -1.404 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 M_x^u = 0.85 \times 4.683 = 3.980 \text{ KN.m}$$

### - aux appuis :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.72 \\ \beta = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{1.404 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 30.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{30.09}{42.72} = 0.704 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

### -En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.72 \\ \beta = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.980 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 85.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{85.32}{42.72} = 1.99 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

### C) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq 0.0625 \dots\dots \text{condition vérifié} \\ \blacktriangleright \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0.125 \geq \frac{3.980}{10 \times 17.055} = 0.023 \dots\dots \text{condition vérifié} \\ \blacktriangleright \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0030 \leq 0.0105 \dots\dots \text{condition vérifié} \end{aligned}$$

### Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'a pas nécessité

**Poutre palière :****III.4.1 Définition :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire (**b x h**), avec une portée de **270 cm**, reposant sur deux nus d'appuis. Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

**III.4.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière :**

L : la longueur libre (entre nus d'appui)  $\longrightarrow L = 300 \text{ cm}$

**a. Hauteur de la poutre :**

La Hauteur  $h_t$  est donnée par la formule suivante : (selon le **Art.7.5.1 /RPA 99 / version 2003**)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$20 \leq h \leq 30 \text{ cm}$  ; Nous optons pour **h = 30cm**

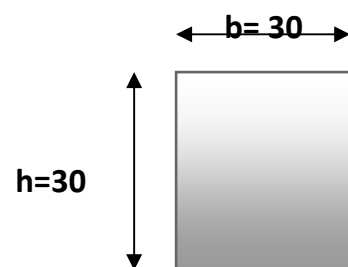
**b. Largeur de la poutre**

La largeur **b** est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour : **b = 30cm**

<b>h</b>	<b>30</b>
<b>b</b>	<b>30</b>

**III.4.2.1 Vérification selon (Art.7.5.1 RPA 99 / version 2003) :**

**b ≥ 20 cm** On a **b = 30 > 20cm**.....Condition Vérifiée.

**h ≥ 30 cm** On a **h = 30 ≥ 30cm**..... Condition Vérifiée.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm On a } \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1 < 4 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

poutre palière : (30x30)

### III.4.3 Détermination des charges :

#### III.4.3.1 Charge permanente :

▪ Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2.25$

• L'effort tranchant à l'appui A :

A l'ELU :  $T_u = 35.172 \text{ KN}$

A l'ELS :  $T_s = 25.540 \text{ KN}$

ELU:

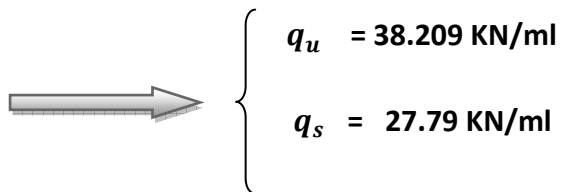
$$q = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.25) + 35.172$$

$$q = 38.209 \text{ KN/ml}$$

ELS:

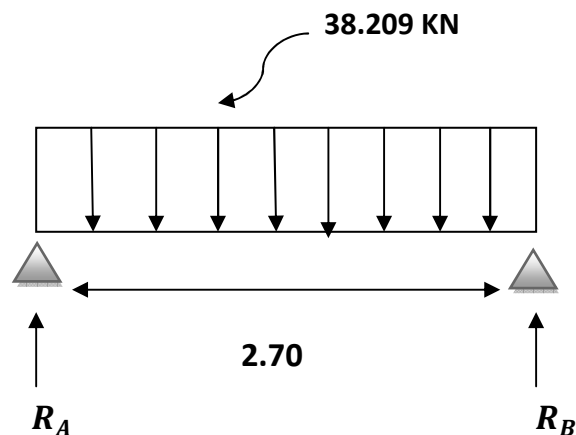
$$q = G + T_s = 2.25 + 25.540$$

$$q = 27.79 \text{ KN/ml}$$



#### III.4.4. Calcul à l'ELU :

❖ Calcul des efforts internes :



▪ Effort tranchant :

$$- \quad T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38.209 \times 2.70}{2} = 51.582 \text{ KN.}$$

$$T = R_A = R_B = 51.582 \text{ KN}$$

#### •Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38.209 \times (2.7)^2}{8} = 34.817 \text{ KN. m.}$$

$$M_0 = 34.817 \text{ KN. m}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

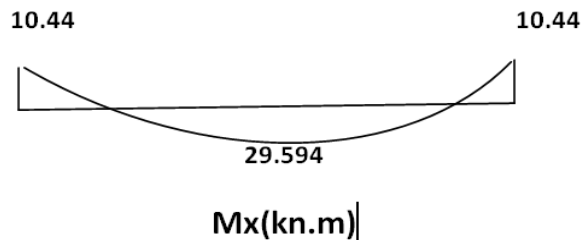
$$M_{\text{appui}} = -0,3M_0 = -0,3 \times 34.817 = -10.445 \text{ KN. m}$$

$$M_A = M_B = M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 34.817 = 29.594 \text{ KN. m}$$

$$M_{\text{appui}} = -10.445 \text{ KN. m}$$

$$M_{\text{travée}} = 29.594 \text{ KN/m}$$

diagramme :



#### ❖ Calcul des armatures :

$$❖ \quad d = 28 \text{ cm ; } H = 30 \text{ cm ; } C = C' = 2 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

#### ♦ Armatures principales

Aux appuis :

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.445 \times 10^6}{300 \times 280^2 \times 14.2} = 0,030 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée **(S.S.A)**

$$\mu_t = 0,030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.445 \times 10^6}{0,985 \times 280 \times 348} = 108.826 = \mathbf{1.088 cm^2}$$

On opte pour une section d'armature :

$$\mathbf{3T12 \Rightarrow A_a = 3,39 cm^2.}$$

**Aux travées :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.594 \times 10^6}{300 \times 280^2 \times 14.2} = \mathbf{0,088} < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée **(S.S.A)**

$$\mu_t = 0,088 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.594 \times 10^6}{0,954 \times 280 \times 348} = 318.359 = \mathbf{3.183 cm^2}$$

On opte pour une section d'armature :

$$\mathbf{3T14 \Rightarrow A_a = 4.62 cm^2.}$$

Aux appui	3 T 12 = 3.39
En travée	3 T 14 = 4.62

#### ♦ Armatures transversales (BAEL 91)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{15} \right\} = \min \left\{ 8.571, 14, 20 \right\}$$

On prend :  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier :  $A_t = 4 \text{ T8} = 2,01 \text{ cm}^2$

#### - Espacement

D'après le RPA 99 ; l'espacement est donné par :

##### ► Zone nodale

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ 7,5; 9,6; 30 \right\}$$

$s_t \leq 7,5 \text{ cm}$  On prend :  $s_t = 7 \text{ cm}$

##### ► Zone courante

$$s_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $s_t = 15 \text{ cm}$

### III.4.5) VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

#### a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art A.4.2.1)

$$A_{\text{calculé}} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calculé}} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 28 \times 2,1}{400} = 1,014 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1,014 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$A_{\text{adopte}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1,014 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b .Vérification aux cisaillements - effort tranchant (BAEL91/99 Art.5.1.211)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible.



$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{u1} = \frac{T_{1max}}{b_0 d} = \frac{51.582 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,614 \text{ MPa}$$

$\tau_{u1} < \overline{\tau_u}$  .....condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

### c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

▪ Dans le béton (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1, 313)

On a :  $V_u = 51.582 \text{ KN}$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 30 = 504 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{avec } a = 0,9d$$

$V_{max} = 51.582 \text{ KN} < V_u = 504 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

▪ Les aciers (BAEL 91 modifié 99, Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \quad M_u^a = -10.445 \text{ KN. m}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right] \longrightarrow \frac{1,15}{400} \left[ 51.582 - \frac{10.445}{0,9 \times 28} \right] = 0,147 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,147 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$

### d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91 (A.6.1, 3))

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

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

$\psi_s$  : Coefficient de scellement (acier haute adhérence  $\psi_s = 1.5$ ),

$$\Sigma U = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 113,04$$

N : Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{51,582 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,810 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,810 \text{ MPA} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ La longueur de scellement

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}$$

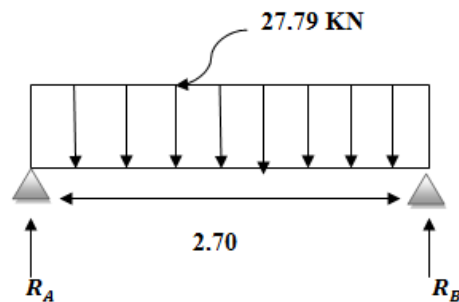
$$\text{Avec } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet  $l_e$  et aux moins égale à  $0,4 l_s$  pour les aciers H.A

$$l_e = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ on adopte } l_e = 20 \text{ cm}$$

#### III.4.5) VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELS



$$- T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,79 \times 2,70}{2} = 37,516 \text{ kN.}$$

$$T = R_A = R_B = 37,516 \text{ kN}$$

#### ▪ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27,79 \times (2,7)^2}{8} = 25,323 \text{ kN. m.}$$

$$M_0 = 25.323 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

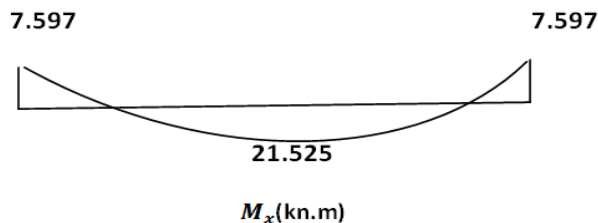
$$M_{\text{appui}} = -0,3M_0 = -0,3 \times 25.323 = -7.597 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 25.323 = 21.525 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -7.597 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{travée}} = 21.525 \text{ KN/m}$$

- Diagramme :



#### A) l'état limite d'ouverture des fissurations : Art A.4.5.32 / BAEL 91révisées

99La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

#### B)Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{dans le béton}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{dans les aciers}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- En appui :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 28} = 0.403 \implies K_1 = 36.285 \text{ et } \beta_1 = 0.9025$$

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.597 \times 10^3}{0.9025 \times 28 \times 3.39} = 88.68 \text{ MPA}$$

⇒  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{88.68}{36.285} = 2.44 \text{ MPA}$ .

⇒  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  .....condition vérifiée.

• En travée :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.597 \times 10^3}{0.9025 \times 28 \times 3.39} = 88.68 \text{ MPA}$$

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{21.525 \times 10^3}{0.889 \times 28 \times 4.62} = 187.172 \text{ MPA}$$

⇒  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187.172}{30.31} = 6.175 \text{ MPA}$ .

⇒  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  .....condition vérifiée.

### C) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivants sont réunies :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$        $\frac{0.30}{2.7} = 0.11 \geq 0.0625$  ..... condition vérifié
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$        $0.11 \geq \frac{21.525}{10 \times 25.323} = 0.085$  .....condition vérifié
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$        $\frac{4.62}{30 \times 28} = 0.0055 \leq 0.0105$  .....condition vérifié

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### d. Conclusion

Le ferrailage de la porte palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
  - 3 HA14 en travée
  - 3 HA12 aux appuis
- **Armatures transversales :**
  - 01 cadre et 01 étrier en **4 HA8**.

# **Chapitre IV**

## **Modélisation et vérification selon les exigences**

**IV. Modélisation de la structure :**

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

**IV.1. Description De L'ETABS:**

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

**IV.2.Etapes de Modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

**IV.3.1. Choix de la méthode de calcul :**

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

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

D'après l'article **4.1.2 du RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcule de structures (**ETABS 9.6.0**).

### IV.3.2.principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul.ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure .

### IV.3.La modélisation :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

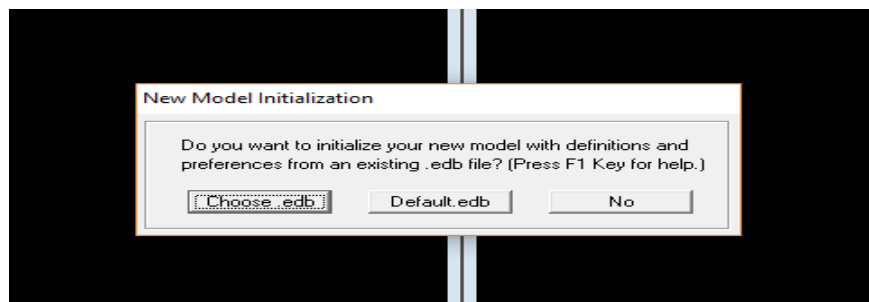
#### a- Choix d'unité :

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unité de base pour les forces et déplacement.

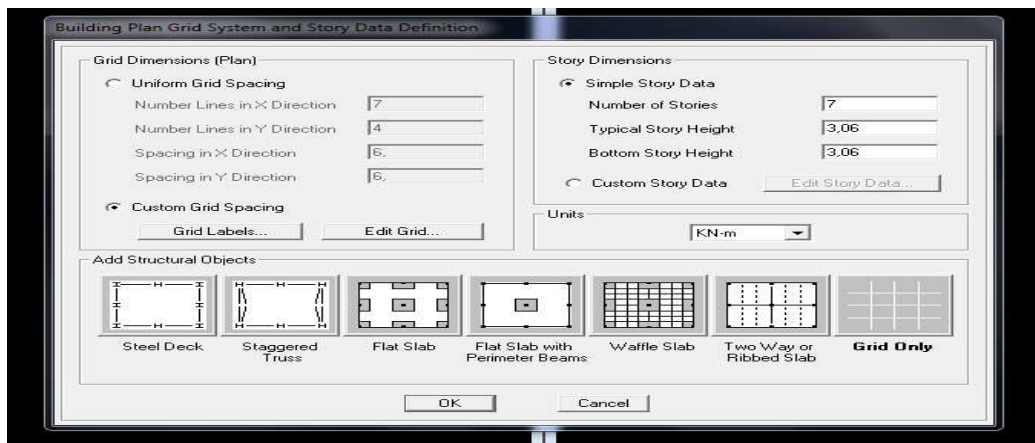


#### b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File → New model



On clique sur **Default.edb** et on aura la fenêtre ci-dessous



• Le nombre des lignes dans la direction X	→	<b>(Numberlines in X direction)</b>
• Le nombre des lignes dans la direction Y	→	<b>(Numberlines in Y direction)</b>
• Hauteur d'étage	→	<b>(story High)</b>
• Longueur de travée dans le sens de X	→	<b>(Spacing in X direction)</b> (Entre axes)
• Longueur de travée dans le sens de Y	→	<b>(Spacing in Y direction)</b> (Entre axes)
• Le nombre d'étage	→	<b>(Number of stories)</b>
• la hauteur d'étage courant	→	<b>(typical story High)</b>
• La hauteur d'étage en bas (RDC)	→	<b>(bottom story hight)</b>

**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3,3	Primary	Show	Top	
2	2	3,1	Primary	Show	Top	
3	3	3	Primary	Show	Top	
4	4	3	Primary	Show	Top	
5	5	3,1	Primary	Show	Top	
6	6	3,1	Primary	Show	Top	
7	7	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	D	3,7	Primary	Show	Left	
2	C	3,5	Primary	Show	Left	
3	B	3,2	Primary	Show	Left	
4	A	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

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

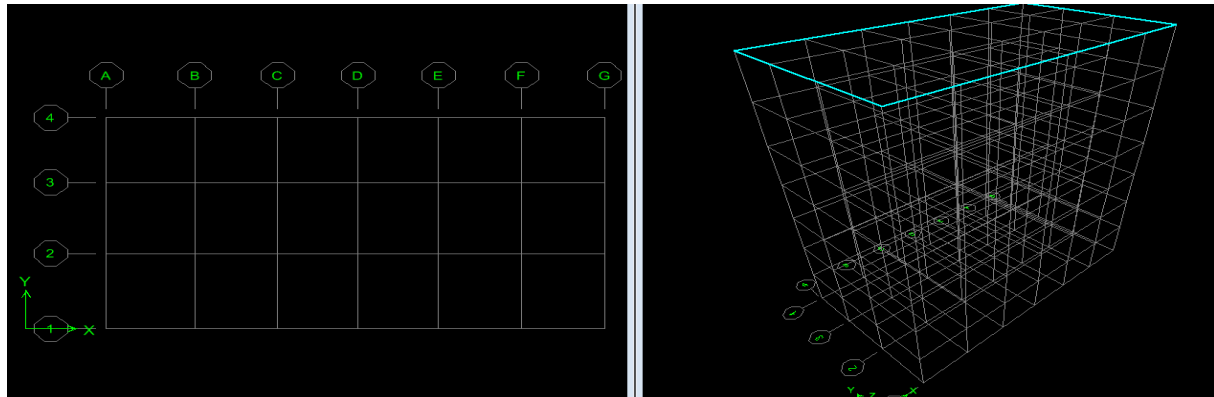
- [illegible]



**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

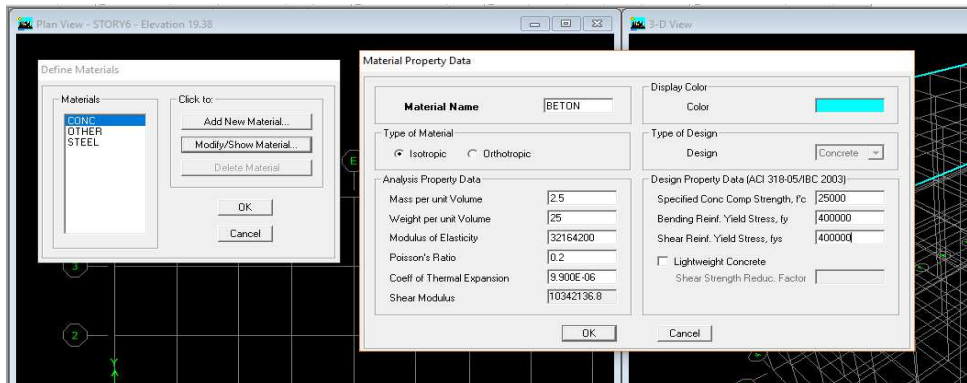
**C- Matériau :**

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

**Define** → **Material property** (ou bien On clique sur )

→ On sélectionne le matériau **CONC**

→ **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure ci-dessous.

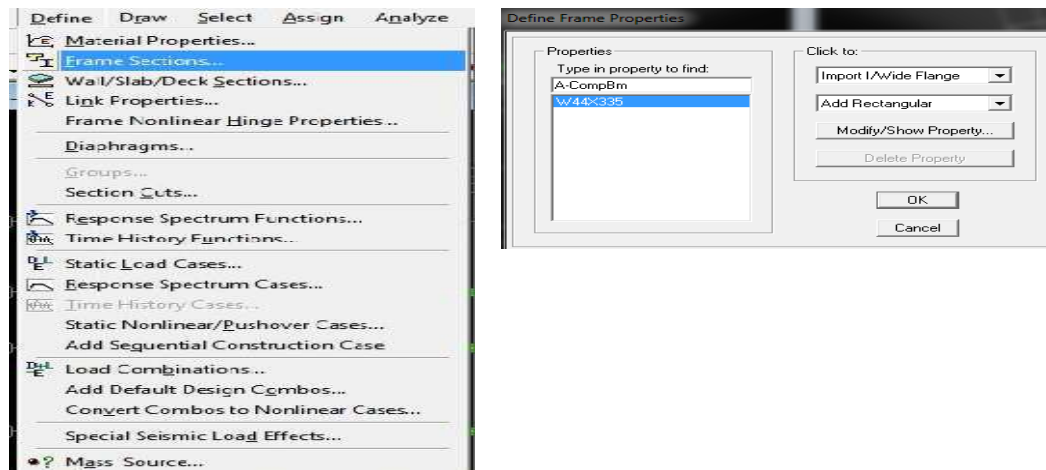


Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton =  $2,5 \text{ kN/m}^3$
- 2- Poids volumique du béton =  $25 \text{ kN/m}^3$
- 3- Module d'élasticité du béton =  $32164200 \text{ kN/m}^3$
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

**D- Définition des sections :**

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tout ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **AddRectangular**

#### ❖ Les poteaux :

La boîte de dialogue ci-dessous nous permet de :

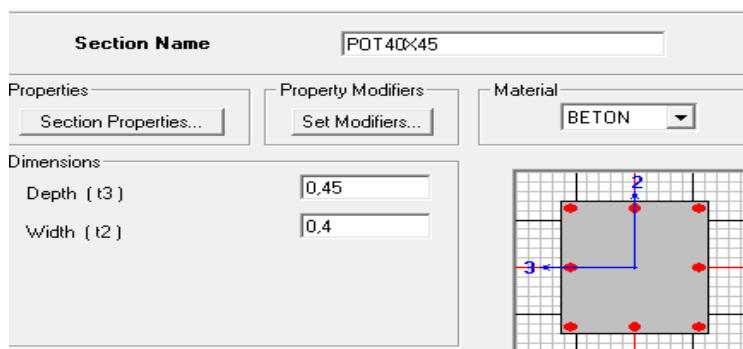
- définir la géométrie de la section :

- Nom de la section : **Section Name**

- Matériau : béton

**1<sup>er</sup> type** : (40x45) ES/RDC/1ER/2eme

**2<sup>eme</sup> type** : (35x40) 3eme/4eme/5eme

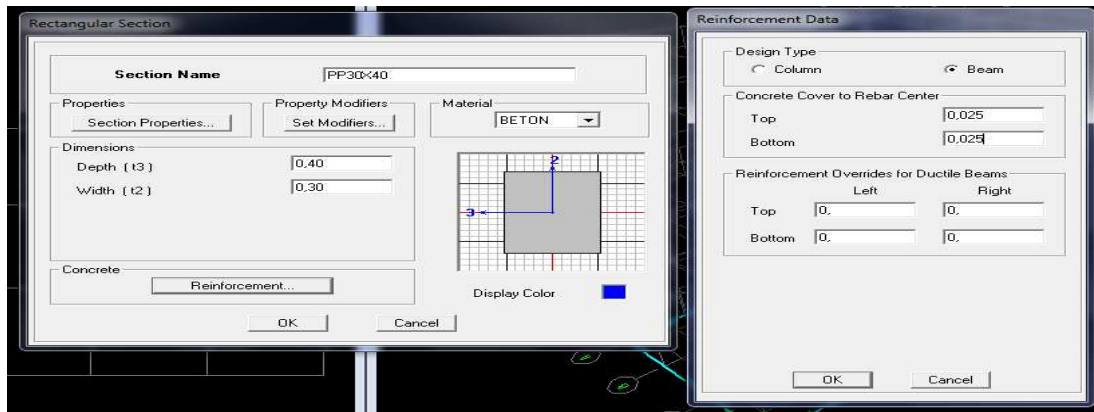


#### ❖ Les poutres :

✓ **Poutre Principale (0.30x0.40) :**

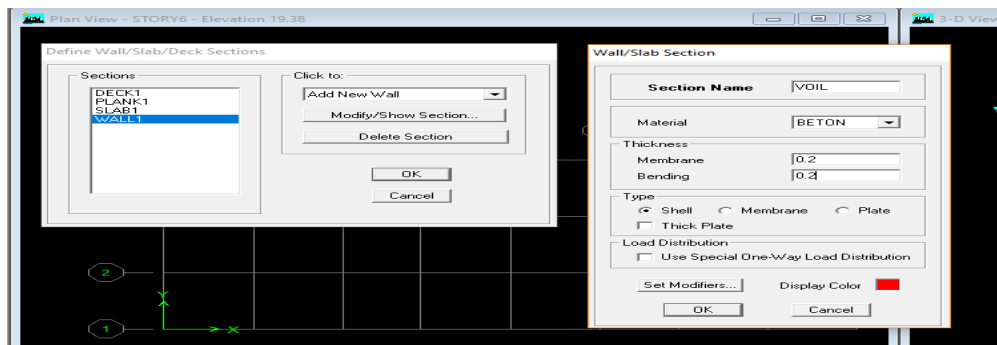
✓ **Poutre secondaire (0,30x0,35)**

✓ **Poutre palière (0,30x0,30)**

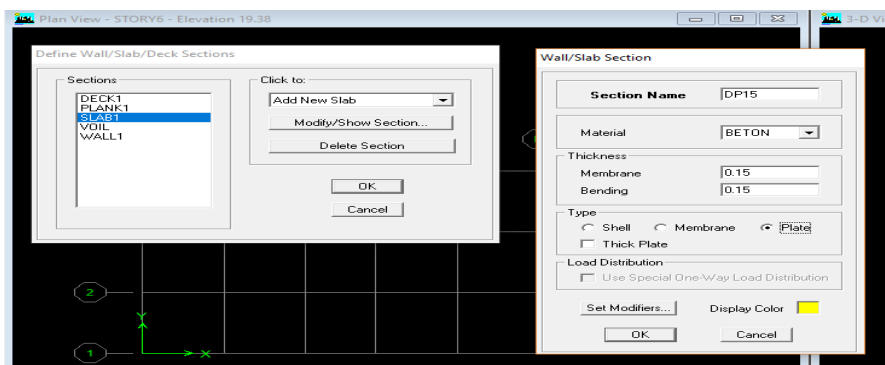


### ❖ Les éléments plaques :

- a. Voiles : On choisit le menu **Define** → wall/slab/ deck sections  
on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .



- b. Dalles pleines: Define → wall/ slab/ deck sections  
→ on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur .



**C : plancher a court creux :**

**Wall/Slab Section**

**Section Name** : PEC

**Material** : BETON

**Thickness**

Membrane : 0,2

Bending : 0,2

**Type**

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate


☐ Thick Plate

**Load Distribution**

☒ Use Special One-Way Load Distribution


**Set Modifiers...** **Display Color** : [Color swatch]

**C. Affectation des sections aux éléments des portiques :**

- **Pour les poteaux :** on clique sur : 

**Properties of Object**

Property	POT40X45
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

**Pour les poutres :** on clique sur 

**Properties of Object**

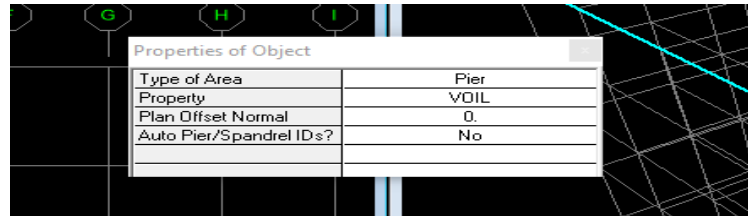
Type of Line	Frame
Property	PP30X40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

**NB :** Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent

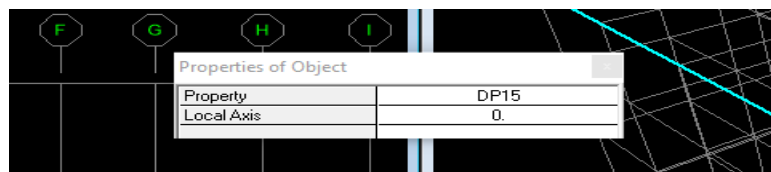
dans la barre d'outils :



- Pour définir les voiles : on clique sur



- Pour définir les dalles pleines : on clique sur



Ensuite on clique à l'intérieur du vide de la grille Pour ajouter les dalles pleines.

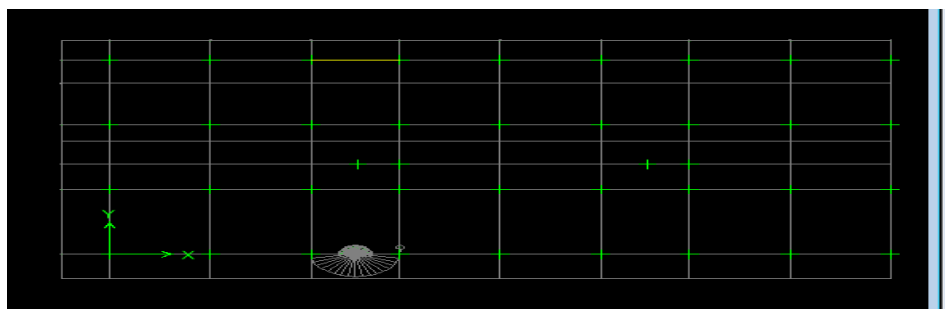
#### d. L'encastrement :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis)

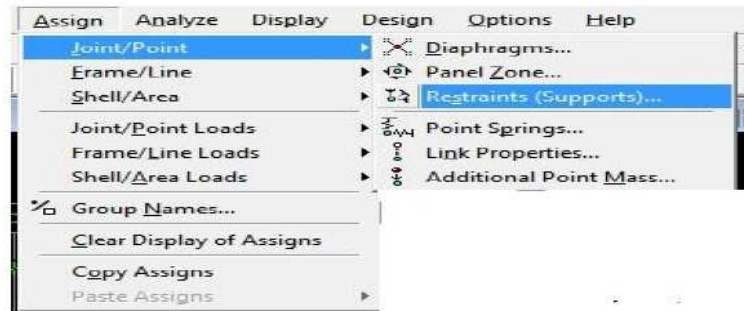
Pour la structure à modéliser.

##### • Appuis :

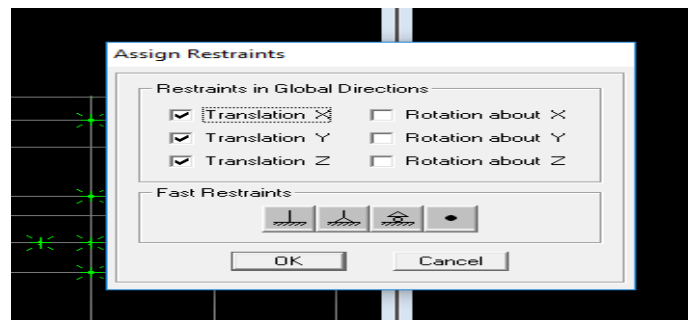
On doit encasturer les nœuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces nœuds (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis :



La fenêtre suivante s'affiche :



On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

**e. introduction du spectre de réponse :**

**f. Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est 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 périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel**

**Données à introduire dans le logiciel:**

- **Zone: IIA**
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement: R=4.** (Contreventée par voile)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3 (site meuble)**
- **Facteur de qualité (Q):  $Q=1+\Sigma Q$**



On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:

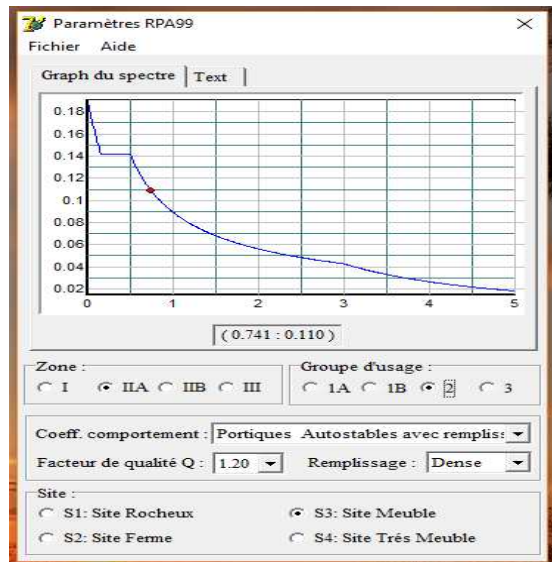
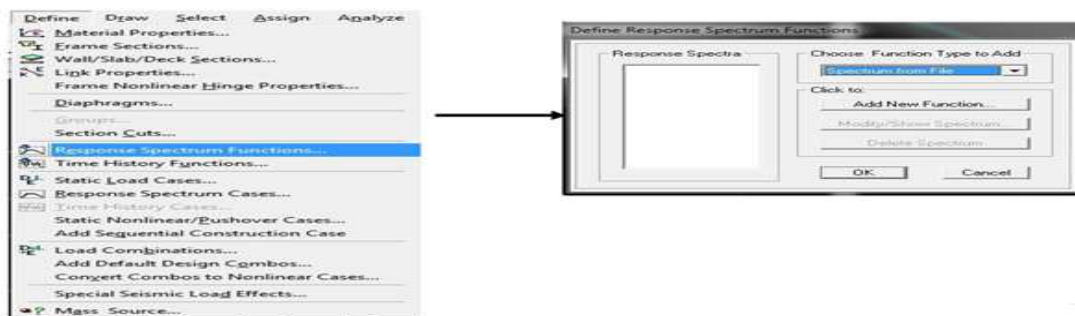


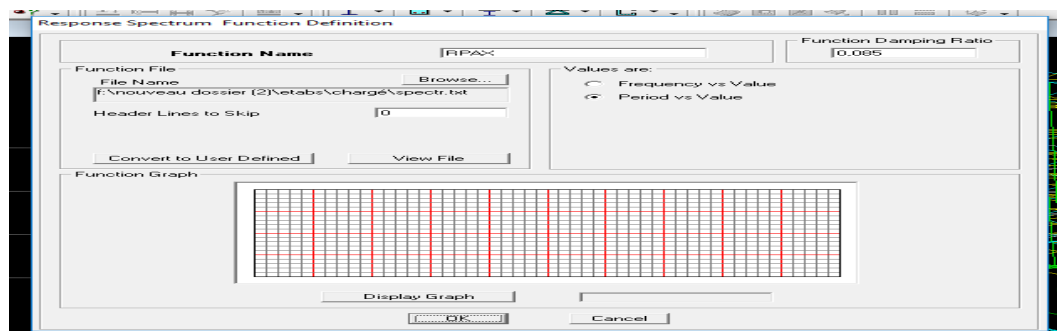
Figure IV-1-8 : Le spectre de réponse

Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**

- Pour charger la structure avec le spectre :



Dans la fenêtre ci-dessous, on donne le nom **RPAX**, on coche **Périod vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

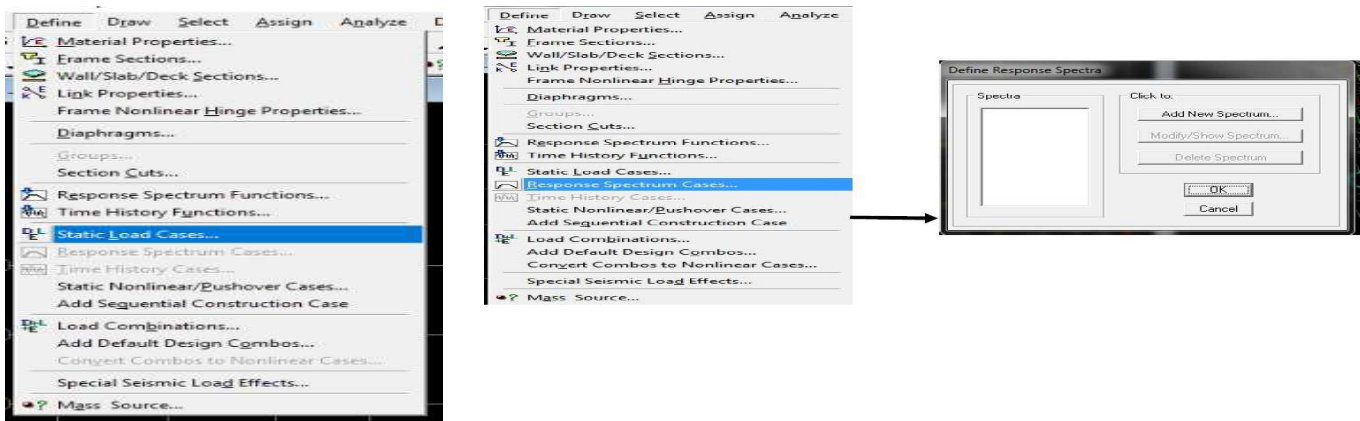


Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement **EX et EY**(séisme), pour cela on clique sur:

**Define Responses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum (ou )**

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre

En compte dont les deux directions principales sont **U1** et **U2**.



**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** : EY

**Structural and Function Damping**  
Damping : 0,1

**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	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	RPAY	10.
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle : 0.

**Eccentricity**  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) : 0,05  
 Override Diaph. Eccen. :

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** : EX

**Structural and Function Damping**  
Damping : 0,1

**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	RPAX	10.
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle : 0.

**Eccentricity**  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) : 0,05  
 Override Diaph. Eccen. :

#### a) Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

##### • Attribution des charges :

On donne le nom et le type de la charge :

G la charge permanent, Q la charge d'exploitation

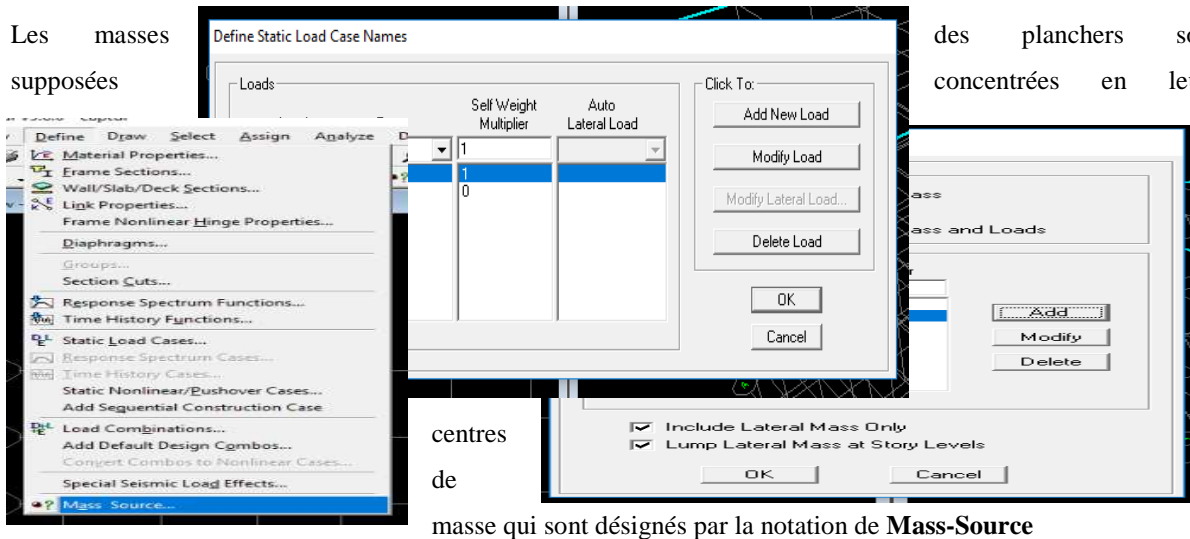
Avec:  $G = DEAD = 1$ ;  $Q = LIVE = 0$ .

##### • introduction de la Mass-Source :



Les masses  
supposées

des planchers sont  
concentrées en leurs



centres  
de

masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**

On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) => **Add**

On introduit la valeur de  $\beta$  pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas  $\beta = 0.2$ )

=> **Add: OK**

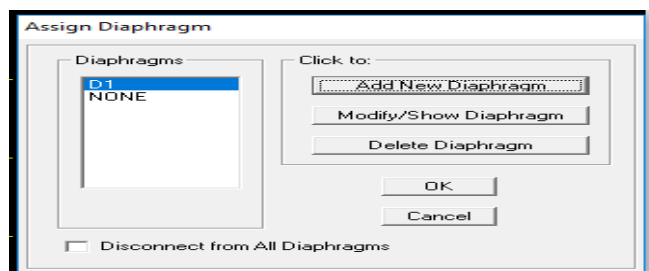
#### b) Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un

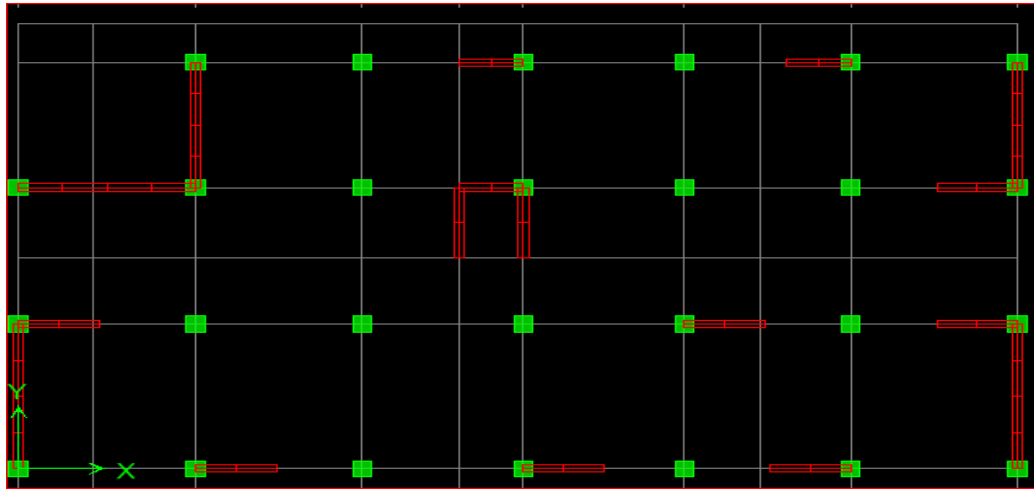
**Diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le Logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragmon** clique sur **OK** pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers

#### g. Les combinaisons des charges :

##### • Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

##### ➤ Les combinaisons du BAEL :

- Etat limite ultime :  $1.35G + 1.5Q$

- Etat limite de service :  $G + Q$

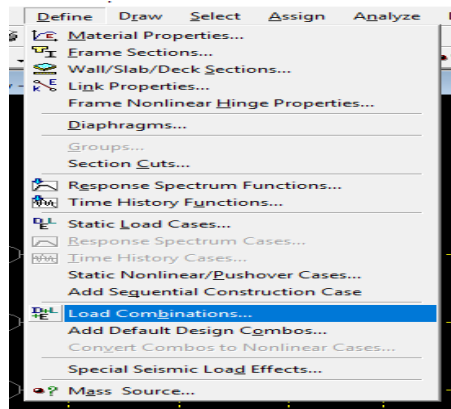
##### ➤ Les combinaisons de l'RPA:

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

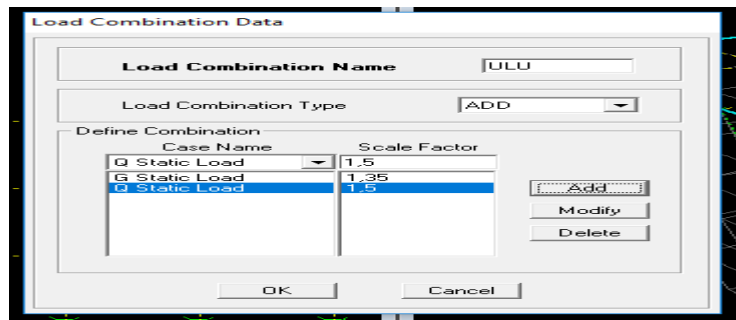
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

**:DefineLoad**      ➔      **Combinaison**



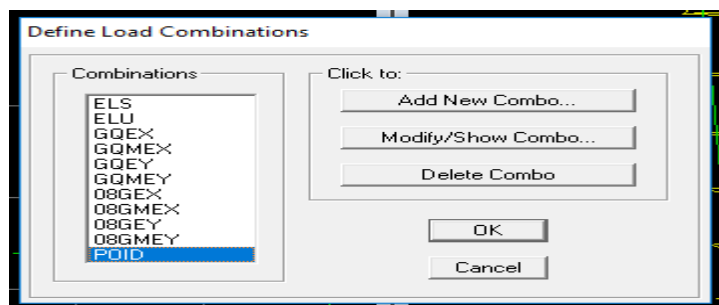
Dans la boîte de dialogue qui apparaît ci-dessous après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'**ELU** ( $1.35G + 1.5Q$ ):

- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**



- Valider avec **OK**.

Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail, et à la fin on aura la fenêtre suivante qui s'affiche :

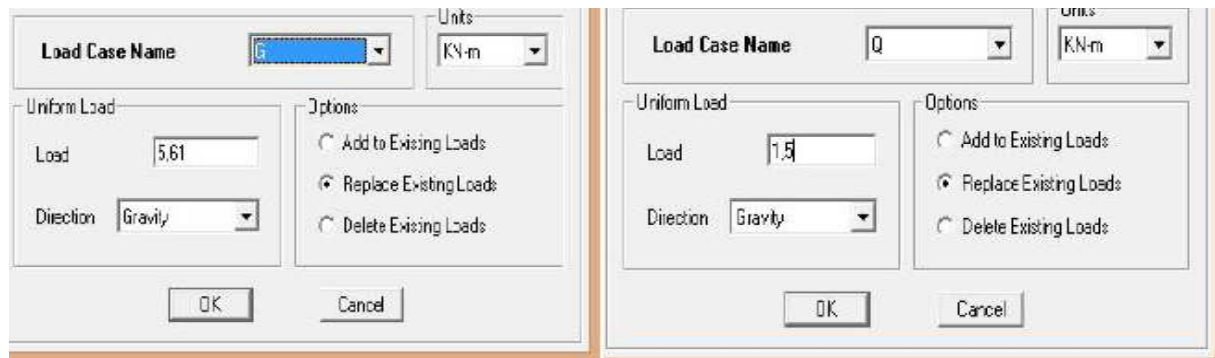


#### • Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

**Assign** ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...ousur**

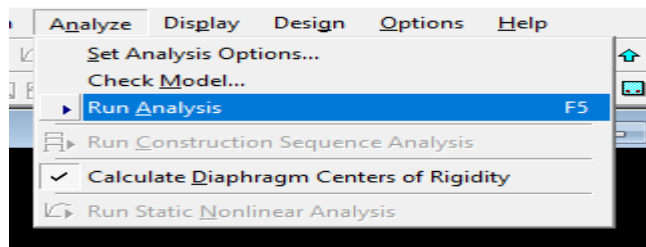




## h. Analyse et visualisation des résultats.

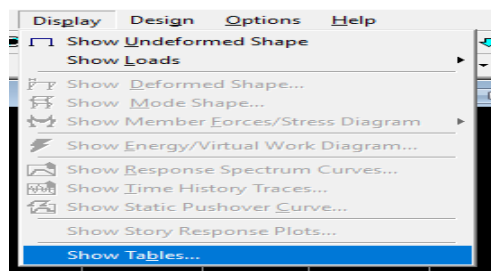
### • Analyse :

On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour se faire :

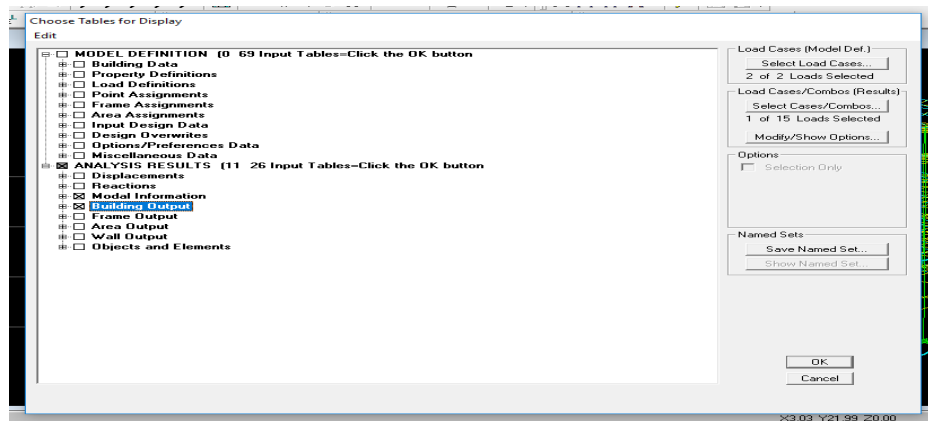


### Visualisation des résultats :

➤ **Vérification de la période :** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **:Display Show Tables**



- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**

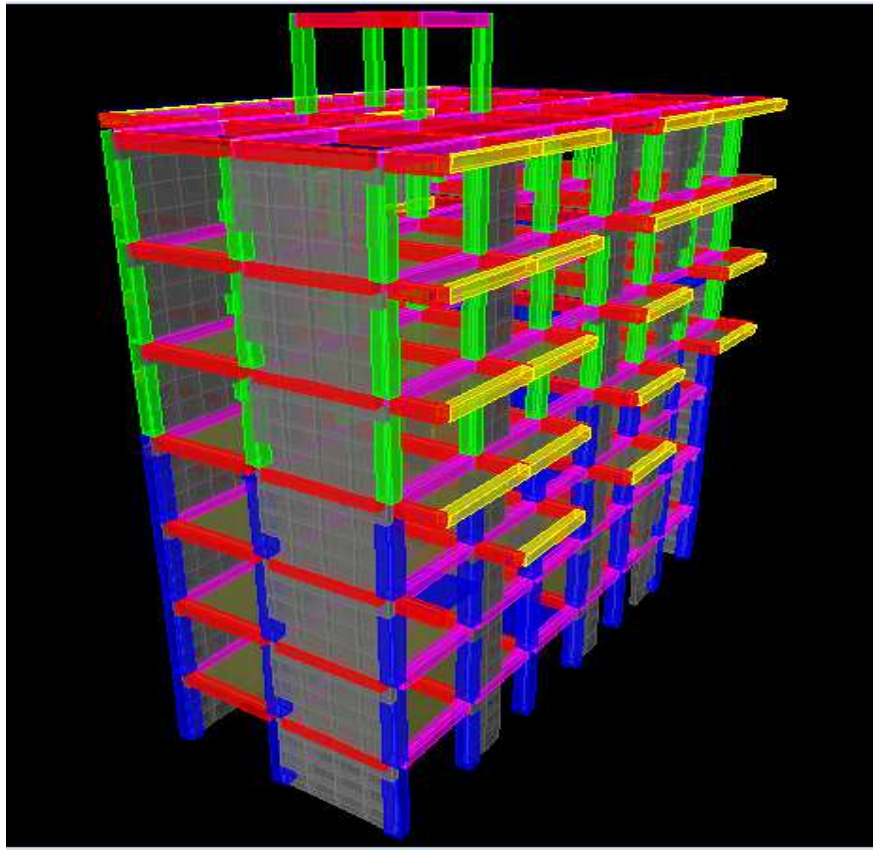


Valider avec **OK**.

Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme la montre la figure ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.673357	80.9900	0.0072	0.0000	80.9900	0.0072	0.0000	0.009
2	0.646717	0.0088	81.1750	0.0000	80.9988	81.1822	0.0000	99.19
3	0.536330	0.1182	0.0469	0.0000	81.1169	81.2291	0.0000	0.056
4	0.288759	0.0227	0.0024	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
5	0.288624	0.0000	0.0000	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
6	0.288546	0.0000	0.0000	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
7	0.287961	0.0071	0.0007	0.0000	81.1468	81.2322	0.0000	0.002
8	0.285938	0.1676	0.0181	0.0000	81.3144	81.2503	0.0000	0.000
9	0.285726	0.0119	0.0013	0.0000	81.3263	81.2516	0.0000	0.000
10	0.285688	0.0000	0.0000	0.0000	81.3263	81.2516	0.0000	0.000
11	0.285625	0.0001	0.0000	0.0000	81.3265	81.2516	0.0000	0.000
12	0.174229	12.6063	0.0321	0.0000	93.9328	81.2837	0.0000	0.000
13	0.168568	0.0293	12.6274	0.0000	93.9621	93.9111	0.0000	0.014
14	0.155482	0.0005	0.0001	0.0000	93.9626	93.9112	0.0000	0.000
15	0.155446	0.0373	0.0097	0.0000	93.9999	93.9209	0.0000	0.000
16	0.134597	0.0016	0.0073	0.0000	94.0015	93.9282	0.0000	0.000
17	0.082727	4.0328	0.0089	0.0000	98.0343	93.9371	0.0000	0.001
18	0.080556	0.0067	4.0738	0.0000	98.0410	97.9800	0.0000	0.000

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :



**Figure IV. 1:** géométrie de base de la structure (vue en 3D)

#### IV.4. vérification des exigences du RPA :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de

Faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification du coefficient de comportement R.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- $\Delta$ ).

➤ **Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens au 8<sup>em</sup> mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

➤ **Estimation de la période fondamentale [Art4. 2. 4] du RPA99mod2003:**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_{emp} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_T (h_n)^{3/4} \right\} \longrightarrow T_{emp} = 0,5 \text{ s}$$

Avec :

**h<sub>N</sub>**: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

**C<sub>T</sub>** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

D'après le tableau 4.6 du RPA **C<sub>T</sub> = 0,05**

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à ça base dans la direction du calcul considérée.

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle

estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : **T<sub>LOG</sub> < T<sub>RPA</sub>**

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0,5 \times 1,3 = 0,65 \text{ s} .$$

Du logicielle ETABS on tire **T<sub>LOG</sub> : T<sub>LOG</sub>=0,48 s**

➤ **Comparaison des résultats :**

**T<sub>LOG</sub> = 0,48S < T<sub>RPA</sub> = 0,65 S.....Condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ .

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$X_{CM} - X_{CR} \leq 5\% L_{\max}.$$

$$Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\% L_{\max}.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
ETAGE5	D1	498,0205	498,0205	9,804	5,099	498,0205	498,0205	9,804
RDC	D2	496,4107	496,4107	9,806	5,100	496,4107	496,4107	9,806
ETAGE1	D3	564,5961	564,5961	9,776	5,281	564,5961	564,5961	9,776
ETAGE2	D4	582,4243	582,4243	9,787	5,055	582,4243	582,4243	9,787
ETAGE3	D5	581,1983	581,1983	9,799	5,035	581,1983	581,1983	9,799
EETAGE4	D6	590,3037	590,3037	9,866	4,944	590,3037	590,3037	9,866
ETAGE5	D7	550,9297	550,9297	9,893	4,928	550,9297	550,9297	9,893

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	XCM	XCR	0,05L <sub>max</sub>	/XCM-XCR/	observation
ENTRESOL	D1	9.712	5.043	0.94	-0.104	<b>CV</b>
RDC	D2	9.716	5.044	0.94	-0.078	<b>CV</b>
ETAGE1	D3	9.681	5.221	0.9	-0.069	<b>CV</b>
ETAGE2	D4	9.718	5.023	0.94	0.009	<b>CV</b>
ETAGE3	D5	9.773	4.996	0.94	0.056	<b>CV</b>
ETAGE4	D6	9.788	4.923	0.94	0.135	<b>CV</b>
ETAGE5	D7	9.799	4.832	0.94	0.162	<b>CV</b>

**Tableau IV: 1:** Vérification de l'excentricité suivant X-X.

• Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	YCM	YCR	0,05L <sub>max</sub>	/YCM-YCR/	Condition
ENTRESOL	D1	5.044	5.826	0,94	-0.783	<b>CV</b>
RDC	D2	5.044	5.826	0,94	-0.1557	<b>CV</b>
ETAGE1	D3	5.221	6.754	0,94	-1.533	<b>CV</b>
ETAGE2	D4	5.023	6.673	0,94	-1.65	<b>CV</b>
ETAGE3	D5	4.996	6.528	0,94	-1.532	<b>CV</b>
ETAGE4	D6	4.923	6.387		-1.464	<b>CV</b>
ETAGE5	D7	4.832	6.295	0,94	-1.463	<b>CV</b>

**Tableau IV: 2:** Vérification de l'excentricité suivant Y-Y



➤ **Charge verticale de voile % :**

$$W_T \longrightarrow 100 \% \quad x = \frac{W_{\text{voile}} \times 100}{W_T}$$

$$W_{\text{voile}} \longrightarrow x \%$$

On tire à partir de l'ETABS :

$$W_T = 20328.59 \text{ KN}$$

$$W_{\text{voile}} = 8979.89 \text{ KN}$$

D'où :

$$x = \frac{8979.89 \times 100}{20328.59} = 44.17 > 20\% \longrightarrow \text{CV}$$

➤ **Charge horizontale X-X du voile :**

$$F1 = 1916.52 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{voile portiques}$$

$$F2 = 309.3 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{portiques}$$

$$F3 = 1609.90 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{voiles}$$

$$\frac{309.36 \times 100}{1916.52} = 16.14\% \dots\dots\dots \text{portiques}$$

$$\frac{1609.90 \times 100}{1916.52} = 84\% \dots\dots\dots \text{VOILS}$$

➤ **Charge horizontale Y-Y du voile :**

$$F1 = 1921.36 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{voile portiques}$$

$$F2 = 282.851 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{portiques}$$

$$F3 = 1639.77 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{voiles}$$

$$\frac{282.851 \times 100}{1921.36} = 14.72\% \dots\dots\dots \text{portiques}$$

$$\frac{1639.77 \times 100}{1921.36} = 85\% \dots \dots \dots VOILS$$

**Conclusion :**

**R= 3.5**

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.2.3) :**

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **V<sub>t</sub> < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V<sub>t</sub>**.

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

**W** : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : facteur de qualité

- **Détermination du facteur de qualité Q** :  $Q = 1 + \sum P_q$

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

- **Coefficient d'accélération de zone A**: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : **2**

Zone sismique : **IIa**

**R = 3.5**

D'après le tableau (Tab 4.1) —————> **A = 0.15**

- **Facteur d'amplification moyen D :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99version 2003)

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

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

$T_{ETABS} = 0.51[s]$ .

**T2** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99/2003)

Dans notre cas: Site 3 **T2 = 0,5[s]**

$$T_2 = 0,5s < T_{ETABS} = 0,51s < 3s$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

$\xi$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ( $\xi = 7\%$ ) et des voiles ( $\xi = 10\%$ ), et un remplissage dense, donc on prend la moyenne :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8,5)} = 0,816$$

$$\text{Alors : } D = 2,5 \times 0,81 = 2.025$$

- **Calcul du poids total de la structure  $W_t$  :**

Du logiciel ETABS

$W_t = 21253.06 \text{ KN}$ .

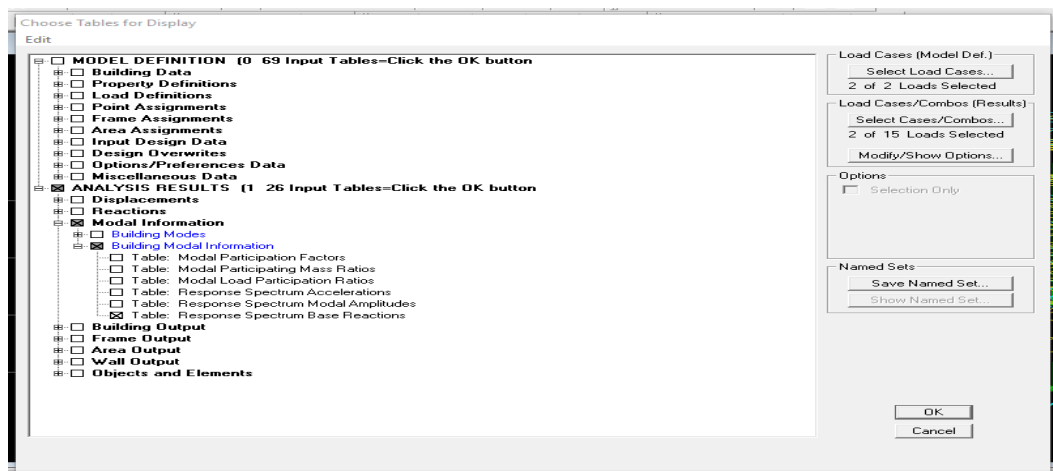
$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 2213.35 \text{ kn}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

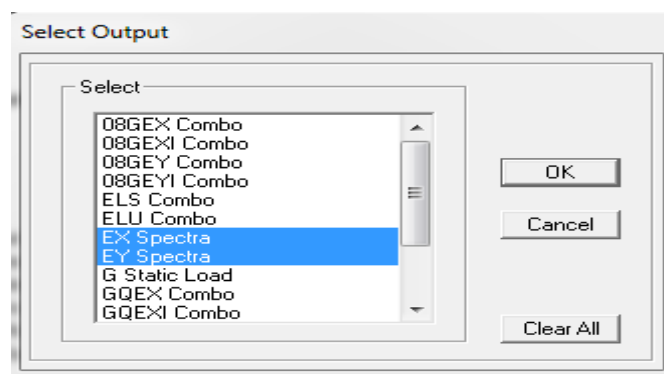
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes:

— **Display show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



—→ Sélectionner la case select cases /compos —→ la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$V_{xdyn} = F1 = 1909.56 \text{ KN}$

$V_{y dyn} = F2 = 1923.29 \text{ KN}$

- **Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$$V_{\text{statique}} = 2213.35 \text{ KN} \longrightarrow 0,8 V = 0,8 \times 2213.35 = 1770.68 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1909.56 > 80\% V = 1770.68 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1923.29 > 80\% V = 1770.68 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

$V_{\text{etabs}} > 0.8 V_{\text{MSE}}$  l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée

### ➤ Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

[Art5. 1 du RPA99 version 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1 \text{ [Art4. 4. 3] du RPA99 version 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta K = R \times \delta e K$$

$\delta e K$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

$R$ : Coefficient de comportement ( $R = 3.5$ )

Les valeurs de  $\delta e K$  seront tirées du logiciel ETABS.

### Sens X-X

Etages	Drifx	DrifY	Drifx*H*R	DrifY*H*R	1% $H_k$ (cm)	
Et5	0.000601	0.000545	0.00643671	0.005836965	0.0306	CV
Et4	0.000637	0.000548	0.00682227	0.00586908	0.0306	CV
Et3	0.00067	0.000541	0.007157	0.00579411	0.0306	CV
Et2	0.000666	0.000503	0.00713286	0.00538713	0.0306	CV
Et1	0.000589	0.000433	0.00630819	0.00463743	0.0306	CV
RDC	0.000459	0.000317	0.00491589	0.00339507	0.0306	CV
ES	0.000214	0.000148	0.0021721	0.0015022	0.029	CV

**Tableau IV: 3:** Vérification du déplacement inter-étages sens X-X / Y-Y

➤ **Vérification de l'effet  $P\Delta$  [Art5. 9RPA99version2003]:**

D'après le RPA l'effet  $P\Delta$  peut être négligé, si à tous les niveaux :  $\frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.10$

Avec :

$P_k$  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau  $k$ .

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau «  $k$  ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau «  $k-1$  »

$H_k$  : Hauteur de l'étage «  $k$  ».

L'effet  $P\Delta$  représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges

**Sens X-X :**

Etages	$P_k(KN)$	Drifx	$P_k \times Drifx$	$V_{xk}$	$H_k$	$V_{xk} \times H_k$	$\theta_x$	/
ET5	3254.76	0.000601	1.956110	533.9	3.06	1633.734	0.00119733	CV
Et4	6409.47	0.000637	4.08283239	965.84	3.06	2955.4704	0.00138145	CV
Et3	9526.98	0.00067	6.3830766	1301.57	3.06	3982.8042	0.001602	CV
Et2	12713.99	0.000666	8.46751734	1563.53	3.06	4784.4018	0.00176982	CV
Et1	15801.82	0.000589	9.30727198	1751.37	3.06	5359.192	0.00173669	CV
RDC	18538.44	0.000459	8.50914396	1859.02	3.06	5688.6012	0.00149582	CV
ES	21253.06	0.000214	4.54815484	1909.56	2.9	5537.724	0.0008213	CV

**Tableau IV: 4: Vérification du l'effet  $P\Delta$  sens X-X**

**Sens Y-Y :**

Etages	$P_k(KN)$	Drify	$P_k \times Drify$	$V_{yk}$	$H_k$	$V_{yk} \times H_k$	$\theta_y$	/
ET5	3254.76	0.000545	1.7738442	571.62	3.06	1749.1572	0.00101411	CV
Et4	6409.47	0.000548	3.51238956	1004.53	3.06	3073.8618	0.00114266	CV
Et3	9526.98	0.000541	5.15409618	1321.09	3.06	4042.5354	0.00127497	CV
Et2	12713.99	0.000503	6.39513697	1567.09	3.06	4795.2954	0.0013363	CV
Et1	15801.82	0.000433	6.84218806	1751.54	3.06	5359.7124	0.0012766	CV
RDC	18538.44	0.000317	5.87668548	1864.67	3.06	5705.8902	0.00102993	CV
ES	21253.06	0.000148	3.14545288	1923.29	2.9	5577.541	0.00056395	CV

**Tableau IV: 5 : Vérification du l'effet  $P\Delta$  sens Y-Y**

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

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

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

$N_d$  : l'effort normal maximal.

$B_c$  : section du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

	Section	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	$B_c \times f_{c28}$	$v$	/	observation
<b>POT ES/RDC/ET1/ET2</b>	40x45	1298.66	1800	2,5	4500	0,28814	0,3	<b>CV</b>
<b>POT ET3/ET4/ET5</b>	40x35	324.98	1400	2,5	3500	0,0928	0,3	<b>CV</b>

**Tableau IV: 6:** Vérification de l'effort normal réduit

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

# **Chapitre V**

## **Ferraillage des éléments structuraux**



## V.1. Les poutres :

### V.1.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont ferraillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons suivantes :

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ ELU}$$

$$G + Q \text{ ELS}$$

$$G + Q + Ex, y \text{ (5.1 RPA 99 version 2003)}$$

$$0,8 G \pm Ex, y \text{ (5.2 RPA 99 version 2003)}$$

### V.1.2. Recommandations du RPA99 :

#### a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre  $0,5\% b h$

- **Poutre principales** :  $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ .

- **Poutre secondaire** :  $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$ .

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b h$  en zone courante.
- $6\% b h$  en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (En zone de recouvrement).}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  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  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

➤ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$St = \min \left( \frac{h}{1}; 12\varnothing \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$St = \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\varnothing$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.1.3. Etape de calcul :

#### a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1/RPA99 version 2003) :

Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

**1er cas :**  $\mu < \mu_1 = 0,392$  ..... section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ mpa} \quad \text{avec : } \gamma_s = 1.5 \dots \dots \text{Cas courant}$$

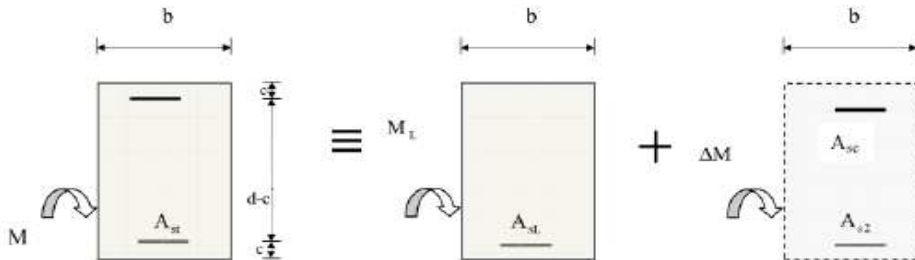
$f_e = 400 \text{ MPa}$

$A_{st}$  : section d'acier tendu.

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

**2eme cas :**  $\mu > \mu_1 = 0,392$  section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_l = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$M_u$  : Moment sollicitant

**V.1.4. Calcul du ferraillage :****❖ Armatures longitudinales :****➤ Poutre secondaire (30x35):****1. En travée :**

$M_t = 62.71 \text{ KN.m}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{buc}} = \frac{62.712 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.14 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{62.712 \times 10^2}{0.924 \times 32 \times 34.8} = 6.09 \text{ cm}^2$$

$A_t = 6.09 > 0,5\%bh = 6 \text{ cm}^2$  donc on va ferrailler avec  $A_{st}$

On opte pour une section d'armature **3HA12+3HA12**  $\Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2$

**2. Aux appuis :**

$M_A = 78.375 \text{ KN.m}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{buc}} = \frac{78.375 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.17 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,906$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{78.375 \times 10^2}{0.906 \times 37 \times 34.8} = 6.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12+3HA14**  $\Rightarrow A_{ad} = 8,01 \text{ cm}^2$

**➤ Poutre principale (40x30) :****1. En travée :**

$M_t = 54.869 \text{ KN.m}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{buc}} = \frac{54.869 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{54.869 \times 10^2}{0.953 \times 37 \times 34.8} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.47 < 0,5\%bh = 5.25 \text{ cm}^2$  donc on va ferrailler avec le mini du **RPA**

On opte pour une section d'armature **3HA12+3HA12**  $\Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2$

## 2. Aux appuis :

$M_A = 107.834 \text{ KN.m}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{buc}} = \frac{107.834 \times 10^6}{300 \times 32^2 \times 14.2} = 0.18 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{107.834 \times 10^2}{0.991 \times 37 \times 34.8} = 8.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA16+3HA16**  $\Rightarrow A_{ad} = 12.06 \text{ cm}^2$

/	Zone	Mu (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	Amin (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	AAdpt (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre Secondaire (30x35)</b>	En travée	62.712	0.14	SSA	0.924	6	6.09	3HA12+3HA12=6.78
	Aux appuis	78.375	0.17	SSA	0.906	6	6.21	3HA12+3HA14=8.01
<b>Poutre Principale (30x40)</b>	En travée	54.869	0.09	SSA	0.953	5.25	4.47	3HA12+3HA12=6.78
	Aux appuis	107.834	0.18	SSA	0.991	5.25	8.45	3HA16+3HA16=12.06

**Tableau V. 1:**ferraillage des poutres.

### V.1.5.Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 version 99) :**

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times 40 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{adop}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times 40 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.267 \text{ cm}^2 < A_{adop}$$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ mpa}) = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$T_u$ : Effort tranchant maximum à L'ELU

✓ **Poutres principales** :  $\tau_u = \frac{81.76 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.73 < 3.33 \text{ mpa}$

✓ **Poutres secondaires** :  $\tau_u = \frac{65.32 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.68 < 3.33 \text{ mpa}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art :A.5.1.312) /BAEL 91 modifiées 99) :**

➤ **Sur le béton (Art A.5.1.313 /BAEL 91 version 99)**

$$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times b \times d}{1.5}$$

✓ **Pour les poutres principales**

$$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 300 \times 370}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$V_u = 81.76 \text{ KN} < \overline{V} = 666 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Pour les poutres secondaires**

$$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 300 \times 320}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$V_u = 65.32 \text{ KN} < \overline{V} = 576 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur l'acier :(Art A.5.1.312/BAEL 91 version 99)**

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

✓ **Pour les poutres principales :**

$$A_{\text{appui}} = \frac{1.15}{400} \left[ 81.76 \times 10^3 + \frac{107.834 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right] = 11.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} = 12.06 > 11.66 \text{ cm}^2$$

✓ **Pour les poutres secondaires:**

$$A_{\text{appui}} = \frac{1.15}{400} \left[ 65.32 \times 10^3 + \frac{78.375 \times 10^6}{0.9 \times 320} \right] = 9.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} = 8.01 > 9.70 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisant

• **Vérification de la contrainte d'adhérence (art.A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$U_i$  : le périmètre des barres

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{81.767 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 26.376} = 0.93 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.2) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.32 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 24.492} = 0.92 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

• **Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99) :**

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

$$l_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec  $= 0,6 \times (1,5) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

-Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$ . On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$

-Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49.32 \text{ cm}$ . On prend  $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour les  $\phi 16$  :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$  On prend  $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectiligne terminé par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet et au moins égale à :  **$L_a = 0,4 \times L_s$**

-Pour  $\phi 12$  :  $L_a = 16.92 \text{ cm}$ . On prend  $L_a = 18 \text{ cm}$

-Pour  $\phi 14$  :  $L_a = 19.75 \text{ cm}$ . On prend  $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour les  $\phi 16$  :  $L_a = 22.57 \text{ cm}$  On prend  $L_a = 25 \text{ cm}$

**1) VERIFICATION ARMATUR TRANSVERSAL :**

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	<b>Zone nodale</b> $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \phi)$	Min [10 ; 16,8]	$S_t = 10$ cm	0,9	4 HA 8 = 2,01
	<b>Zone courante</b> $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$ cm	1,35	
Poutre Secondaire	<b>Zone nodale</b> $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \phi)$	Min [8,75 ; 19,2]	$S_t = 8$ cm	0,72	4 HA 8 = 2,01

**Tableau V.2 : Armatures transversales****2) Armatures longitudinales ( RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.1)) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{Min} = 0,5 \% (b \times h)$$

**a) Poutre principale :****❖ En travée :**

$$A_{St} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 6.78 > A_{Min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Aux appuis :**

$$A_{St} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 35 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 12.06 > A_{Min} 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Poutre secondaire :****❖ En travée :**

$$A_{St} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 6.78 > A_{Min} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Aux appuis :**

$$A_{St} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 8.01 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### 3) Vérification aux cisaillements : BAEL 91 modifiée 99 (Art 5.1.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise

$$\text{conventionnellement égale à : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

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

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

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Principales	T max	81.76	30	0.736	3,33	CV
Secondaires	T max	65.32	30	0,680	3,33	CV

## V.6. Vérification à L'ELS:

### • Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec:  $A_{\min} \geq 0.23 bd f_{t28} / f_e$

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

	zone	$A_{st}$	$A_{\min}$	Vérifications
Poutres principales	En travée	6.78	1.34	Cv
	Aux appuis	12.06	1.34	Cv
Poutres Secondaire	En travée	6.78	1.34	Cv
	Aux appuis	8.01	1.34	cv

Tableau VI.2.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale



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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- ❖ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0023 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,23 \text{ cm} < f = 0,74 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0027 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,27 \text{ cm} < f = 0,66 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérifications des contraintes :**

- ❖ **dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On Calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \longleftrightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \longleftrightarrow \text{à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

- ❖ **dans le béton :** **BAEL91 modifiée 99 (Art. A.4.5.2)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Poutres		$M_s$ KN.m	$\rho$	$B_1$	$K_1$	$A_{st}$ (Cm <sup>2</sup> )	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Poutres Principales	Travée	19.305	0.565	0.888	29.64	6.78	37	86.66	348	CV	2.92	15	CV
	Appui	45.616	0.667	0.880	26.84	12.06	37	174.90	348	CV	6.51	15	CV
Poutres Secondaires	Travée	28.403	0.645	0.881	27.195	6.78	32	148.59	348	CV	5.46	15	CV
	Appui	40.063	1.148	0.853	19.13	8.01	32	121.70	348	CV	6.36	15	CV

**Tableau V.3.** Vérifications des contraintes à l'ELS

## V.2. Les poteaux :

### V.2.1. Introduction :

Le ferraillage des poteaux s'effectuera à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et à partir d'**etabs V9.6** on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.5	25	18.48	1	400	400

**Tableau V. 4:** caractéristique mécanique des matériaux

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales.

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35 G + 1,5 Q ELU

G + Q ELS

G + Q + Ex, y (5.1 RPA 99 version 2003)

0,8 G ± Ex, y (5.2 RPA 99 version 2003)

### V.2.2.Recommandations du RPA : (zone IIa)

#### a) Armatures longitudinales : (Art 7.4.2 /RPA99 version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40f (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement

#### ✓ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton

**(0,8% x b x h) :**

- Poteaux (40x45) :  $A_{min}=0,008 \times 40 \times 45 = 14.4\text{cm}^2$

- Poteaux (40x35) :  $A_{min}=0,008 \times 40 \times 35 = 11.2\text{cm}^2$

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

- Poteaux (40' 45) :  $A_{\max} = 0.04' 40' 45 = 72 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40' 35) :  $A_{\max} = 0.04' 40' 35 = 56 \text{ cm}^2$

- **Zone de recouvrement**

- Poteaux (40' 45) :  $A_{\max} = 0.06' 40' 40 = 108 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40' 35) :  $A_{\max} = 0.06' 40' 35 = 84 \text{ cm}^2$

**b) Armatures transversales (Art 7.4.2.2/ RPA 99 version 2003) :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_u T_u}{h f_e}$$

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

**ρ<sub>a</sub>=2**, si l'élanement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \geq 5$

**ρ<sub>a</sub>=3**, si l'élanement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \leq 5$

**λ<sub>g</sub>** : Élanement géométrique de poteau 
$$\lambda_g = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b.h^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement du poteau **l<sub>f</sub>=0,0**

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale **S<sub>t</sub> ≤ min 10Ø; 15 cm en zone II.**

Dans la zone courante **S<sub>t</sub> ≤ min 15Ø en zone II**

Ø : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10Ø** minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (□ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

▪ **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{S_t b_t}$  en % est donnée comme suite :

$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$   $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$   $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpolation entre les valeurs limites précédentes.

**V.2.3. Calcul de la section d'armature :**

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 les cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

**a) Ferraillage d'une section rectangulaire à la flexion composée :****➤ Calcul du centre de pression :**

$e = \frac{M}{N}$ ..... Deux cas peuvent se présenter.

**1- Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$$N_u d - c' - M_f \leq 0,337h - 0,81c' \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

**Avec :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$M$  : Moment fictif.

**➤ Détermination des armatures****▪ Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

**▪ Calcul le moment réduit :**

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

$$\text{si } \mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

(-) si  $N$  : effort de compression.

(+) si  $N$  : effort de traction

Si  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ ).

**▪ Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle est :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

## 2-Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c') b \cdot h \cdot f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0,5 \cdot h - c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s}; \text{ et } A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$0,8095 \leq \Psi \leq 1$$

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f > (0,5 \cdot h - c') b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5 \cdot h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque : si  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure) , le calcul se fait à l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature se calcul comme suit :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**3- Ferraillage à L'ELU**

Le tableau qui suit résume le calcul et le ferraillage des poteaux des deux portique transversal et

Section (cm)	Effort normal kn	Moment Kn.m	Combinaison de charges	e (m)	h/2 - c	Mf	Nature	OB S	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
(40x45)	$N_{max} = -1050.46$	$M_c = 1.077$	ELU	0.00102527	0.195	205.9167	SEC	SSA	0	0			
	$N_{min} = 877.64$	7.997	0.8GEx	0.00911194	0.195	179.1368	SEC	SSA	0	0	14.4	8HA16	16.08
	$N_c = -296.21$	-75.148	GQEx	0.25369839	0.195	132.90895	SPC	SSA	0.89	0			
(35x40)	$N_{max} = -408.95$	6.309	ELU	0.01542731	0.17	75.8305	SEC	SSA	0	0	11.2		
	$N_{min} = 65.57$	5.905	0.8GEx	0.09005643	0.17	170.519	SEC	SSA	0	0		8HA14	12.31
	$N_c = -135.57$	-54.95	GQEx	0.40532566	0.17	77.9969	SPC	SSA	2.1	0			

Longitudinales  
**Ferraillage des poteaux**  
**x**  
**suivant**  
**X-X:**

**Ferraillage des poteaux suivant Y-Y:**

Section (cm)	Effort normal kn	Moment Kn.m	Combinaison de charges	e (m)	h/2 - c	Mf	Nature	OB S	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
(40x45)	-1050.46	1.077	ELU	0.00102527	0.195	205.9167	SEC	SSA	0	0	14.4		
	790.35	4.81	0.8GEy	0.00608591	0.195	158.92825	SEC	SSA	0	0		8HA16	16.08
	-184.78	53.869	GQEy	0.29153047	0.195	89.9011	SPC	SSA	0.9	0			
(35x40)	-408.95	6.309	ELU	0.01542731	0.17	75.8305	SEC	SSA	0	0	11.2		
	107.88	4.281	0.8GEy	0.03968298	0.17	22.6206	SEC	SSA	0	0		8HA14	12.31
	-56.75	49.364	GQEy	0.86953304	0.17	58.9935	SPC	SSA	2.69	0			

**a. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\phi$  en zone II.

Poteaux (40 x 45) :  $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .

Poteaux (40 x 35) :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25 \text{ cm}$ :

**b. Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003):**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_u T_u}{h f_e}$$

- **Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} 5, \text{ mm Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures transversales**

✓ **Dans la zone nodale**  $S_t \leq \min 10\phi ; 15 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \min 10 \times 1,2; 15 \text{ cm} = \min 12; 15 \text{ cm } S_t = 10 \text{ cm}.$$

✓ **Dans la zone courante**  $S_t \leq \min 15\phi$ .

$$S_t \leq \min 15 \phi = \min 15 \times 1,2 S_t = 15 \text{ cm}.$$

$\phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**❖ Exemple de calcul :****➤ Poteaux 40x45 :**

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0,7 L_0$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 10 \times 12}{0,45} = \frac{0,7 \times 3,06 \times 12}{0,45} = 16,48 > 5$$

Donc:  **$\rho = 2,5$**

✓  **$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :**

$$A_t = \frac{49.969 \times 2.5}{40 \times 45} \times 10 = 0.69 \text{ cm}^2$$

**St = 15 cm en zone courante :**

$$A_t = \frac{49.969 \times 2.5}{40 \times 45} \times 15 = 1.04 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux	Tu (KN)	b (m)	h1 (m)	lf (m)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	$\lambda_g$	$\rho$	At zone nodale (cm <sup>2</sup> )	At zone courante (cm <sup>2</sup> )	Aad
40x45	49.969	40	45	2.142	10	15	16.48	2.5	0.69	1.04	2.01
40x35	35.74	35	40	2.142	10	15	18.55	2.5	0.63	0.95	2.01

**Tableau V. 7:** Détermination des armatures transversales

- Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221).**

- ✓ Pour le  $\emptyset 16 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .
- ✓ Pour le  $\emptyset 14 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .
- ✓ Pour le  $\emptyset 12 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ .

- Vérification des contraintes tangentielles :**

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier :  $\tau_{bu} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :  $\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

	Tmaxu (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	La condition
40x 45	49.969	40	42	16.48	0.075	1.875	0.27	Cv
40x 35	35.74	35	37	18.55	0.075	1.875	0.25	cv

**Tableau V. 8:** Vérification au cisaillement dans les poteaux

- Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.2 BAEL 91 modifiée 99)**

Longueur de scellement :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_{s2} \times f_{t28} = 2,5 \text{ MPa}$$

Pour les  $\emptyset 16$  :  $L_s = 56 \text{ cm}$



- Pour les  $\emptyset 14$ :  $L_s=49, \text{cm}$
- Pour les  $\emptyset 12$ :  $L_s=42, \text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à  $L_s$ , pour les aciers HA.

Pour les  $\emptyset 16$ :  $L_a=22, \text{cm}$ .

- Pour les  $\emptyset 14$ :  $L_a=19, \text{cm}$ .
- Pour les  $\emptyset 12$ :  $L_a=16, \text{cm}$ .

#### V.4.Vérification à l'ELS :

- **Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section (cm)	Effort normal kn	Moment Kn.m	Combinaison de charges	e (m)	Amin	Adoptée	OBS
40x45	-766.63	0.768	ELS	0.00100179	4.99	16.08	cv
	-108.39	-0.275	ELS	0.00253713	4.99		
	-387.87	-17.357	ELS	0.04474953	5.00		
35x40	-298.62	4.523	ELS	0.01514634	3.85	12.31	cv
	-7.89	0.429	ELS	0.05437262	3.86		
	-80.07	-18.097	ELS	0.22601474	3.92		

**Tableau V. 9:** Vérification de la condition de non fragilité

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car  $A_{adoptée} \geq A_{min}$

- **Etat limites d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

- **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_s$  et  $N_s$ , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	N [kN]	M [kN.m]	nature	$\sigma_b^{\text{sup}}$ [Mpa]	$\sigma_b^{\text{inf}}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	$\sigma_s^{\text{sup}}$ [Mpa]	$\sigma_s^{\text{inf}}$ [Mpa]	$-\sigma_s$ [Mpa]	obs
(40x45)	766.63	0.769	Sec	3.369	3.32	15	50.8	49.9	400	Cv
	- 108.39	-0.275	Sec	3.37	3.35		50.5	50.2		Cv
	- 387.87	-17.357	Sec	2.5	0.9		35.9	15.1		Cv
(40x35)	- 298.62	4.523	Sec	2.05	1.33	15	29.08	20.9	400	Cv
	-7.89	0.429	Sec	0.08	0.01		1.09	0.25		Cv
	80.07	-18.097	Sec	2.14	0		26.08	24.7		Cv

**Tableau V.10:** vérification des contraintes du béton et de l'acier.

### V.3 Les voiles :

#### V.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

### V.3.2 Découpage du diagramme en bandes (d), des contraintes en bandes de largeur(d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L_t$  : longueur tendue :  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

#### ➤ Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

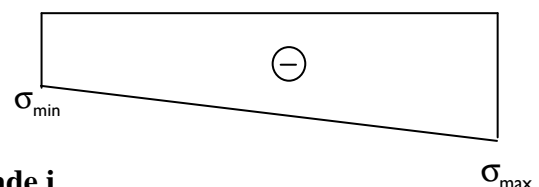
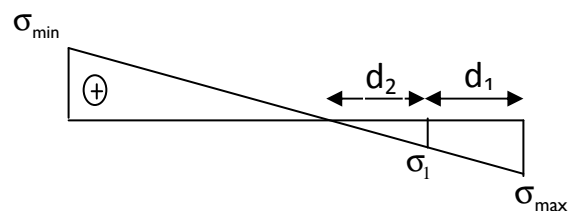
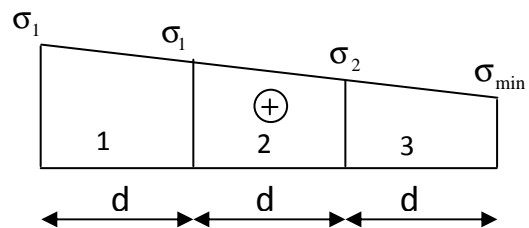
#### ➤ Section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

#### ➤ Section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



### V.3.3 Armatures verticales

#### ➤ Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{v_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa ;  $f_{bc} = 18,48$  Mpa

Situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa ;  $f_{bc} = 14,20$  Mpa

➤ **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**V.3.4 Armatures minimales :**

➤ **Section entièrement comprimée**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

➤ **Section partiellement comprimée**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$  Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$A_{\min} \geq 0.002 B$  (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).

B : section du tronçon considéré

➤ **Section entièrement tendue :**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$  Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$A_{\min} \geq 0.002 B$  Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)

**V.3.5 Armatures horizontales :**

➤ **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \phi$ .

-  $A_H > 0,15\% \times B$

. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

➤ **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

➤ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile  $A_V$  et  $A_h \geq 0,15\% B$

-Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0,10\% B$

### V.3.6 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003, Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### V.3.7 Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### V.3.8 Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile ( $e = 20 \text{ cm}$ )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

### V.3.9 Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### V.3.10 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : 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.

**V.3.11 Vérification****➤ Vérification à L'ELS**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99(Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad V = 1,4 \times V_U$$

**Avec :**

$b_0$  : Epaisseur du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL(Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

**Avec :**

$\bar{\tau}_u$  = contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée 99)

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$  Pour la fissuration préjudiciable.

**V.3.12 Exemple de calcul : (zone I voile  $V_T$ )**

Soit à calculer le ferraillage du voile  $V_T$  de longueur  $L = 3.7\text{m}$  et d'épaisseur  $e = 0.2\text{m}$

$$\sigma_{max} = 4773.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -7178.45 \text{ KN/m}^2$$

### ➤ Calcul de la longueur comprimée

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min dans le voile  $V_T$  qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4773.59}{4773.59 + 7178.45} \times 3.7 = 1.48 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.7 - 1.48 = 2.22 \text{ m}$$

### ➤ Détermination de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.48 \right) = \min (1.53 \text{ m} ; 0.99 \text{ m}) = 0.99 \text{ m.}$$

$$d_2 = L_t - 0.99 = 1.24 \text{ m}$$

On opte pour  $d = 0.99 \text{ m}$

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- bande 1 de longueur  $d_1$  (bande extrême)
- bande 2 de longueur  $d_2$  (bande centrale)

### Ferraillage du voile

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur  $L_t$ .

#### • Calcul de la section d'acier

$$\sigma_{\max} = 4773.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7178.45 (2.22 - 0.99)}{2.22} = 3977.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_1 = 0.99 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4773.59 + 3977.24}{2} \times 0.99 \times 0.2 = 1104.41 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3977.24}{2} \times 0.99 \times 0.2 = 393.74 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

**Bande 1 :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1104.41}{400 \times 10^{-1}} = 27.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 27.61 \text{ cm}^2$$

**Bande 2 :**

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{393.74}{400 \times 10^{-1}} = 9.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 9.84 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V_u}{f_e} = \frac{1.1 \times 333.914}{400 \times 10^{-1}} = 9.18 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right)$$

$$A_{min} = \max \left( \frac{99 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 99 \times 20 \right)$$

$$A_{min} = 10.39 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 27.61 + \frac{9.18}{4} = 29.90 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.84 + \frac{9.18}{4} = 12.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage adopté**

	Section total	Ferraillage adopté	Espacement
<b>1<sup>er</sup> BANDE</b>	$A_1 = 29.90 \text{ cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}16=32.18$	St =12 cm
<b>2<sup>ème</sup> BANDE</b>	$A_2 = 12.13 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}12=13.56$	St =20 cm

**Tableau V.11 : ferraillage adopté**

- Armatures horizontales**

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4}; 0, 15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left( \frac{32.18}{4}; 0.0015 \times 20 \times 370 \right)$$

$$A_h \geq 11.1 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2 \times 6 \text{ HA } 12 (e=15\text{cm}) = 13.56 \text{ cm}^2$



- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 e \quad \text{Avec : } e=20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **Selon le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{238.51 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3700} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{333.914 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3700} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1993.32 \times 10^3}{0.99 \times 10^6 + 15 \times 32.18 \times 10^2} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Ferraillage de voiles transversales 3.7 :**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II		
	hpoutre(m)		0.40	0.40		
	hauteur etage (m)		3.06	3.06		
	L (m)		3.70	3.70		
	e (m)		0.20	0.20		
	B (m²)		0.74	0.74		
	He		3.060	3.060		
	h		2.66	2.66		
Solicitation de calcul	T(kN)		238.510	55.950		
	N <sub>ser</sub> (kN)		1993.32	1013.32		
	Vu (kN)		333.914	78.330		
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		4773.590	2598.000		
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		-7178.450	-3653.750		
	$\sigma_s$ (kN/m²)		400.00	400.00		
	L <sub>c</sub>		1.48	1.54		
	L <sub>t</sub>		2.22	2.16		
	d		0.99	1.03		
	d <sub>adopté</sub>		0.99	1.03		
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.24	1.14		
	$\sigma_1$		3977.24	1921.750		
	N <sub>1</sub>		1104.41	573.21		
	N <sub>2</sub>		393.74	196.87		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		27.61	14.33		
	A <sub>v2</sub> /bande (cm²)		9.84	5		
	A <sub>vj</sub> (cm²)		9.18	2.15		
	A'v1/bande/nappe		29.90	14.86		
	A'v2/bande/nappe		12.13	5.53		
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²)		10.39	10.76		
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		32.18	18.1		
	A'v2 adopté (cm²)		13.56	13.56		
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2 × 8HA16	2*8HA12		
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2 × 6HA12	2*6HA12		
	ST		30	30		

	Espacement (cm)	Bande 1	15	15		
		Bande 2	20	20		
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.10	11.10		
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56		
	choix de la section		2*6HA12	2*6HA12		
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15		
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.35	0.118		
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0.5	0.084		
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.9	0.95		

## Ferraillage de voiles longitudinal 3.3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	
	hpoutre(m)		0.35	0.35	
	hauteur etage (m)		3.06	3.06	
	L (m)		3.30	3.30	
	e (m)		0.20	0.20	
	B (m²)		0.66	0.66	
	He		3.060	3.060	
	h		2.71	2.71	
Solicitation de calcul	T(kN)		269.040	15.760	
	N <sub>ser</sub> (kN)		872.99	428.90	
	Vu (kN)		376.656	22.064	
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		5180.170	2312.580	
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		7811.190	2840.710	
	$\sigma_s$ (kN/m²)		400.00	400.00	
	L <sub>c</sub>		1.32	1.48	
	L <sub>t</sub>		1.98	1.82	
	d		0.88	0.99	
	d <sub>adopté</sub>		0.88	0.91	
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.11	0.91	
	$\sigma_1$		2889.938	1156.290	
	N <sub>1</sub>		707.93	315.51	
	N <sub>2</sub>		319.90	105.17	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		17.70	7.89	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm²)		8.00	2.63	
	A <sub>vj</sub> (cm²)		10.36	0.61	
	A'v1/bande/nappe		20.29	8.04	
	A'v2/bande/nappe		10.59	2.78	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²)		9.21	10.37	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		21.54	15.84	
	A'v2 adopté (cm²)		11.3	15.84	
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*7HA14	2*7HA12	
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	
	ST		30	30	

	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	
		Bande 2	22	22	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		9.90	9.90	
	AH adopté (cm2)		10.77	10.77	
	choix de la section		7HA14	7HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.634	0.037	
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0.453	0.027	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.261	0.634	

# **Chapitre VI**

## **Etude d l'infrastructure**

### VI.1. Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

### VI.2. Choix du type des fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Avec:  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

**VI.2.1.Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du entre sol

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{45} = 0.88 = K \rightarrow A \neq B (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1050.46}{200}} = 2.29m \rightarrow B = 2.29m.$$

**VI.2.2. Semelles filantes :****a. Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :  $N = G + Q$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

**a. Surfaces des semelles filantes sous voiles (ELS) :**

**Sens longitudinal**

Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
VL3.3	ELS	Top	-814,11	-4,20	3,35	5,450	-3,070	2,218
VL3.3	ELS	Bottom	-872,99	-9,00	-0,83	-3,825	-0,087	-8,653

Voile	N(KN)	L(m)	B(m)	$B_{adopté}$
VL1.2	814.11	3.3	1.23	1.30

**Tableau VI. 1:** Surfaces des semelles filantes sous voiles sens X-X



$$, S = B \times L = 13.62 \times 7 + 25.9 = 121.24 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 302.93 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{121.24}{302.93} = 0,40$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface du bâtiment.

### Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation

### ❖ . Semelles filantes :

#### ELU :

Support Reactions									
	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
►	BASE	11	ELS	0,75	0,37	766,63	-0,429	0,768	0,000
	BASE	18	ELS	1,58	5,52	579,59	-5,242	1,549	0,000
	BASE	22	ELS	-0,22	-4,36	561,11	3,982	-0,151	0,000
	BASE	27	ELS	-0,78	0,34	572,94	-0,409	-0,676	0,000

Poteaux	moment	Efort normal	Excentricité ( $10^{-2}$ m)	N.e (KN.m)
11	0.769	766.63	0.10	76.663
18	-5.242	579.59	0.9	521.63
22	3.982	561.11	0.71	392.77
27	-0.676	572.94	0.11	63.023
Somme	10.669	2980.27		1054.086

**Tableau VI. 2:** Les efforts transpirent par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{10.54 + 10.669}{2980.27} = \mathbf{0.007 \text{ m}}$$

- **Distribution des contraintes**

$$\frac{L_s}{6} = \frac{19.9}{6} = 3.31 \text{ m}$$

$$e_s = 0.007 \text{ m} < 3.31 \text{ m}$$

On a donc une répartition trapézoïdale.

❖ **Calcul de la base B**

$$B \geq \frac{N_s}{L_s \sigma_{sol}} \left( 1 + \frac{3 e_s}{L_s} \right)$$

$$B \geq \frac{3395.25}{1990 \times 0.02} \left( 1 + \frac{3 \times 0.7}{1990} \right)$$

$$B \geq 74.88 \text{ cm}$$

On prendra  $B = 1.30 \text{ m}$

### VI.3. Dimensionnement de la semelle :

- **Hauteur de la semelle:**

$$h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{130-45}{4} + 5 = 26,25 \text{ cm}$$

On prend :  $h_s = 30 \text{ cm}$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle.

$b$  : coté du poteau

On prend  $d = 35 \text{ cm}$

### VI.4. Ferrailage de la semelle dans le sens « B » :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad N_u = 1050.46 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1050.46 \times (1300 - 450) \times 10^3}{8 \times 350 \times 348} = 916.34 \text{ mm}^2 = 9,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 9HA12 =  $10.18 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 13 cm

- **La longueur d'ancrage :**

Pour : FeE400 et  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$   $\longrightarrow l_s = 35,5 \text{ cm}$

$$l_s = 35,5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

**Donc :** toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des encrages courbes

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.18}{4} = 2,54 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

### VI.5. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{3,7}{9} \leq h_p \leq \frac{3,7}{6} \rightarrow 0,4 \leq h_p \leq 0,6$$

On prend :  $h_p = 0,6 \text{ m}$

La largeur de poutre :  $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}$   $20 \leq b_p \leq 40$

On prend :  $b_p = 45 \text{ cm}$

### VI.6. Ferrailage longitudinal à l'ELU :

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
►	BASE	11	ELS	0,75	0,37	766,63	-0,429	0,768	0,000
	BASE	18	ELS	1,58	5,52	579,59	-5,242	1,549	0,000
	BASE	22	ELS	-0,22	-4,36	561,11	3,982	-0,151	0,000
	BASE	27	ELS	-0,78	0,34	572,94	-0,409	-0,676	0,000

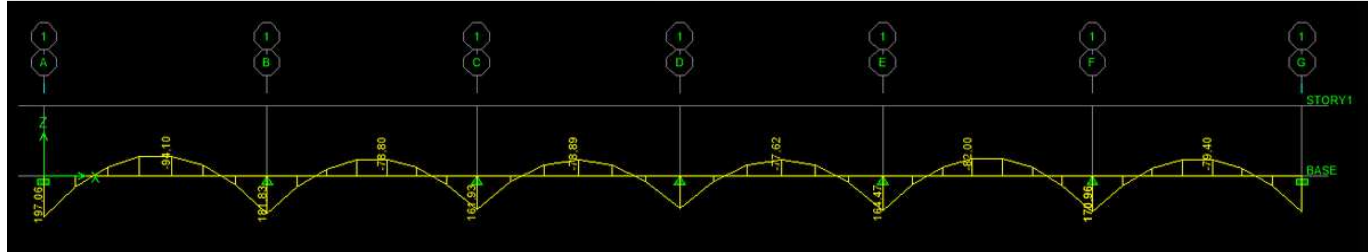
Poteaux	moment	Efort normal	Excentricité (10 <sup>-2</sup> m)	N.e (KN.m)
11	1.077	1050.46	0.10	105.04
18	-7.227	794.52	0.9	715.06
22	5.461	767.50	0.71	544.92
27	-0.922	782.77	0.11	86.10
Somme	14.68	3395.25		1451.12

**Tableau VI. 3:** Les efforts transmettent par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{14.51 + 14.68}{395.25} = 0,008 \text{ m}$$

**a. Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T}\right) = \frac{3395.25}{19.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.007}{19.9}\right) = 2170.82 \text{ KN/ml}$$

**Figure VI. 1:** diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.**b. Ferrailage aux appuis :**

	Ma	$\mu$	$\beta$	$A_{st}$	$A_{min}$	observation	$A_{adoptée}$
<b>A</b>	<b>-197.66</b>	<b>0.108</b>	<b>0.943</b>	<b>10.56</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA14=14.19</b>
<b>B</b>	<b>181.83</b>	<b>0.09</b>	<b>0.953</b>	<b>9.61</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA14=14.19</b>
<b>C</b>	<b>161.93</b>	<b>0.086</b>	<b>0.955</b>	<b>8.54</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA14=14.19</b>
<b>D</b>	<b>164.47</b>	<b>0.088</b>	<b>0.954</b>	<b>8.70</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA14=14.19</b>
<b>E</b>	<b>170.96</b>	<b>0.092</b>	<b>0.952</b>	<b>9.05</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA14=14.19</b>

**Tableau VI. 4 :** ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis**a. Ferrailage en travée :**

	Mt	$\mu$	$\beta$	$A_{st}$	$A_{min}$	observation	$A_{adoptée}$
<b>A-B</b>	<b>-94.10</b>	<b>0.050</b>	<b>0.974</b>	<b>4.87</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>
<b>B-C</b>	<b>-78.80</b>	<b>0.042</b>	<b>0.979</b>	<b>4.057</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>
<b>C-D</b>	<b>-78.89</b>	<b>0.044</b>	<b>0.978</b>	<b>4.06</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>
<b>D-E</b>	<b>-77.62</b>	<b>0.042</b>	<b>0.979</b>	<b>4.00</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>
<b>E-F</b>	<b>-82.06</b>	<b>0.044</b>	<b>0.978</b>	<b>4.22</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>
<b>F-G</b>	<b>-79.40</b>	<b>0.046</b>	<b>0.976</b>	<b>4.10</b>	<b>2.75</b>	$A_{st} > A_{min}$	<b>4HA16+4HA12=12.56</b>

**Tableau VI. 5 :** ferrailage de la poutre de rigidité en travées

**VI.7.Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 45 \times 55 \times 2,1}{400} = 3,09$$

Appuis :  $A_{adopte} = 4,19 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 3,09 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Travées :  $A_{adopte} = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 3,09 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9bd} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq T_u' = 0,36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 354,12 \text{ KN} \leq T_u' = 0,36 \times \frac{25 \times 450 \times 570}{1,5} \times 10^{-3} = 1368 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq A_u = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right)$$

Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire

$$\left(354,12 - \frac{197,66}{0,9 \times 0,57}\right) < 0 \rightarrow \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{354,12 \times 10^3}{400 \times 570} = 1,55 < \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec :  $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times (1,4 + 1,6) = 37,68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{354,12 \times 10^3}{0,9 \times 570 \times 37,68} = 1,83 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,83 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition est vérifiée.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$\phi_l$  : Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$$\phi_t \leq \min(18 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} ; 40 \text{ mm})$$

On optera pour  $\phi 8$

- **Condition d'espacement des barres: (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(50 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

- **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

➤ **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

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

$$A_l = 4HA16 + 4HA 14 + 4HA12 = 25,12 \text{ cm}^2.$$

$$0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 45 \times 60 = 13,5 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_l = 25,12 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 13,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition est vérifiée.

➤ **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (15 ; 14,4) = 14,4 \text{ cm}. \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ l' = 2 \times 60 = 1,20 \text{ m.} \end{cases}$$

### VI.8.Calcul à l'ELS :

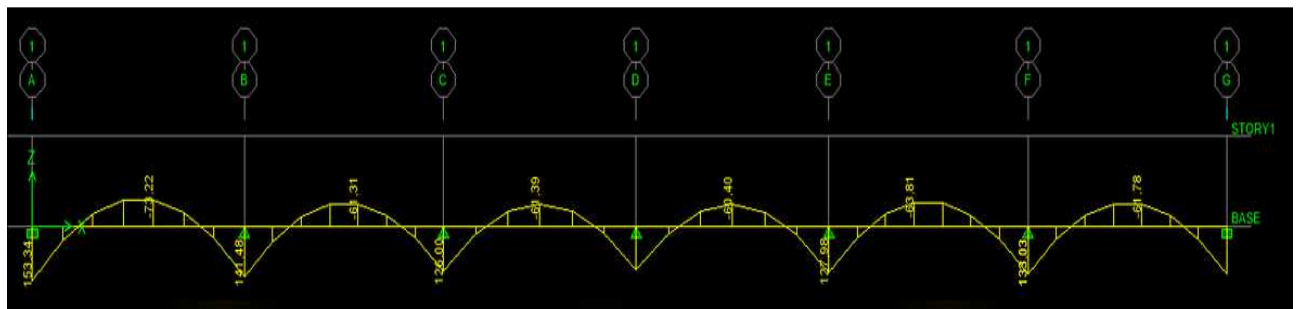
Poteaux	moment	Efort normal	Excentricité ( $10^{-2} \text{ m}$ )	N.e (KN.m)
11	1.077	1050.46	0.10	105.04
18	-7.227	794.52	0.9	715.06
22	5.461	767.50	0.71	544.92
27	-0.922	782.77	0.11	86.10
Somme	14.68	3395.25		1451.12

**Tableau VI. 6:** efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

**a. Calcul de la charge uniforme :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{379,6 + 5,922}{2356,54} = 0,008 \text{ m}$$

$$q_s = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3395.25}{19.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,008}{19.9}\right) = 170.82 \text{ KN/ml}$$



**Figure VI. 2:** diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.

**b. Vérification des contraintes :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

**• Aux appuis :**

Travées	$M_s$ (KN.m)	$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
A	153.34	14.19	0.622	0.883	27.91	214.702	7.51	15	CV
B	141.48	14.19	0.622	0.883	27.91	198.09	6.93	15	CV
C	126.00	14.19	0.622	0.883	27.91	176.42	6.17	15	CV
D	127.98	14.19	0.622	0.883	27.91	179.19	6.27	15	CV
E	133.03	14.19	0.622	0.883	27.91	186.26	6.51	15	CV

**Tableau VI.7 :** vérification de contrainte aux appuis**• En travée :**

	$M_s$ (KN.m)	$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
AB	73.22	12.56	0.550	0.889	30.24	115.04	3.79	1.5	CV
BC	61.31	12.56	0.550	0.889	30.24	97.18	3.20	1.5	CV
CD	61.39	12.56	0.550	0.889	30.24	97.308	3.21	1.5	CV
DE	60.40	12.56	0.550	0.889	30.24	95.73	3.15	1.5	CV
EF	63.81	12.56	0.550	0.889	30.24	101.14	3.33	1.5	CV
FG	61.78	12.56	0.550	0.889	30.24	97.92	3.23	1.5	CV

**Tableau VI. 8:** vérification de contrainte en travée**VI.9.Ferraillage de la longrine :**

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

Site de catégorie  $S_2$  et  $S_4$ : (25cm×30cm)

Site de catégorie  $S_4$ : (30cm×30cm)



On adoptera pour notre cas une section de (25cm×30cm)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

**N** : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

**α**: Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

#### a. Les armatures longitudinales :

$$N_s = 1050.46 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \quad (\text{IIa ; site 3})$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1050.46}{12} = 87.53 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{87.53 \times 10^3}{348} = 251.52 \text{ mm}^2 = 2,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

Le ferrailage minimum exigé par l'RPA est de 0,6% de la section total.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

#### b. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(8,5; 25; 14) = 8,5 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

##### • Armatures transversales minimales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

##### - Zone nodale

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(7,5; 16,8) = 7,5 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

##### - Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : **A<sub>t</sub> = 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>**

#### c. L'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 7 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

En zone courante :  $S_t = 15\text{ cm} < 20\text{ cm}$

# **Chapitre VII**

## **Etude du Mur Plaque**

### VII.1.MUR PLAQUE:

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes aux quelles il est soumis ou qu'il mobilise.

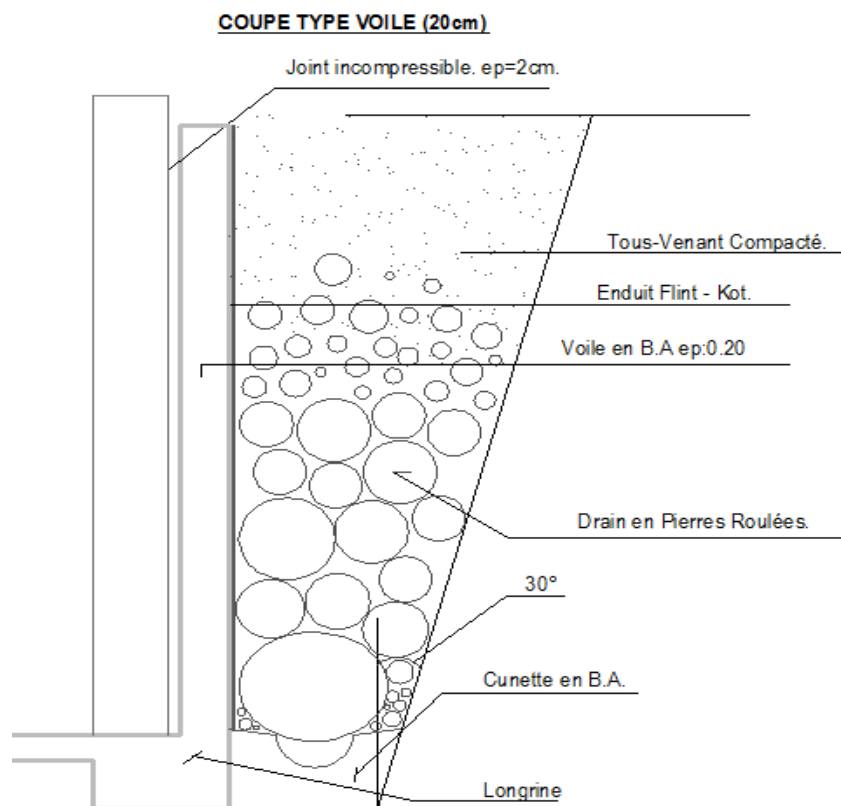
### VIII.2.Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20cm.

### VIII.3.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher du sous-sol.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.



**Figure VII.1 : Schéma du mur plaque****a) Détermination des sollicitations :**

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$ .
- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

**b) Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

- Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :
- $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$
- $\sigma_v = q + (\gamma \times h)$  tel que :  $0 < h < H$
- Avec :
- $\sigma_h$  : Contrainte horizontale
- $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos
- $\sigma_v$  : Contrainte verticale
- Puisque le sol est pulvérulent  $\rightarrow$  la relation de Jacky est applicable
- $\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$
- $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.
- $\varphi$  : angle de frottement interne.

**➤ A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v = K_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h=0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=1.72 \text{ m} \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 28.39 \text{ KN/m}^2$$

**➤ A l'ELS:**

$$\sigma_h = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$h=0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=1.72 \text{ m} \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 20.48 \text{ KN/m}^2$$

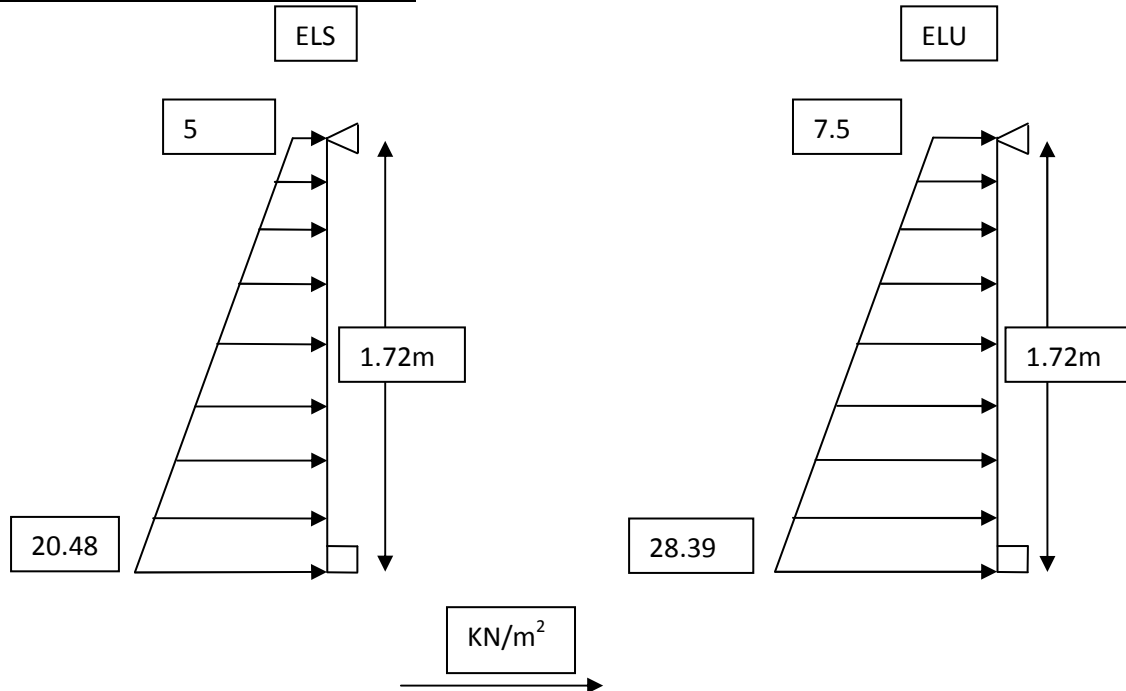
**c) Diagrammes des contraintes :**

Figure VIII.2: Diagrammes des contraintes

**d) Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 28.39 + 7.5}{4} = 23.16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 20.48 + 5}{4} = 9.002 \text{ kN/m}$$

**VII.4. Ferrailage du mur plaque:****1- Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres Sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encasté à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85.
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés:

0.3 (appuis de rive).

0.5 (autres appuis).

**2- Identification des panneaux :**

$$L_x = 1.72\text{m}$$

$$L_y = 3.3\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{y} = \frac{1.72}{3.3} = 0.521 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} v=0 \\ \rho=0.521 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0918 \\ \mu_y=0.250 \end{cases}$$

**On aura donc :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0918 \times 23.16 \times (1.72^2) = 6.28 \text{ KN.m}$$

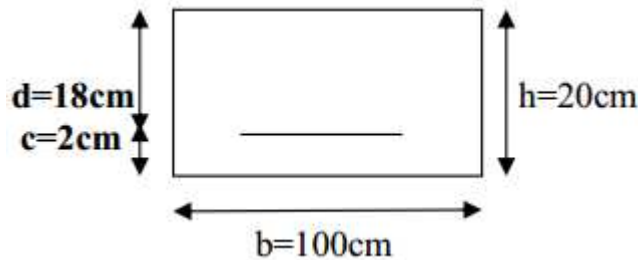
**3-Correction des moments :**

➤ **Sens X-X**

- **Aux appuis:**  $M_a = 0.5 \times 6.28 = 3.14 \text{ KN.m}$
- **En travée:**  $M_t = 0.85 \times 6.28 = 5.33 \text{ KN.m}$

**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Zone	$M_u$ (kN.m)	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{\min}$	A	$A_{\text{adp}}$	Ferrailage
<b>Appuis</b>	3.14	0.068	SSA	0.965	2.1 7	0.51	3.12	4HA10= 3.12
<b>Travée</b>	5.33	0.12	SSA	0.994	2.1 7	0.85	6.15	4HA14= 6.15

**Tableau VII-1: Ferrailage du mur plaque****VII.5. Recommandations du RPA 99 :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par **4 épingles/m<sup>2</sup> de HA8**.

**VII.6 .Verification a l'ELS :**

$$\begin{cases} v=0.2 \\ \rho=0.52 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0957 \\ \mu_y=0.391 \end{cases}$$

**On aura donc :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0957 \times 9.002 \times (1.72^2) = 2.54 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens X-X**

- **Aux appuis:**  $M_a = 0.5 \times 2.54 = 1.27 \text{ KN.m}$
- **En travée:**  $M_t = 0.85 \times 2.54 = 2.159 \text{ KN.m}$

**1- Vérification des contraintes :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma = k. \sigma_s \leq \sigma = 0.6 \times f = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d A_s} \quad \sigma_b = k. \sigma_s$$

zone	Ms (KN.m)	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
<b>Appuis</b>	1.27	3.12	0.174	0.932	0.017	24.26	0.41	15	observée
<b>Travée</b>	2.159	4.52	0.253	0.920	0.021	28.84	0.60	15	observée

**Tableau VII-2 : Vérification des contraintes a l'ELS****2-Vérification de la flèche :**

- Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} &\text{➤ } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ &\text{➤ } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{aligned}$$



$$\triangleright \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**Avec :** h = 20 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M<sub>t</sub> : moment maximum en travée,

M<sub>0</sub> : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- M<sub>t</sub> = 0.75 M<sub>0x</sub> = 0.75 × 1.159 = 1.61 kN.m

$$q_s = 9.002 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9.002 \times \frac{3.3^2}{8} = 12.25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1.61}{10 \times 12.25} = 0.03 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la Flèche

## VII.7.Conclusion:

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

❖ **Sens x-x :**

- **En travée : 4HA12** avec un espacement de **25 cm**.
- **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement de **25 cm**.

①

②

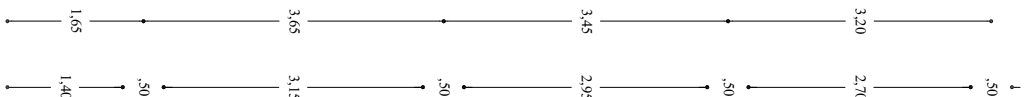
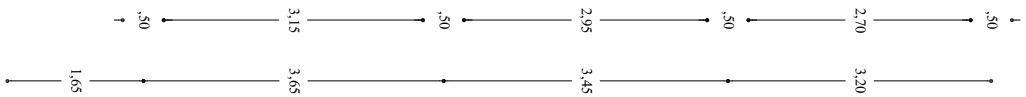
③

④

⑤

⑥

⑦



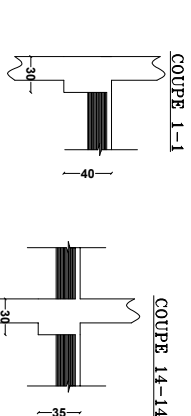
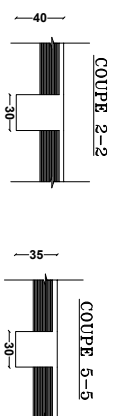
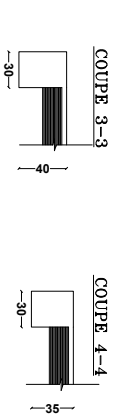
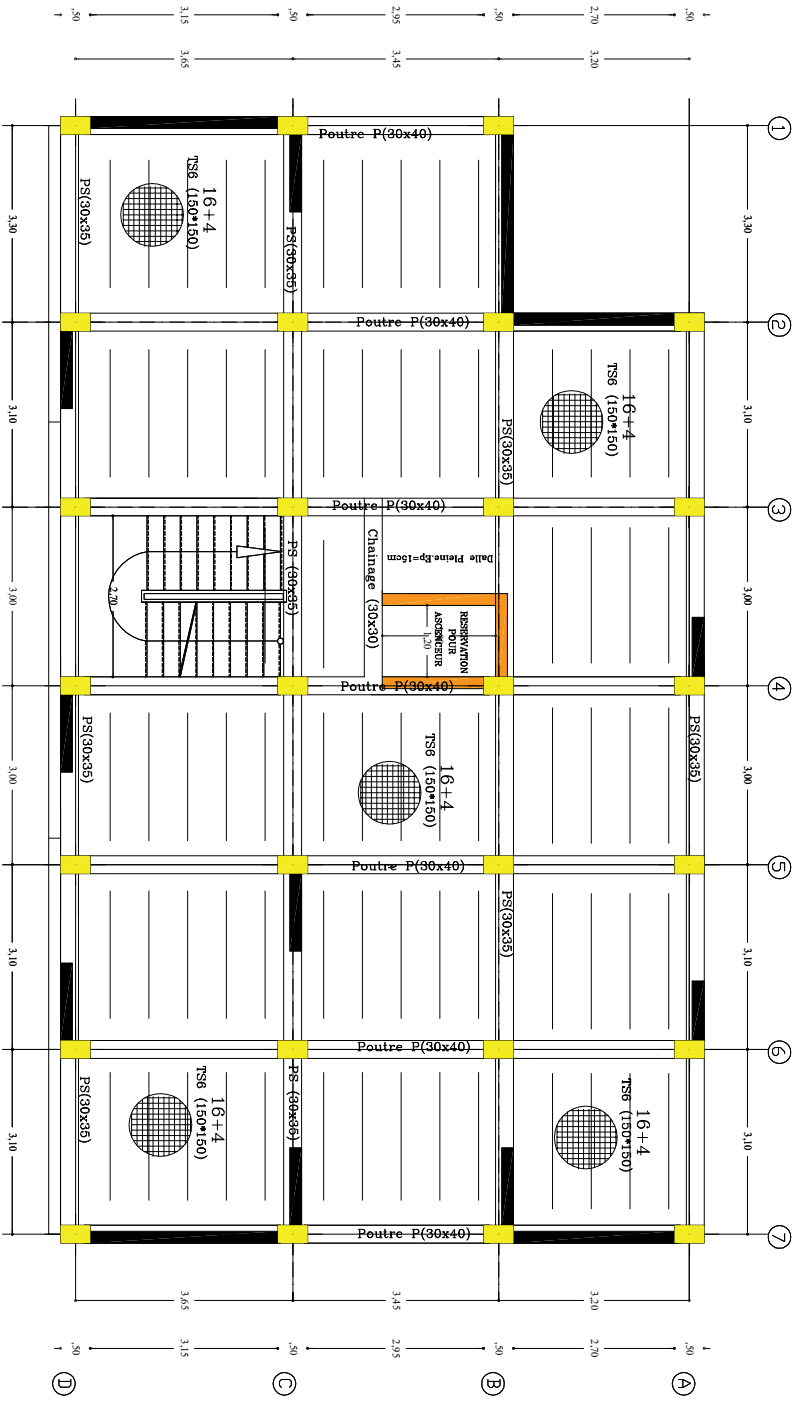
④

③

②

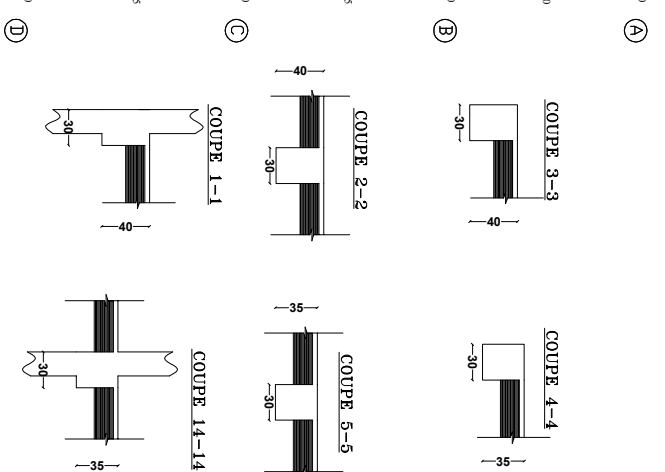
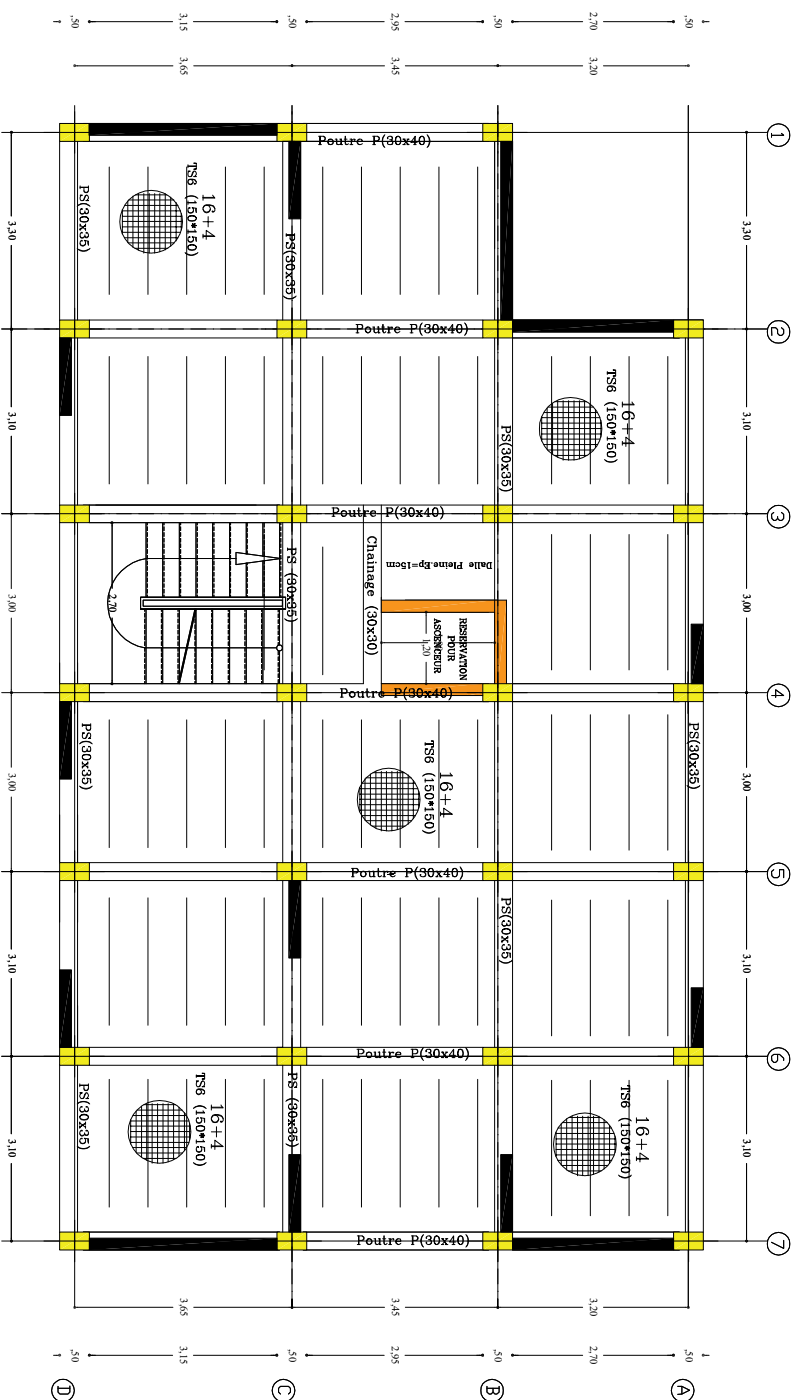
①

RESERVATION  
POUR  
ASCENCEUR



**PLAN DU ENTRE SOL**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE</b>		
<b>Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b>		
<b>CHEBCHEB YAMINA</b>		
<b>CHENAOUI LYNDIA</b>		
<b>Dirigé par :</b>		
<b>NME LARABI .S</b>		
<b>PLAN DE COFFRAGE</b>		<b>PLAN DU R.D.C</b>
<b>NIV:-1.37</b>		<b>PLAN DU ENTRE SOL</b>



## PLAN DU R.D.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

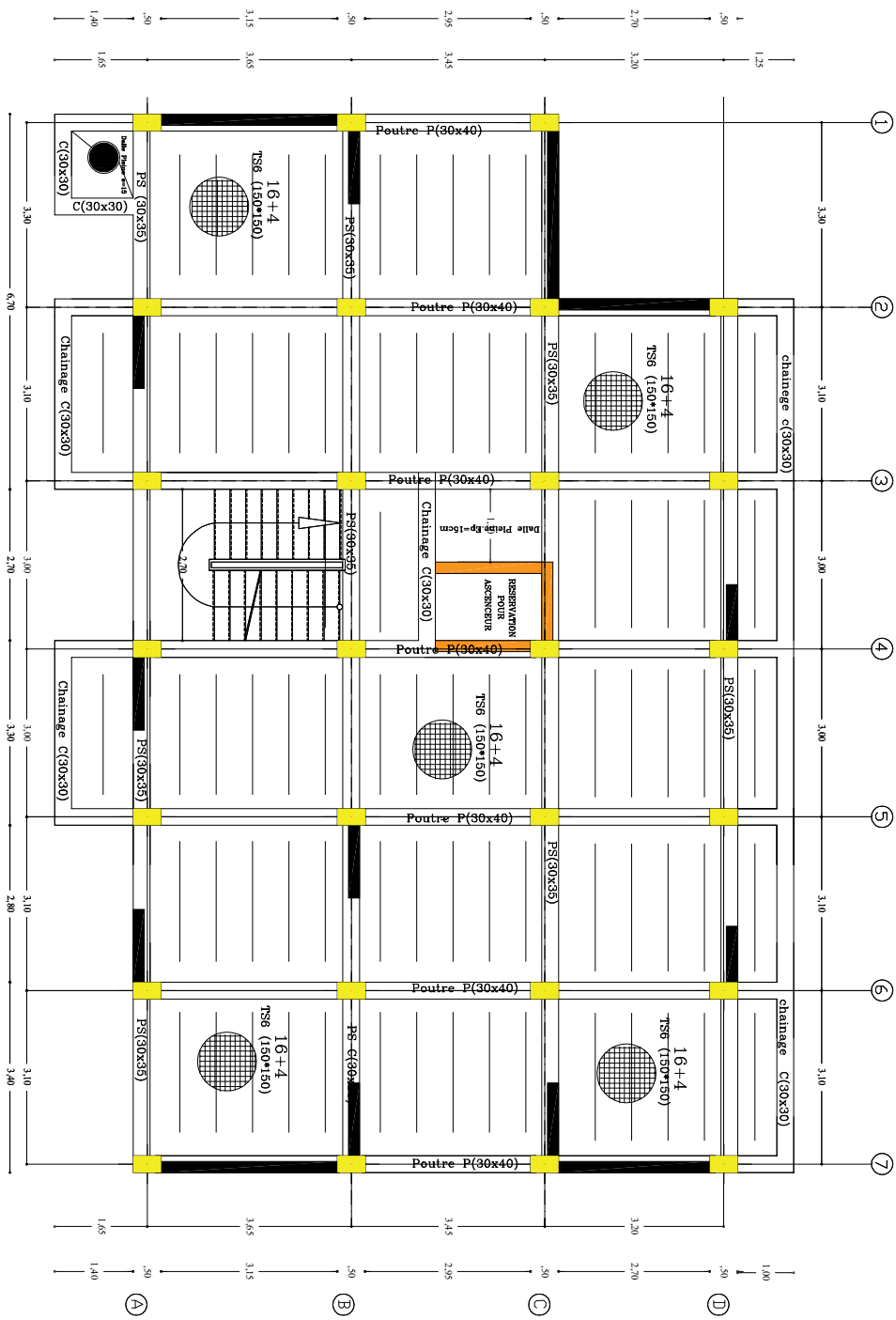
CHEBOCHEB YAMINA  
CHENAOUL LYNDIA

Dirigé par :

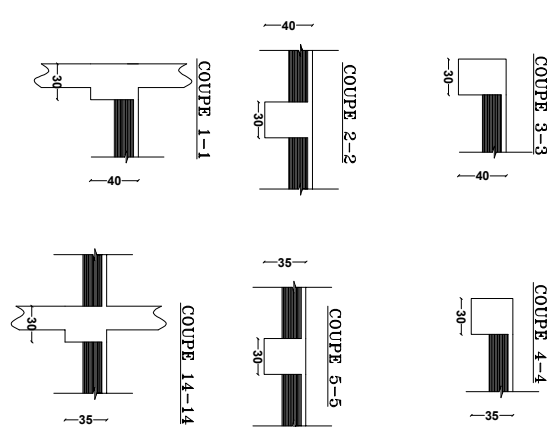
MME LARABI .S

PLAN DE COFFRAGE  
NIV. +1.53

ZONE I  
PT 40X45  
PLAN DU RDC



PLAN DÉTAILLÉ 01



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

CHEBCHEB YAMINA  
CHENAOUI LYNDIA

PLAN DE COFFRAGE

NIV: +4.59

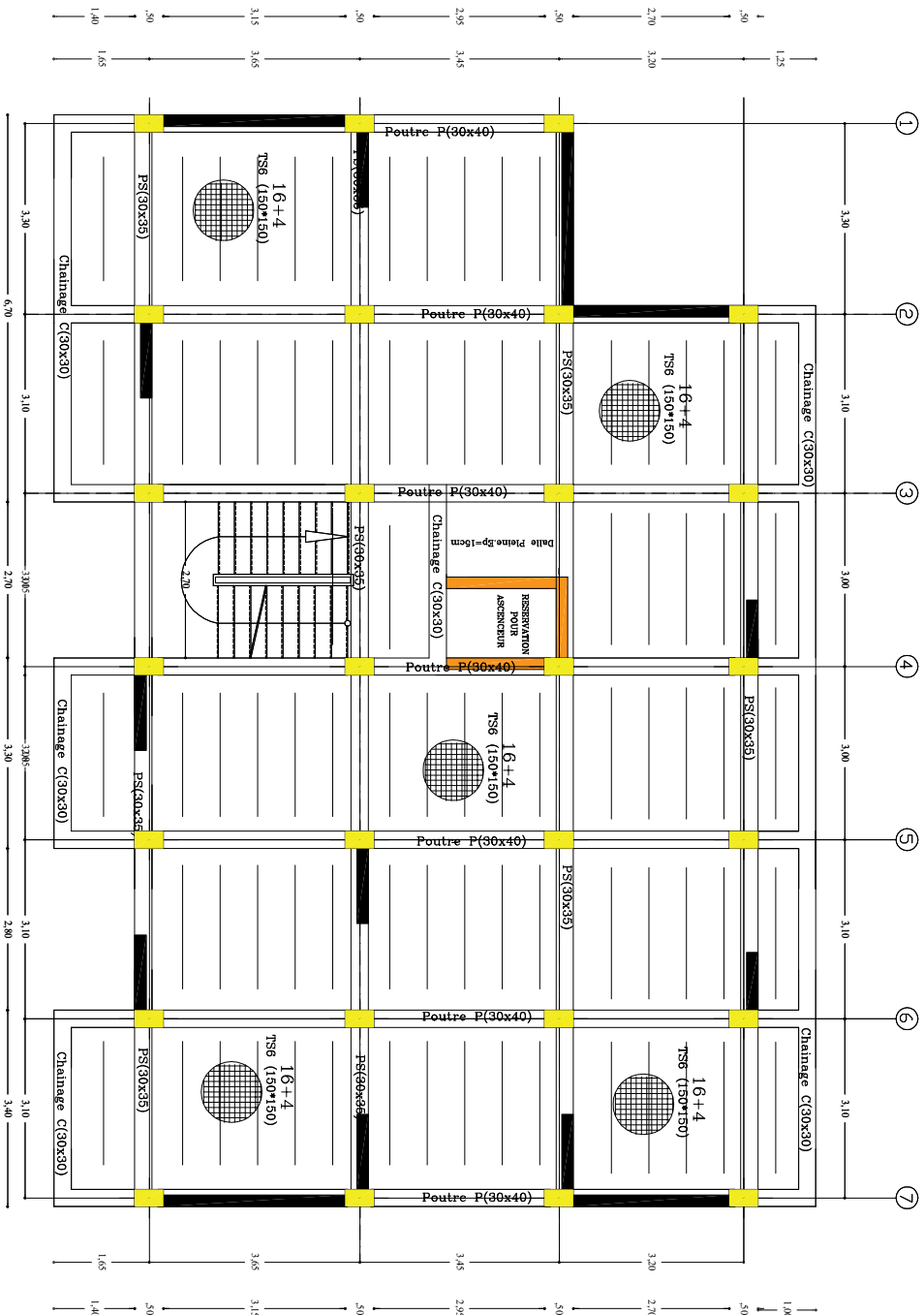
Dirigé par :

MME LARABI.S

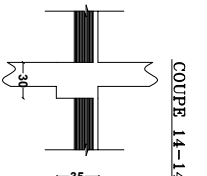
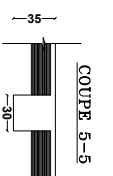
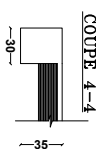
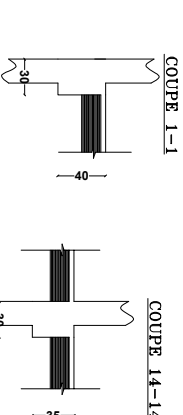
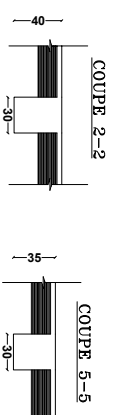
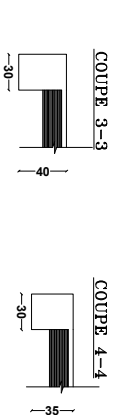
ZONE I

PT40X45

PLAN ETAGEL



## PLAN D'ETAGE 02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

CHEBCHIB YAMINA  
CHENAOUI LYNDIA

PLAN DE COFFRAGE

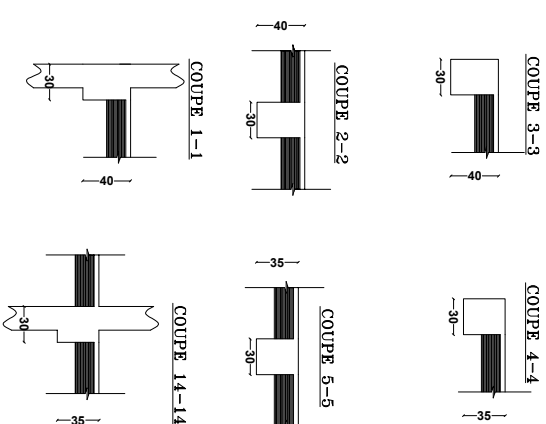
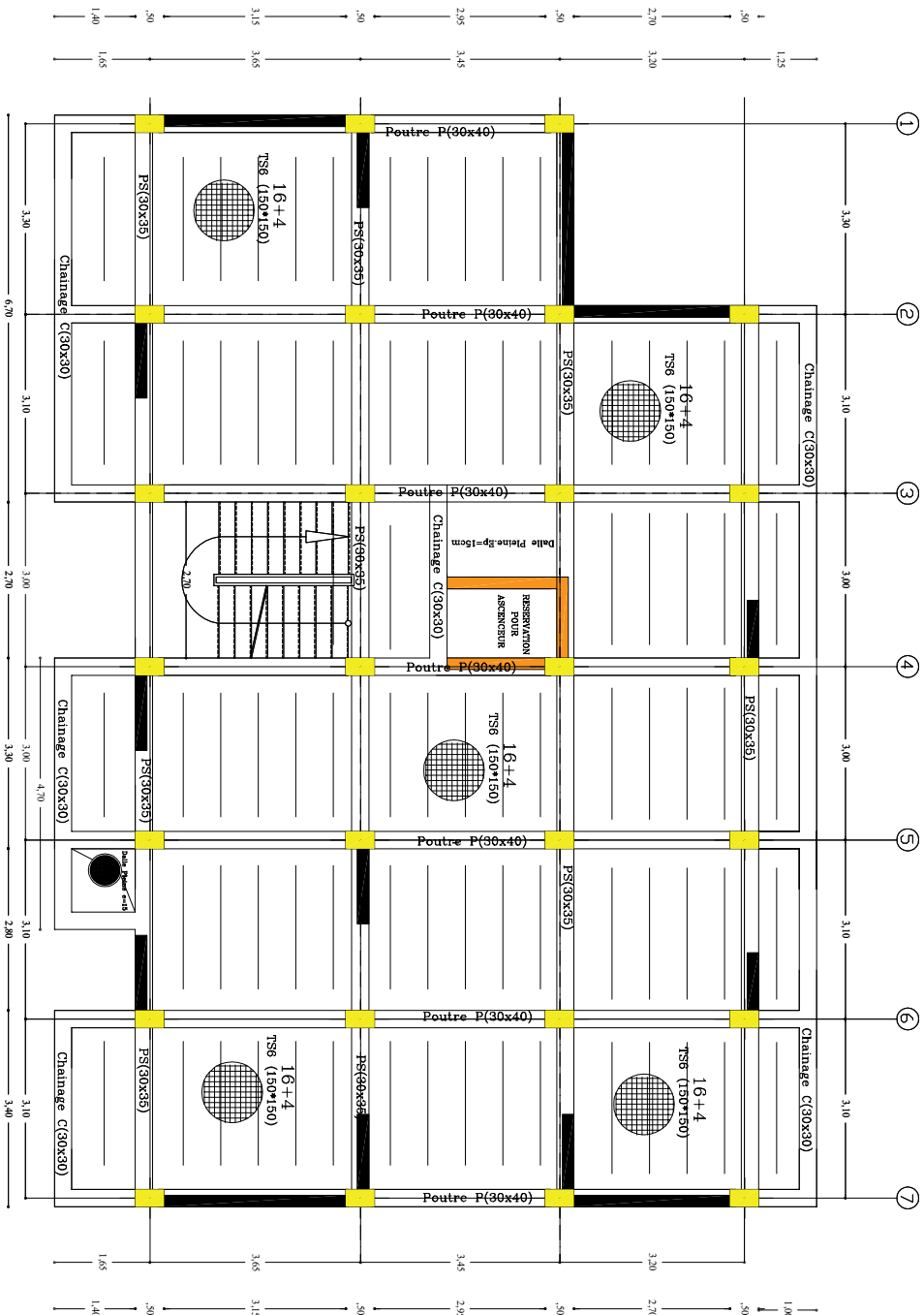
NIV.:+7.65

Dirigé par :

MME LARABI .S

ZONE I  
PT40x45

PLAN ETAGE2



## PLAN DETACHE 03

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

CHEBCHIB YAMINA  
CHENAOUL LYNDIA

PLAN DE COFFRAGE

NIV.:+10.71

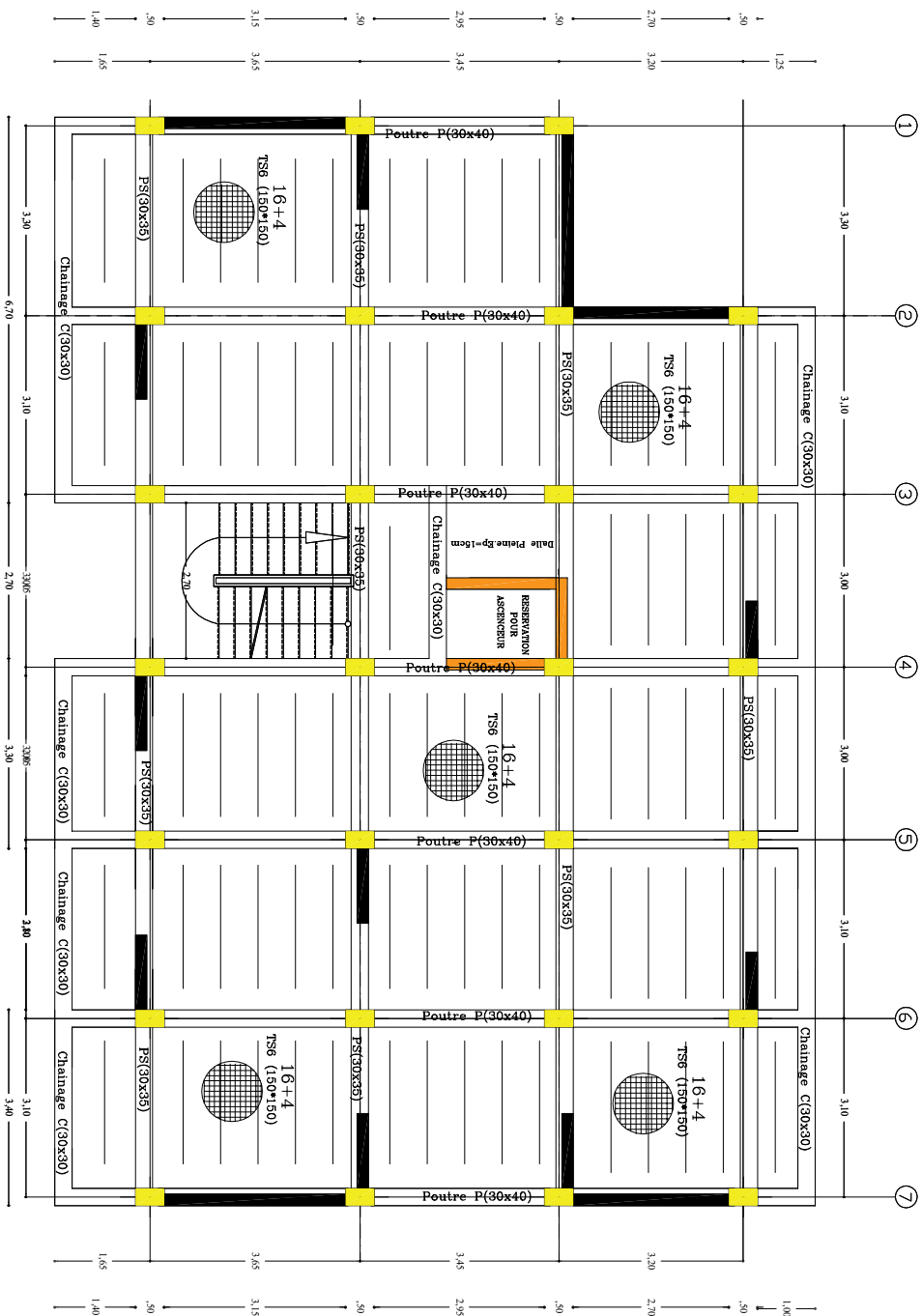
Dirigé par :

MME TARABI .S

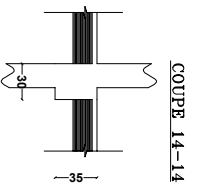
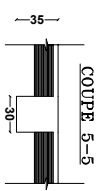
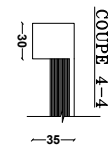
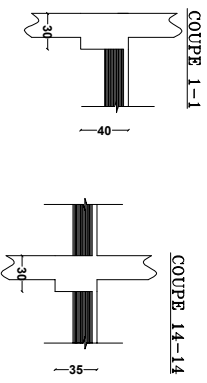
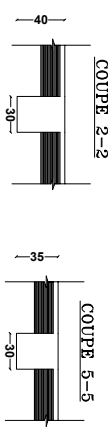
ZONE II

PT35X40

PLAN ETAGES



PLAN D'ETAGE 04



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

CHEBCHEB YAMINA  
CHENAOUI LYNDIA

PLAN DE COFFRAGE

NIV.: 13.77

ZONR II

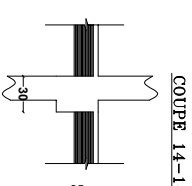
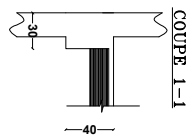
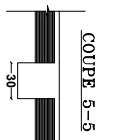
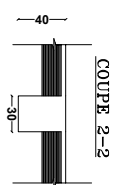
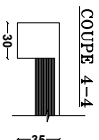
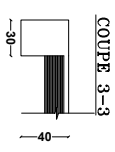
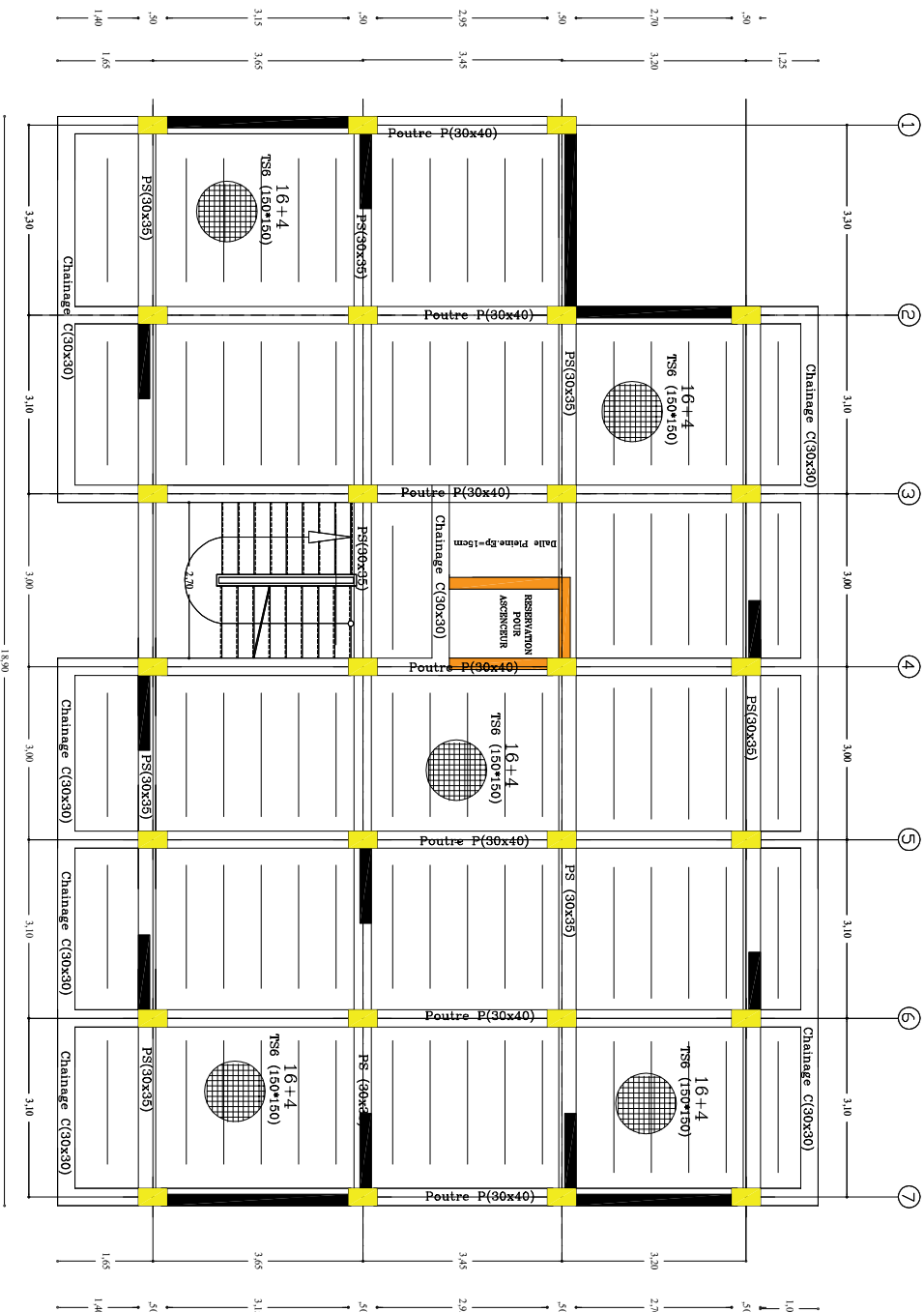
PT 35X40

Dirigé par :

MME LARABI .S

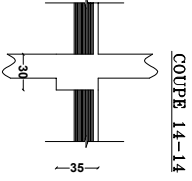
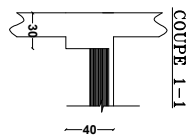
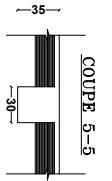
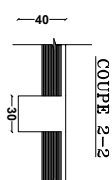
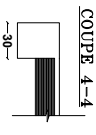
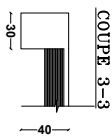
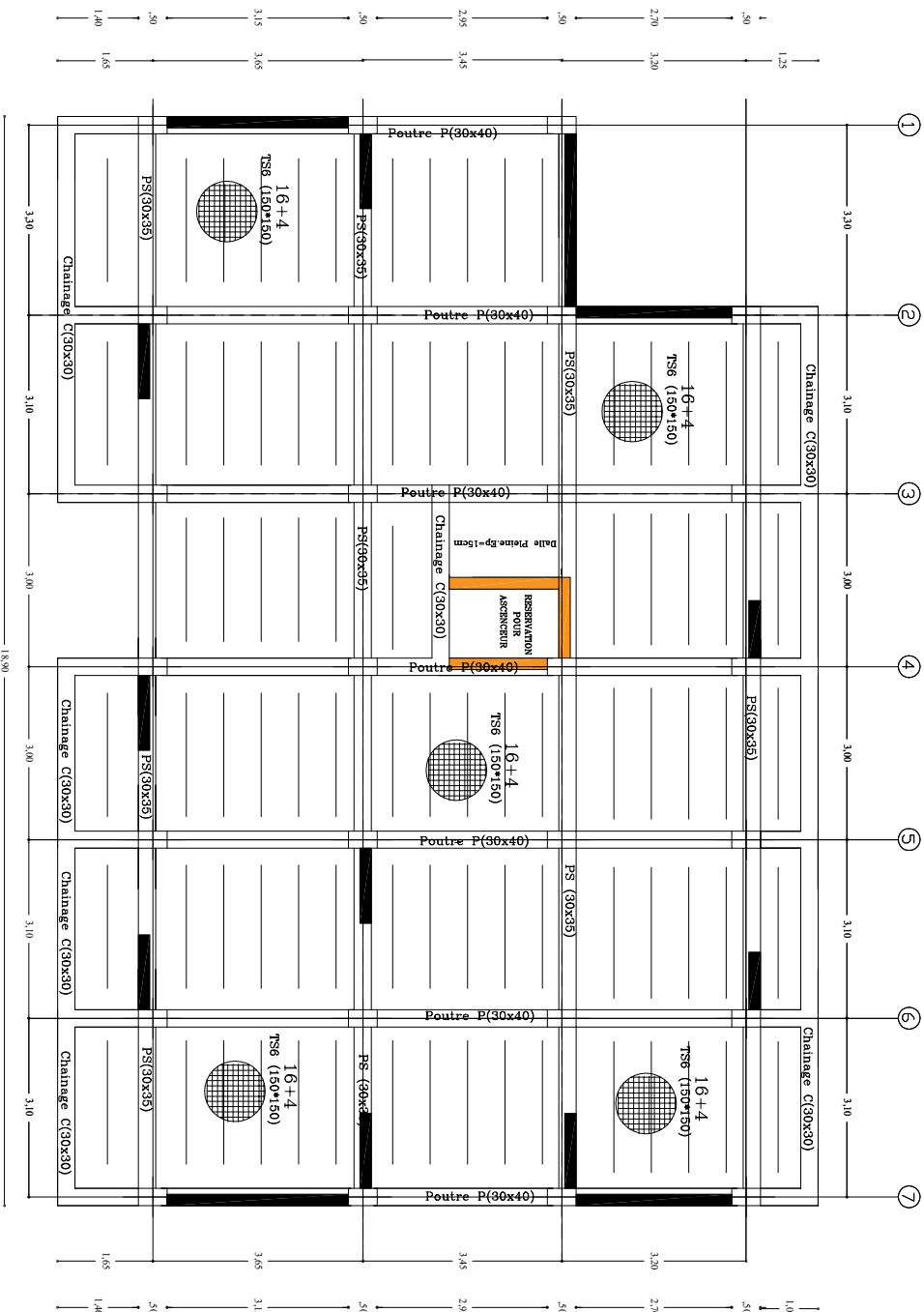
PLAN ETAGE4





PLAN D'ETAGE 05

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE			
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil			
Etudié par :		ZONE II	
CHEBCHIB YAMINA		PT35X40	
CHENAOUI LYNDIA		PLAN DE COFFRAGE	
Dirigé par :		NIV: +16.83	
MME LARABI .S		PLAN ETAGES	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

CHEBOCHEB YAMINA  
CHENAOUL LYNDIA

PLAN DE COFFRAGE

NIV: +19.89

ZONE II

PT35X40

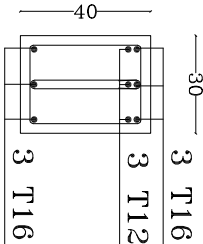
Dirigé par :

MME LARABI .S

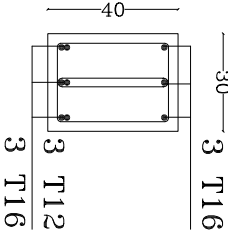
PLAN TOITURE

POUTRE PRINCIPAL 40x30

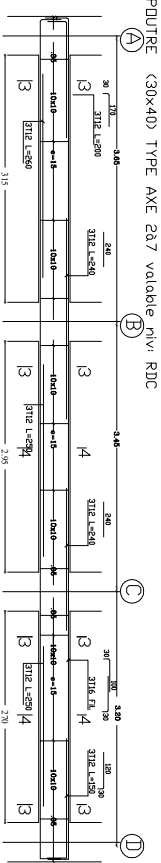
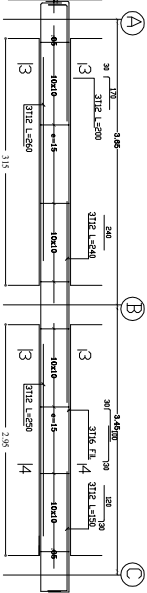
COUPE 3-3



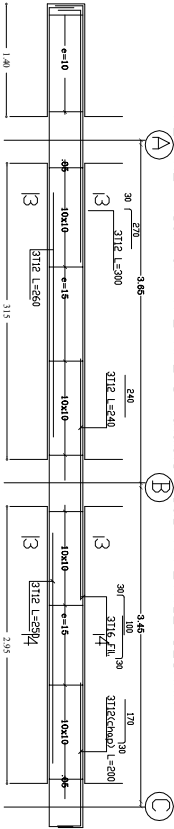
COUPE 4-4



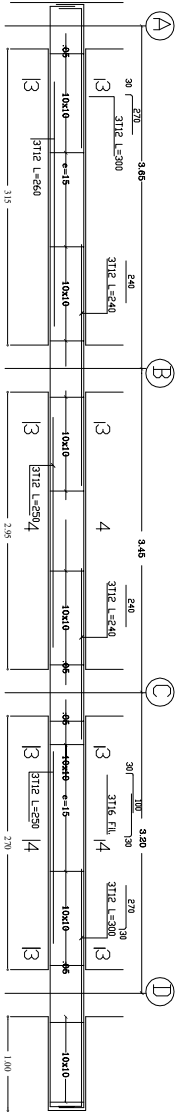
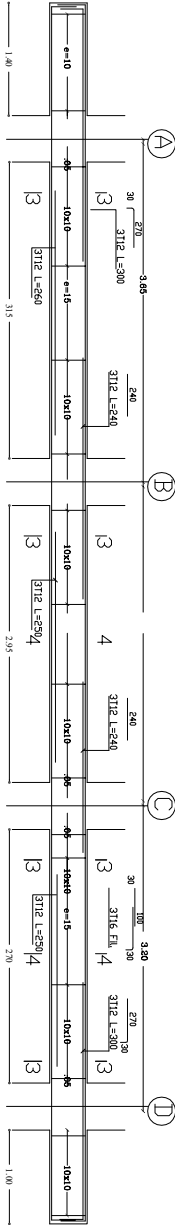
POUTRE (30x40) TYPE AXE 1 valable niv: RDC

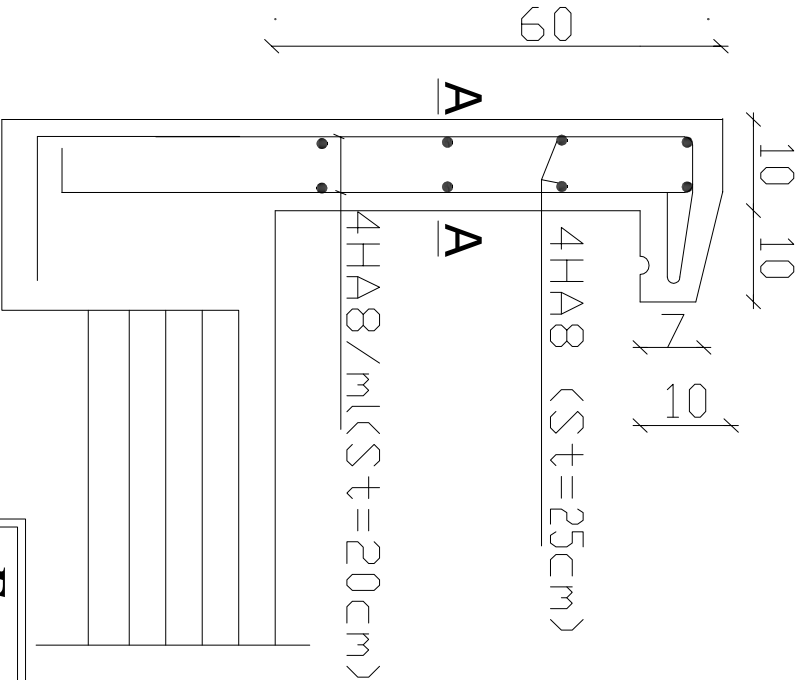


POUTRE (30x40) TYPE AXE 1 valable tous niv:ETAGE COURANT

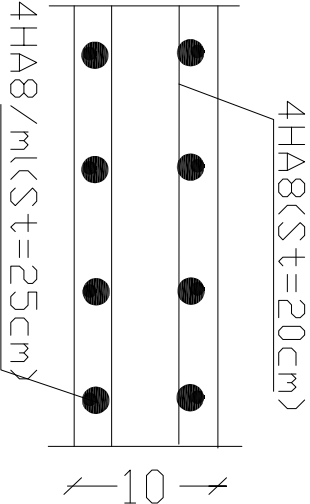


POUTRE (30x40) TYPE AXE 2à7 valable niv: ETAGE COURANT



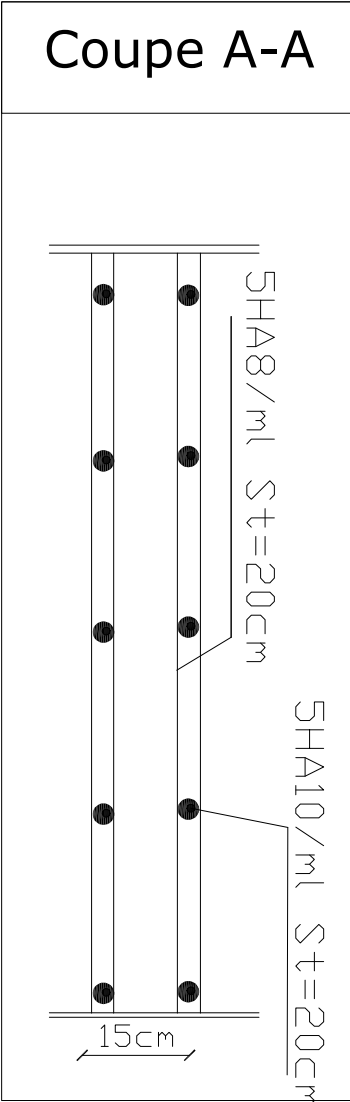
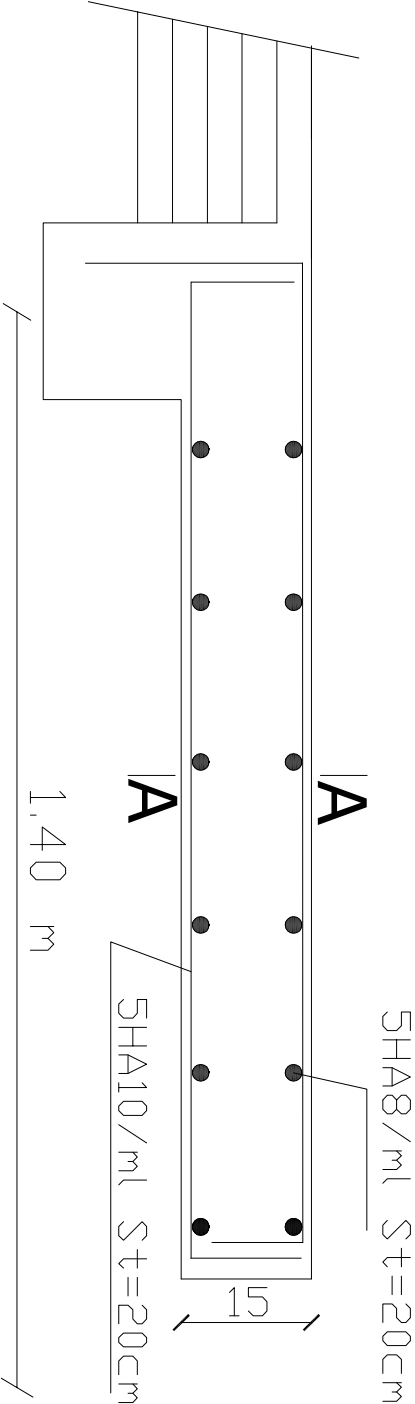


Coupe A-A



*Ferrailage de l'acrotère*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE	
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	FERRAILAGE DE l'acrotère
CHEBOCHEB YAMINA	
CHENNAOUI LYNDIA	
Dirigé par :	
MIME LARABI .S	



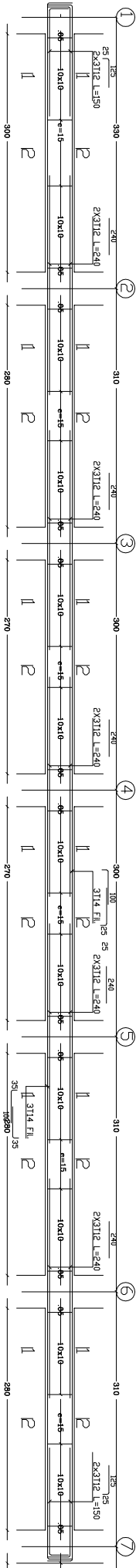
*Ferrailage du balcon*

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE</b> Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil	
<u>Etudié par :</u> CHEBOCHEB YAMINA CHENNAOUI LYNDIA	<b>FERRAILLAGE du balcon</b>
<u>Dirigé par :</u> MME LARABI.S	

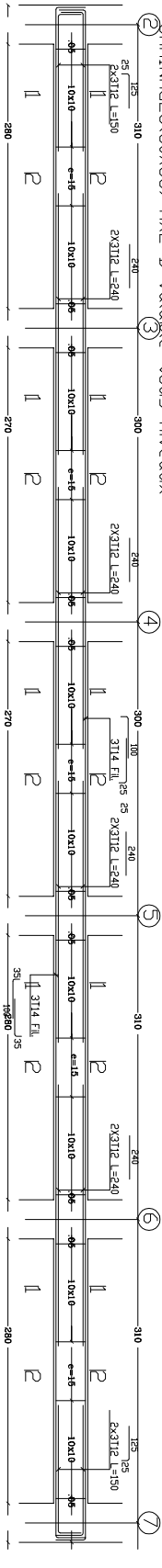


# POUTRE SECONDAIRE 35x30

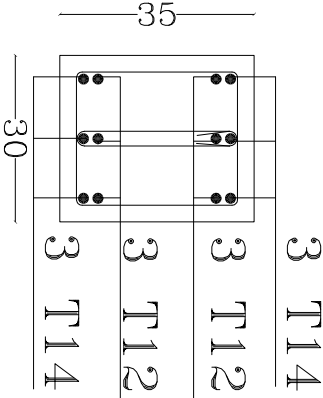
CHAINAGES(30X35) TYPE valable tous niv



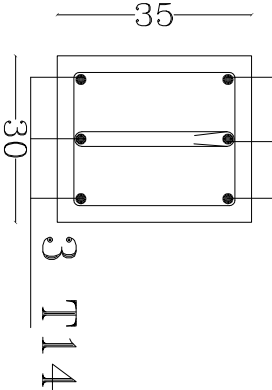
CHAINAGES(30X35) AXE D valable tous niveaux



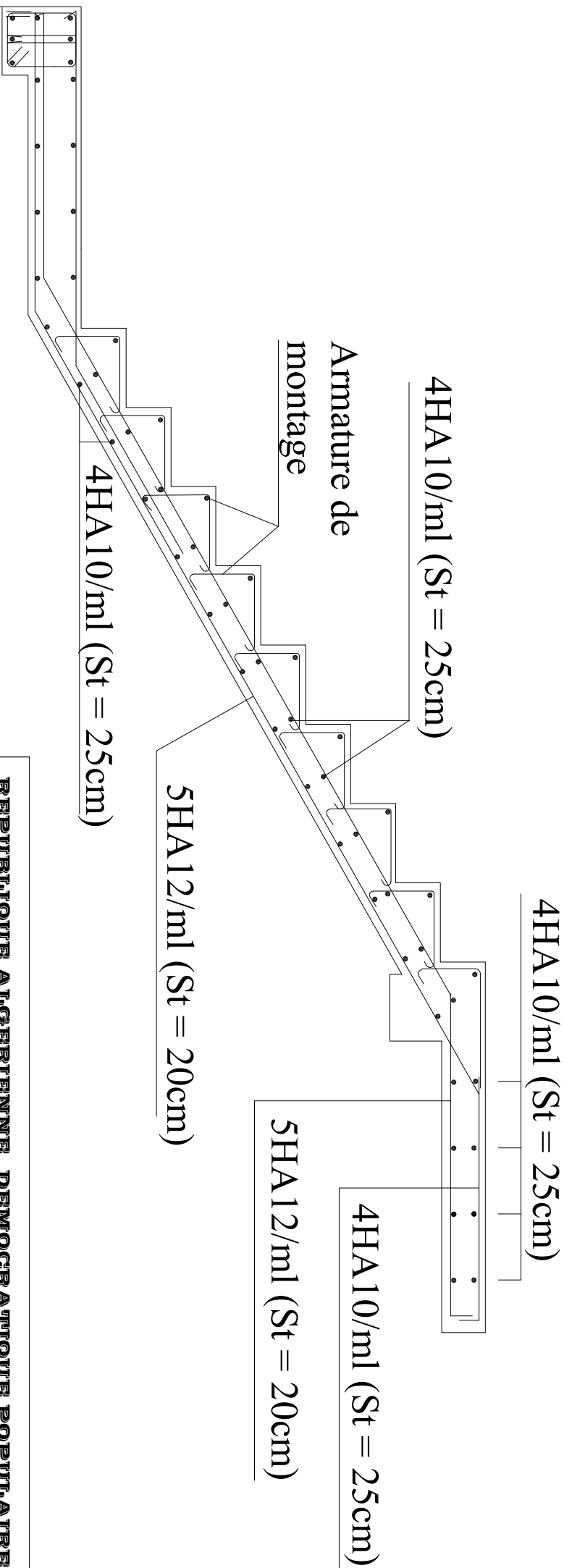
COUPE 1-1



COUPE 2-2



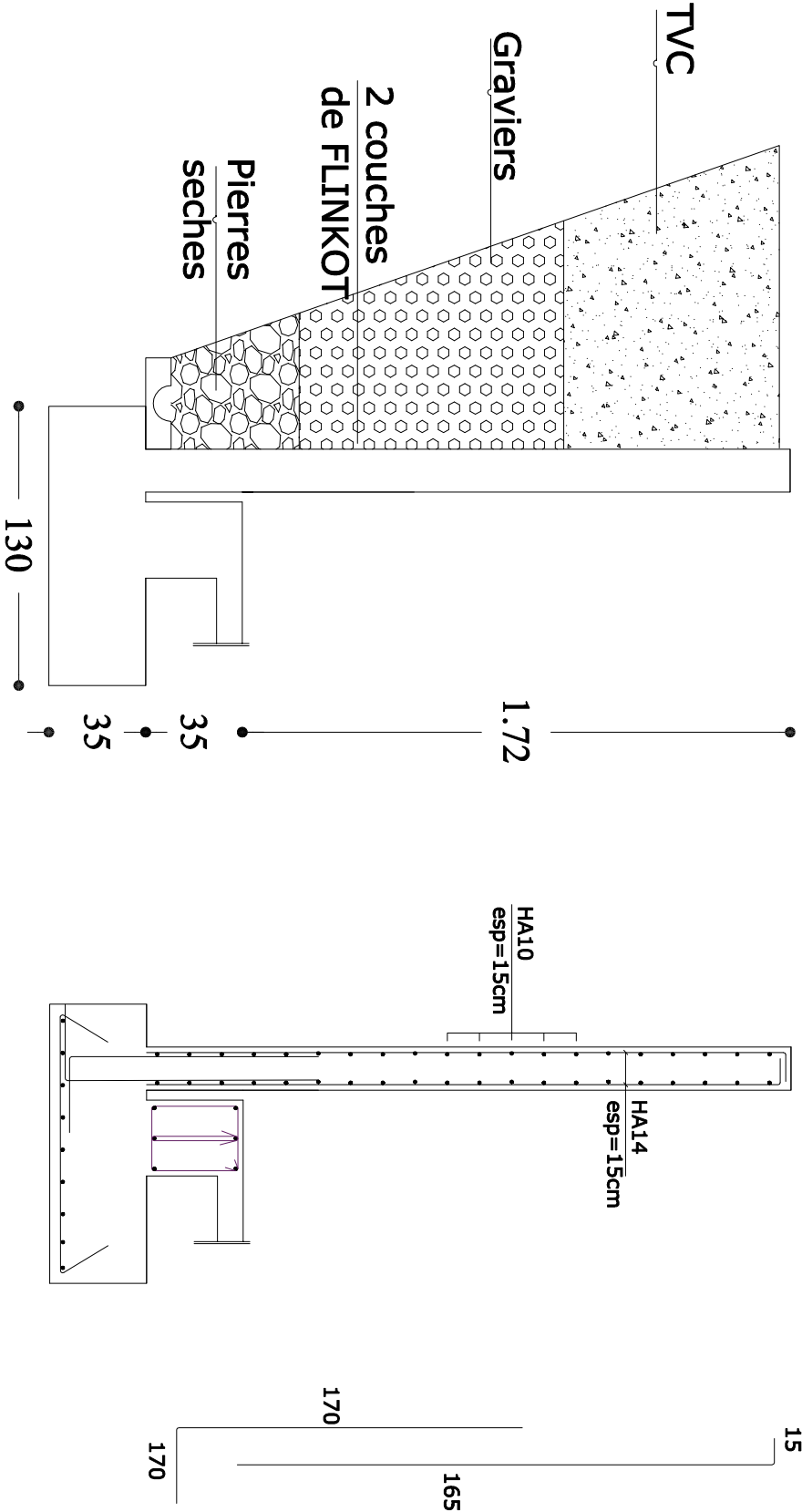
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE</b>	
<b>Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil</b>	
<b>Etudié par :</b>	<b>FERRAILLAGE</b>
<b>CHEBCHER YAMINA</b>	
<b>CHENAOUI LYNDIA</b>	
<b>Dirigé par :</b>	<b>DES POUTRES</b>
<b>MME LARABI .S</b>	



<p><b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE</b></p> <p><b>Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil</b></p>	
<p><b>Etudié par :</b></p> <p><b>CHEBCHEB YAMINA</b></p> <p><b>CHENAOUI LYNDIA</b></p>	<p><b>FERRAILLAGE DES</b></p> <p><b>ESCALIER</b></p>
<p><b>Dirigé par :</b></p> <p><b>MME LARABI.S</b></p>	



# Coffrage et ferrailage du MUR PLAQUE



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE**  
**Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil**

**Etudié par :**  
**CHEBOCHEB YAMINA**  
**CHENAOUI LYNDIA**

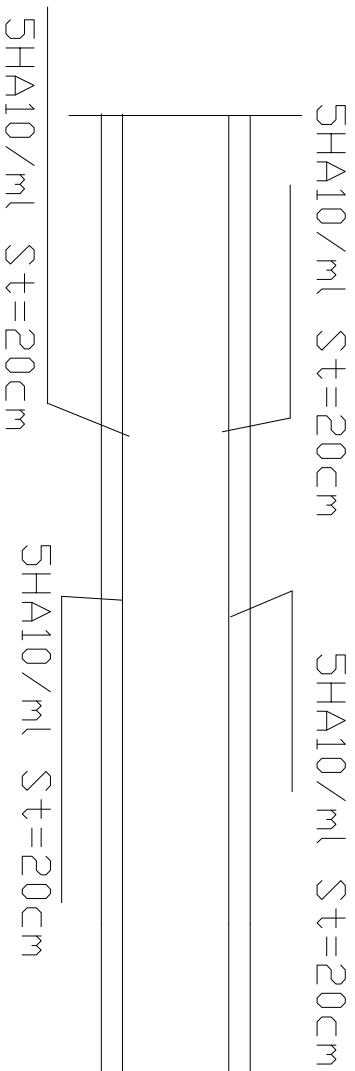
**Dirigé par :**  
**MME LARABI .S**

**FERRAILLAGE**  
**MUR PLAQUE**



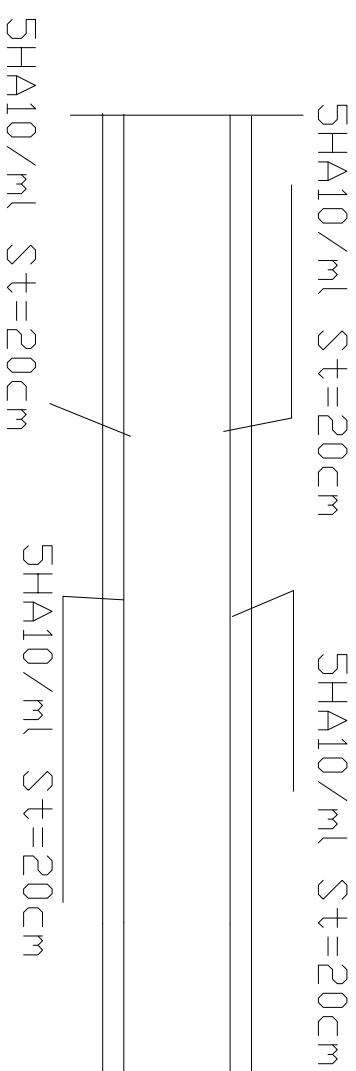
sens X-X

L=1.20m



sens Y-Y

L=1.80m



*Ferrailage de la dalle salle machine*

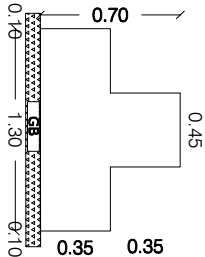
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE**  
**Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil**

**Etudié par :**  
**CHEBOCHE YAMINA**  
**CHEMNAOUI LYNDIA**

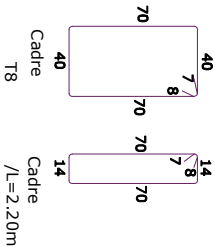
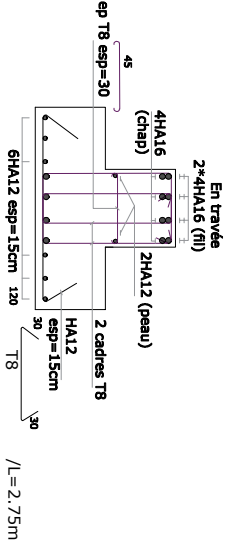
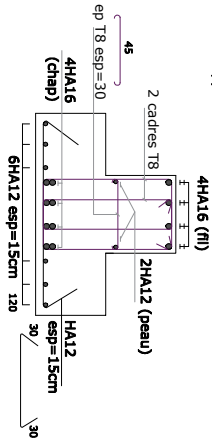
**Dirigé par :**  
**MINA LARABI.S**

**FERRAILAGE salle  
machine**

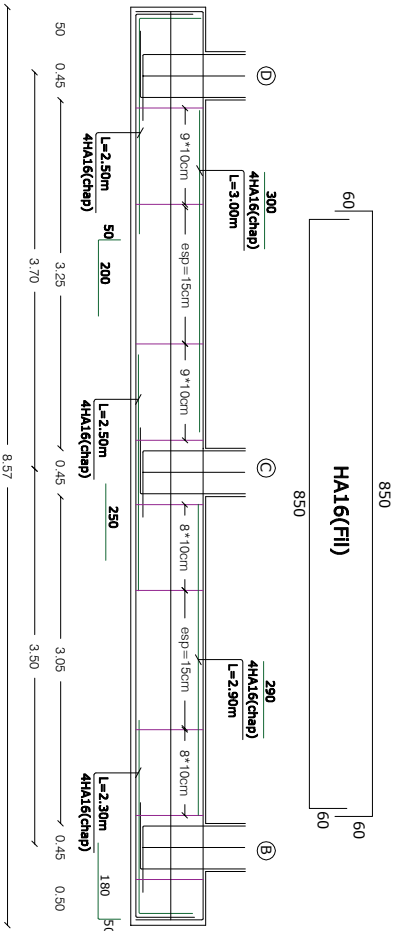
coffrage et ferrailage des semelles  
axes : 1 , 2 et 3



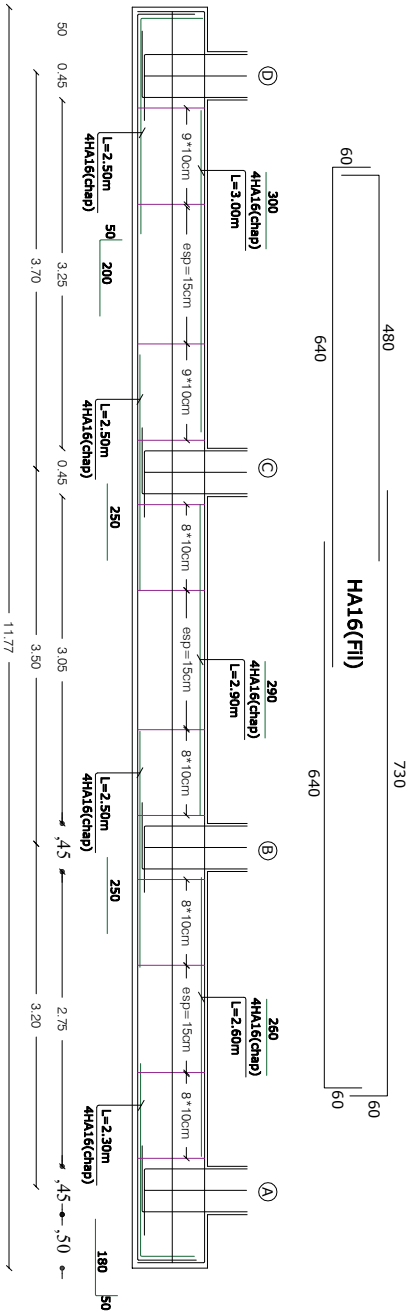
Aux appuis



Coffrage et ferrailage des semelles filantes axe : 1



Coffrage et ferrailage des semelles filantes axes : 2 3 4 5 6 et 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Etudié par :

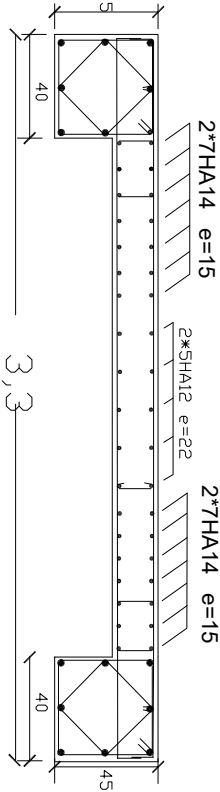
CHEBCHEB YAMINA  
CHENAOUI LYNDIA

Dirigé par :

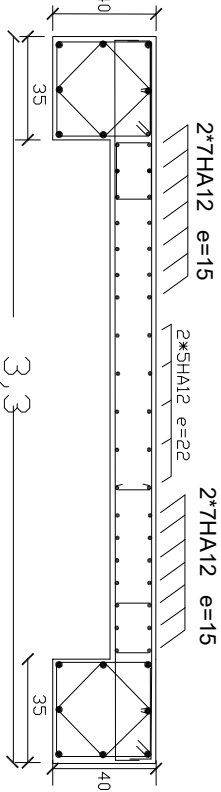
MME LARABI .S

FERRAILLAGE DES  
SEMELLES

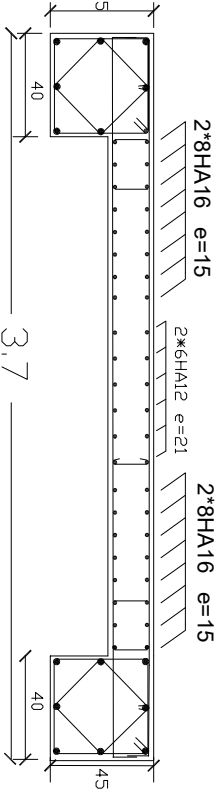
Voiles VL3.3  
ZONE I



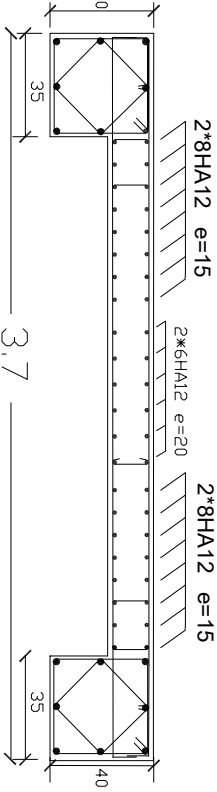
Voiles VL3.3  
ZONE II



Voiles VT3.7  
ZONE I



Voiles VT3.7  
ZONE II



<p><b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE</b></p> <p><b>Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil</b></p>	
<p><b>Etudié par :</b></p> <p><b>CHEBCHEB YAMINA</b></p> <p><b>CHENNAOUI LYNDIA</b></p>	<p><b>FERRAILLAGE DES</b></p> <p><b>VOILES</b></p>
<p><b>Dirigé par :</b></p> <p><b>MMB LARABI.S</b></p>	

# **CONCLUSION GENERALE**

# CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le Monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie. Ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude, et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

## **Bibliographie**

### **Rèlements :**

- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91
- Documents technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation

### **Logiciels :**

- Logiciel ETABS version 9.7 (analyse des structures)
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC