



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique



**Université Amar Telidji- Laghouat**

**FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE**

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DE LICENCE (CCE)**

**Présenté par :**

Benali Abdallah Abdelkarim      Meksi El mouahid El idrissi

**DOMAINE : Sciences et Technologies**

**FILIERE : GENIE CIVIL**

**OPTION : Constructions Civiles et Environnements**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment (R+1) à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Mascara**

**Soutenu le :**

**Jury de soutenance**

| Nom et Prénom       | Qualité   |
|---------------------|-----------|
| M. Merah Ahmed      | Président |
| M. Benferhat Bachir | Examineur |
| M. Benabed Benchaa  | Encadreur |

**Année Universitaire 2022-2023**

## Remerciement

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements : A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué A notre Encadreur Mr. Benabed Benchaa, c'est grâce à ses conseils judicieux et ses expériences qu'on a pu réaliser ce modeste travail.

Nous tenons bien sûr à remercier Monsieur Ammar Ghazal, ingénieur contrôleur à l'organisme national de contrôle technique de la construction de sud agence de Laghouat ».

Nous remercions tous les responsables de l'organisme national de Contrôle Technique de la Construction de Sud « Agence de Laghouat » qui nous ont accueilli au sein de leur agence et de leur équipe de travail

Un spécial remerciement à tous les enseignants de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ou qui ont fait partie de notre jury ce mémoire.

## الإهداء

الحمد لله والصلاة والسلام على رسول الله

بسم الله الرحمن الرحيم

«قل ان صلاتي ونسكي ومحياي ومماتي لله رب العالمين لا شريك له وبذلك أمرت وانا اول المسلمين»  
أهدي هذا العمل إلي:

أولا إلى أباؤنا وأمهاتنا واقاربنا الاعزاء الذين شجعونا ودعمونا دائما حتى وصلنا إلى هذه  
المرحلة من التكوين.

ثانيا إلى اساتذتنا الكرام اللذين ساندونا في هذا المنوال الدراسي

والى كل اللذين امنو بنا ورفقائنا الاحباء

في الختام نحمد الله تعالى كثيرا الذي وفقنا الى تجسيد افكارنا ووضعها بهذا المشروع الذي  
ندعو الله ان يوفقنا الى ما فيه الخير للبلاد والعباد والله المستعان.

"الله اشرح لي صدري ويسر لي امري واحلل عقدة من لساني يفقه قولي "

# Sommaire

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Introduction</b>  | <b>3</b>  |
| <b>Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b> | <b>4</b>  |
| 1-1- présentation et description du projet                                       | 4         |
| 1-2- Etapes de calcul d'un projet de bâtiment                                    | 7         |
| 1-3- Hypothèses du calcul  | 7         |
| 1-4- Matériaux utilisés  | 8         |
| 1-5- Sollicitations de calcul  | 11        |
| 1-6- Normes et Règlement utilisés  | 12        |
| 1-7- Choix du système porteur  | 12        |
| 1-8- Conclusion  | 15        |
| <b>Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges</b>      | <b>16</b> |
| 2-1- Pré dimensionnement de La structure   | 16        |
| 2-2- Descente de charges   | 24        |
| 2-3- Conclusion  | 26        |
| <b>Chapitre. 3 Calcul des éléments secondaires</b>                               | <b>27</b> |
| 3-1- Introduction  | 27        |
| 3-2- Calcul des planchers  | 27        |
| 3-3- Calcul des balcons  | 33        |
| 3-4- Acrotère  | 37        |
| 3-5- Calcul des escaliers  | 41        |
| <b>Chapitre 4. Calcul des éléments structuraux</b>                               | <b>48</b> |
| 4-1- Calcul des poteaux  | 48        |
| 4-2- Calcul des poutres  | 53        |
| 4-3- Eude de l'infrastructure  | 57        |
| <b>Conclusion générale</b>   | <b>60</b> |
| <b>Références</b>  | <b>61</b> |

## Notations

**A, As** : Aire d'une section d'acier.  
**At** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
**B** : Aire d'une section de béton  
**D** : Diamètre  
**E** : Module d'élasticité longitudinal.  
**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée  
**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours.  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé  
**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
**N** : effort normal.  
**Q** : action ou charge variable.  
**S** : section  
**T** : effort tranchant.  
**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours  
**d** : Hauteur utile.  
**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.  
**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.  
**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes  
**A'** : section d'armature comprimées  
**A** : section d'armature tendue  
**E** : excentricité d'une résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
**S** : espacement des armatures en général.  
**St** : Espacement des armatures transversales.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier. Nomenclatures Grecques :  
**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.  
**α** : Angle en général, aussi coefficient  
**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.  
**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.  
**η** : Coefficient de fissuration relative à une armature. **Θ** : Coefficient sans dimension. **λ** : Élanement.  
**ν** : Coefficient de poisson.  
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
**σ** : Contrainte normale général.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.  
**τ<sub>adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible

## **Introduction**

L'ingénierie utilise la science, la technologie, les expériences passées et les innovations pour servir l'humanité. La profession d'ingénieur est nécessaire pour une vie bonne et précieuse, et est considérée comme une richesse pour l'humanité. Les activités socio-économiques dépendent dans une large mesure des applications de l'ingénierie car, à travers elle, les besoins de logement humain, qui sont essentiels à la vie humaine, sont satisfaits.

La construction est l'un des domaines les plus importants qui témoignent du progrès et du développement. Il incarne une idée étayée par des études techniques et économiques ainsi que des plans architecturaux et civils. La construction nécessite un capital suffisant pour répondre aux exigences du bâtiment.

Nous avons choisi de nous concentrer sur l'étude d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et d'un étage, comprenant des colonnes et des éléments secondaires. L'architecture et le génie civil jouent des rôles complémentaires : l'architecture apporte la créativité et la beauté dans la planification, tandis que le génie civil garantit la durabilité, la résistance et la stabilité de la structure.

Dans ce mémoire, nous chercherons à fournir une synthèse des étapes les plus importantes de l'étude de la construction selon les fondements scientifiques du bâtiment, dans le but de concevoir un bâtiment sûr, en tenant compte de l'aspect économique.

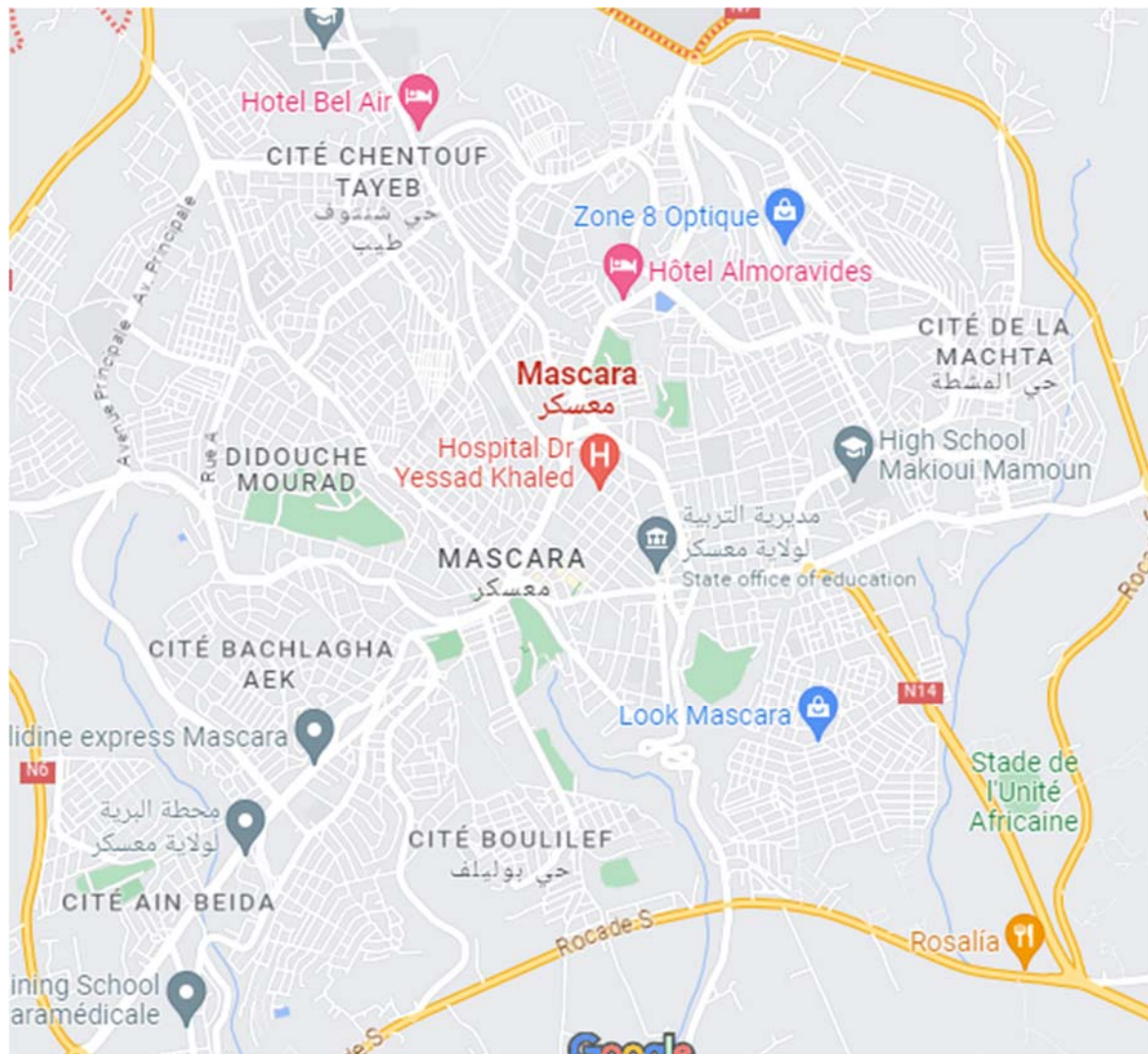
## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### 1.1 Présentation et description du projet

Dans le cadre de notre travail de fin d'études, nous avons choisi de concentrer sur l'étude d'un bâtiment résidentiel en béton armé à deux niveaux (rez-de-chaussée et un étage « R+1 »). Notre objectif est d'appliquer les méthodes apprises dans un cas réel par des calculs de structure.

#### 1.1.1. Situation de l'ouvrage

Notre ouvrage sera implanté à la wilaya de Mascara (classée comme zone II<sub>a</sub> selon les Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003).



#### 1.1.2. L'ossature

Les éléments constructifs de la dite structure sont constitués avec des portiques en poteaux et poutres

### 1.1.3. Description de l'ouvrage

Le bâtiment comporte un RDC et un étage.

| <b>Dimensions en élévation</b>     | <b>Dimensions en plan</b>   |
|------------------------------------|---|
| Hauteur du RDC : 3,06 m            | Largeur totale du bâtiment est de : 10,05m<br>Longueur totale du bâtiment est de : 10,85m |
| Hauteur du l'étage : 3,06 m        |   |
| Hauteur totale du bâtiment : 6,12m |   |

- **Les planchers**

- Il existe deux types de plancher :
  - o Plancher à corps creux.

- **Cage d'escalier**

L'escalier est composé de deux volées et un palier de repos.

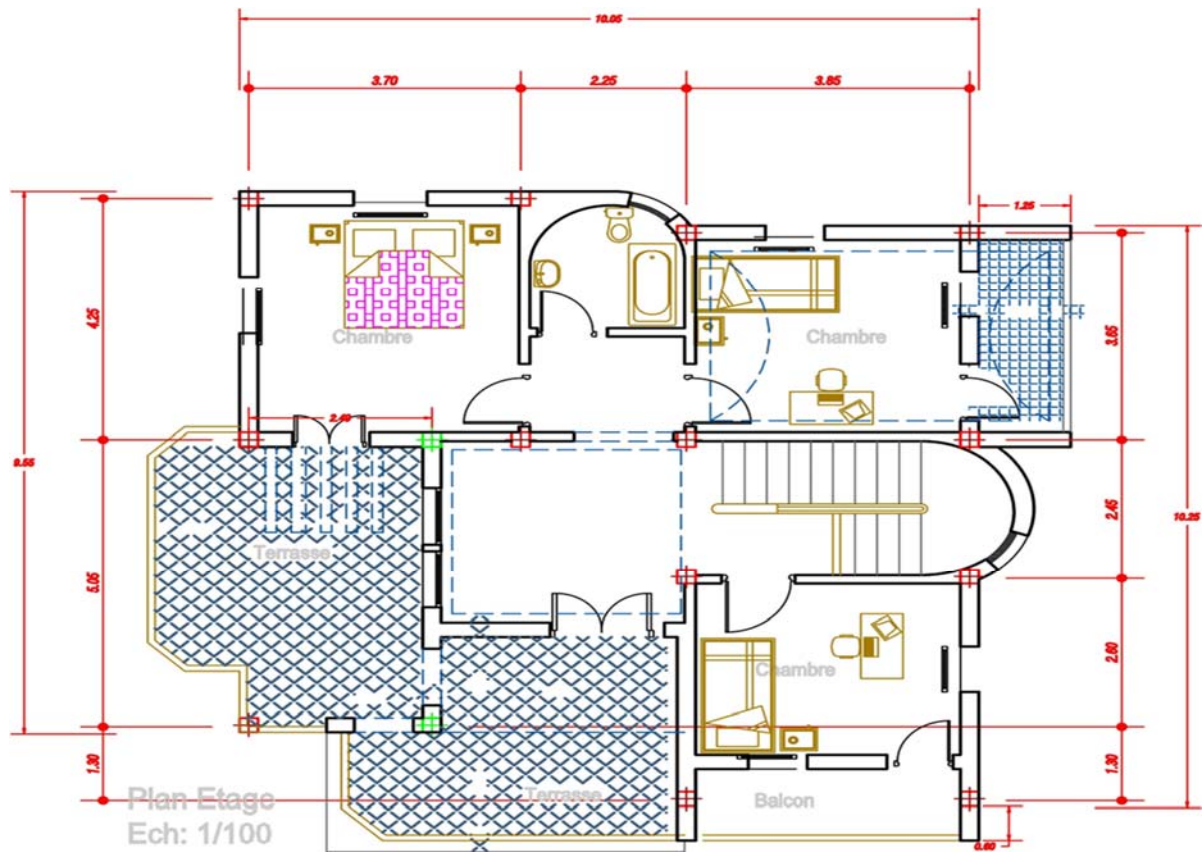
**a) Maçonnerie**

| <b>Murs extérieurs</b>   | <b>Murs intérieurs</b>  |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>- Brique creuse de 15 cm.</li><li>- L'âme d'air de 5 cm.</li><li>- Brique creuse de 10 cm.</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>- Brique creuse de 10 cm.</li></ul> |

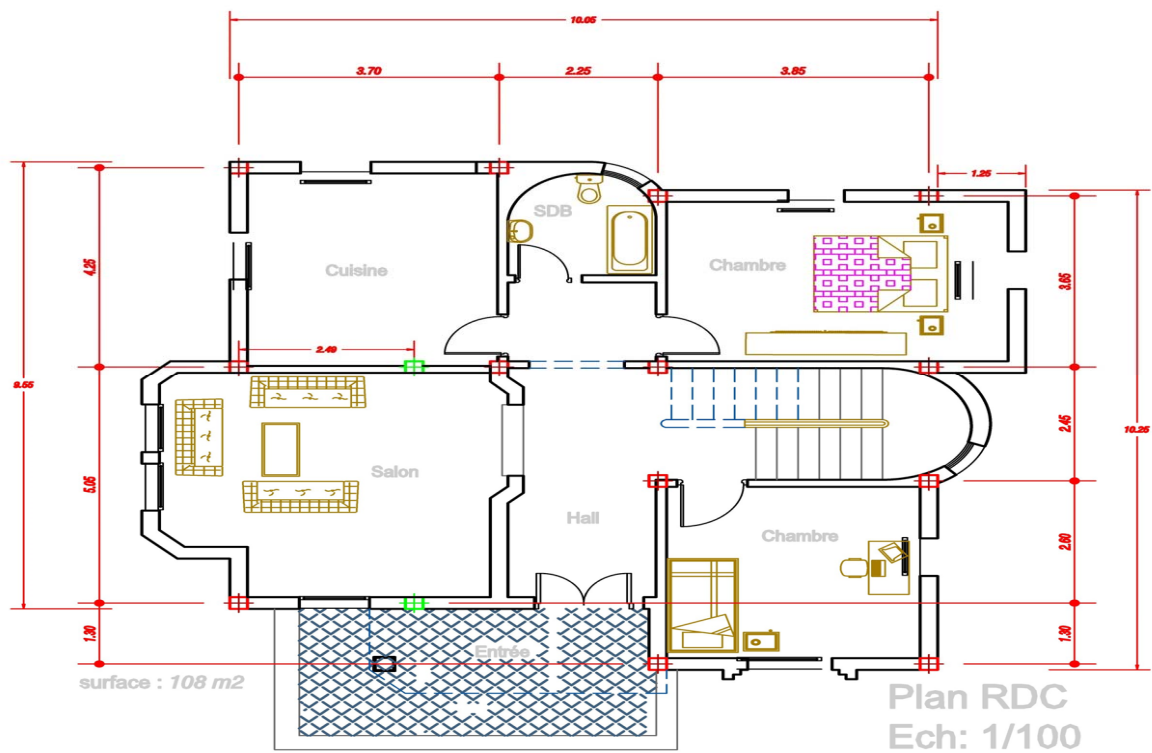
**b) Revêtement**

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau et mur dans la cuisine.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escaliers.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

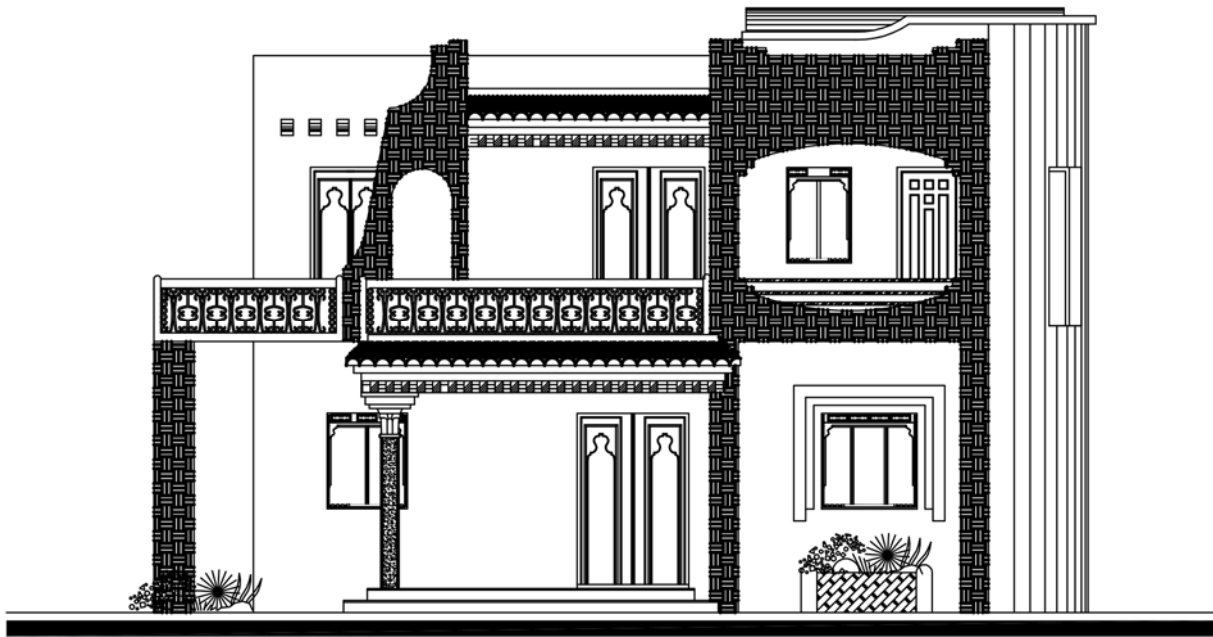
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux



Plan Etage



Plan RDC



**Façade Principale**

## **1.2 Etapes générales de calcul d'un projet de bâtiment**

L'étude d'un projet de bâtiment nécessite plusieurs étapes, telles que :

- Présentation et description du projet : le nombre de niveau, usage de la construction, les caractéristiques architecturales, les éléments composants l'ouvrage, le site d'implantation,
- Les matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier (définitions, caractéristiques mécaniques,...)
- Pré dimensionnement des éléments de la structure (poutres, poteaux,)
- Ferrailage des éléments secondaires (plancher, escalier, balcon, acrotère)
- Ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres,)
- Production des plans pour les éléments calculés

## **1.3 Hypothèses du calcul**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements :

a) BAEL 91 (**B**éton **A**rmé aux **E**tats **L**imites) : basé sur la théorie des états limites.

### ➤ **Etats limites ultimes (ELU)**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Etats limites de service (ELS)**

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

**b) Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)**

**1.4 Matériaux utilisés**

**1.4.1. Béton**

Le béton est un matériau de construction largement utilisé à travers le monde. Il est composé d'un mélange de ciment, d'agrégats, d'eau et d'adjuvants. Il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle : béton armé. En générale, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

**a) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton**

**a.1. Résistance du béton**

• **Résistance du béton a la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (kg/m) elle est notée  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa}$$

• **Résistance du béton a la traction**

Elle est représentée par  $f_{t28}$ , elle peut être déterminée par :

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à « j » jours est définie conventionnellement par la relation suivante :  $f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j}$  (MPa)

Donc, on a  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$

**a.2. La contrainte limite**

En limitant les contraintes à  $\gamma_b$  (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

• **Etat limite ultime**

La contrainte ultime du béton en compression :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$

Sollicitations durable  $\rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$

Sollicitations accidentelles  $\rightarrow \sigma_h = 18,47 \text{ MPa}$

$\theta = 1$  la durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  la durée  $< 1$ h

La masse volumique du béton est de :  $\rho = 2500 \text{ kg/cm}^3$

Le coefficient de minoration 0,85 pour couvrir l'erreur en négligeant le fluage du béton

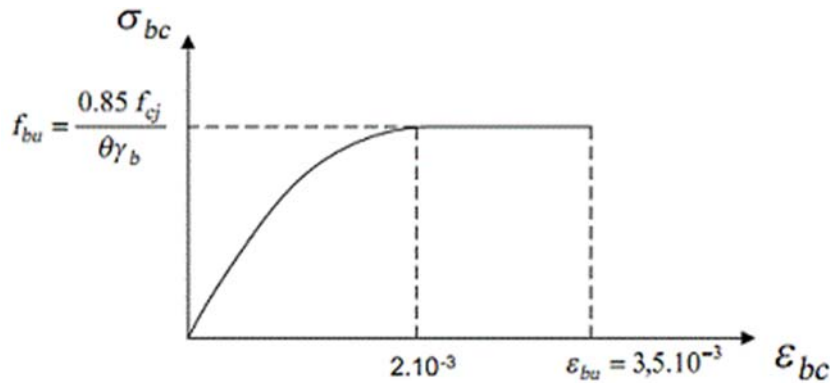


Figure.1.1 : diagramme contraintes – déformations de béton à l’ELU

• **Etat limite de service**

La contrainte limite de service est :

$$\bar{\sigma}_h = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

$v_u$  = L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée

$b_0$  = Largeur de la section.

$d$  = hauteur utile de la poutre

On vérifie par suite que si :

| la fissuration est peu nuisible   | la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable                  |
|---|---|
| $\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$ | $\tau_u \leq \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$ |

### a.3. Module de déformation longitudinale

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou courte durée.

- **Module de déformation longitudinale instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Pour :  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$  on a :  $\begin{cases} E_{ij} = 32164,19 \text{ Mpa} \\ E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$  aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0,2$  aux états limites de services (béton non fissuré).

### 1.4.2. Acier

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité :  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ .
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 V 99)

Tableau.1.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers

| Type d'aciers            | Désignation (nuance) | Limite d'élasticité $f_{er}$ (Mpa) |
|--------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Ronds lisses             | $F_e E 235$          | 235                                |
| Barres à haute adhérence | $F_e E 400 / 500$    | 400/500                            |
|                          |                      |                                    |

Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ( $150 \times 150 \text{ mm}^2$ ) avec  $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$ .

### **a. Les Contraintes limites**

- **Etat limite ultime**

La contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  Situation durable.

- **Etat limite de service**

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

Avec :  $\eta$  Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  Pour les aciers à HR.

### **1.5 Sollicitations de calcul**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles que suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce que suit on désigne par :

$G_{max}$  : L'ensemble des actions permanentes défavorables ;

$G_{min}$  : L'ensemble des actions permanentes favorables ;

$Q_1$  : Une action variable dite de base ;

$Q_i$  : Les autres actions variable dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ ).

$i$  : le number d'action variables

Les coefficients  $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3$  sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

#### **1.5.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance**

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

- **Combinaisons fondamentales**

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1. G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_i} \cdot Q_1 + \sum 1,3. \Psi_{Q_i} \cdot Q_i$$

$G_{max}$  : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : L'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : Une Action variable dite de base.

$Q_i$  : : Les autres actions variable dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q_i} = 1,5$  dans le cas général.

$$\Psi_{Q_i} = 0,3 \div 0,6$$

- **Combinaisons accidentelles**

Si elles ne sont pas définies pas des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable

$\Psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

### 1.5.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Elles résultent des combinaisons d'action ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{oi} \cdot Q_i$$

## 1.6 Normes et Règlement utilisés

- **CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé (CBA 93)**
- **RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003**
- **BAEL : Béton Armé aux états limites**

## 1.7 Choix du système porteur

Les contreventements sont l'ensemble d'éléments de construction assurant la stabilité et la rigidité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres causes. Ils comprennent des diaphragmes et des éléments verticaux (Contreventement vertical). Le choix du système de contreventement doit tenir compte des critères suivants : Fiabilité, capacité de dissipation d'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le comportement dynamique des sols de fondations. Les différents systèmes de contreventement

selon le RPA99 Art : 3.4 sont Dans à des catégories (on s'intéresse dans ce mémoire aux structures réalisées avec du béton armé) :

- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide
- Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide
- Système de contreventement constitue par des voiles porteurs en B.A
- Structure à ossature en B.A contreventée entièrement par noyau en B.A

### **1.8 Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de présenter les principales hypothèses nécessaires au calcul des éléments structuraux d'un projet de bâtiment. Nous avons abordé la description du projet, les règles de calcul applicables et les caractéristiques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier.

Ces hypothèses constituent les bases essentielles pour dimensionner les éléments de la structure. Cependant, il est important de noter que ces hypothèses peuvent être affinées et ajustées au fur et à mesure de la progression du projet, en fonction des résultats et des spécificités du projet.

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

### 2.1. Pré dimensionnement de La structure

Le pré-dimensionnement consiste à choisir les dimensions initiales des éléments de l'ossature d'un bâtiment avant une vérification détaillée. Les recommandations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 sont utilisées. Les éléments à pré dimensionner sont les suivants :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux

#### 2.1.2. Pré dimensionnement des planchers

##### a) Planchers à corps creux

Il est pré dimensionné de façons à minimiser la flèche durant la vie de l'ouvrage à partir de la relation :  $h_t \geq L / 22,5$  (la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis et  $h_t$  l'épaisseur de la dalle). Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donnée par :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

$l_{max}$  : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$$h_t \geq \frac{390}{22,5}$$

$$h_t \geq 17,3cm \quad \text{On prend } h_t = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$$

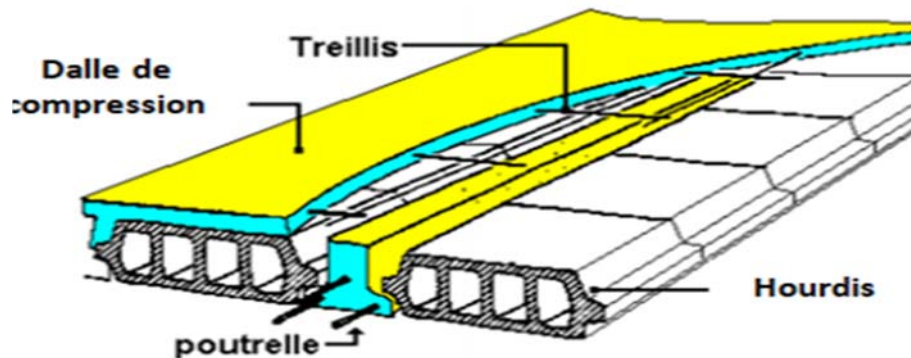


Figure 2.1 : Dalle en corps creux.

##### b) Planchers à dalle pleine

Il s'agit de la dalle du radier, des escaliers et des balcons. Leurs épaisseurs dépendent d'une part des conditions de résistance à la flexion :  $L/30$  à  $L/35$  de la portée pour une dalle reposant sur deux appuis :  $L/40$  à  $L/50$  pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés.

D'autre part, elles dépendent aussi de la condition d'isolation acoustique (loi de masse) soit

$$h_0 = 16\text{cm}$$

### 2.1.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux de l'ossature, Elles peuvent avoir différentes formes de section (rectangulaires, en I, en T, etc.). Leur fonction principale est de transférer les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées en tenant compte des critères de flèche admissible et vérifiées selon les prescriptions du RPA 99 Version 2003.

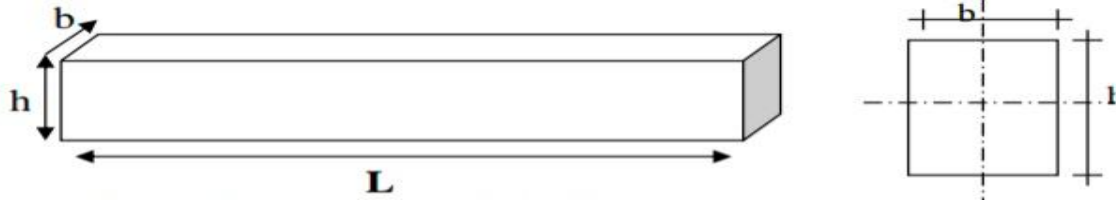


Figure 2.2 : dimensions de poutre

- La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante (figure 2.2) :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.2)

$h$  : Hauteur de la poutre.

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

#### a) Vérification selon RPA99/V2003 pour la zone II<sub>a</sub>

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b_1 (b_1 \text{ est la plus petite dimension de la section du poteau})$$

#### b) Vérification de la flèche

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$f_{max} \leq \bar{f} \begin{cases} \bar{f} = 0.5 + \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \geq 5\text{cm} \\ \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L < 5\text{cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie :

$$f_{max} = \frac{5q.L^4}{384.EI}$$

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f : la flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'ELS (q : G+Q).

G : charge permanent reprise par la poutre ainsi que son poids propre.

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre.

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$E_{vj}$  : module de YOUNG différée du béton armé.

**c) Dimensionnement des poutres principales : L= 5,05 m**

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

$$33\text{cm} < h < 50\text{cm}$$

Nous choisissons : h=40cm

$$0,3 h < b < 0,7h$$

$$12\text{cm} < b < 28\text{cm}$$

Nous choisissons : b=25cm

**Vérification selon le RPA 99/V2003**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm}$  .....condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ .....condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,6 \leq 4$  .....condition vérifiée

**d) Dimensionnement des poutres secondaires (chainage)**

$$\frac{385}{15} < h < \frac{385}{10} \qquad 25 < h < 38$$

Nous choisissons : h = 30cm

$$0,3h < b < 0,7h \qquad 9\text{cm} < b < 21\text{cm}$$

Nous choisissons : b=25cm

**Vérification selon le RPA 99/V2003**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm}$  .....condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 30\text{cm}$  .....condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,2 \leq 4$ .....condition vérifiée.

### 2.1.4 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU (1,35G+1,5Q). Les dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le CBA93, l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left( B_r \frac{f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2, 3)$$

- $B_r$ : section réduite des poteaux (en  $cm^2$ );

$B_r = (b-2cm) \times (a-2cm)$ .....pour une section rectangulaire

$B_r = (a - 2cm)^2$ .....pour une section carrée

- A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- $f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton ;
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- $\gamma_b = 1,5$ : coefficient de sécurité du béton ;
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier ;
- $\alpha$ : coefficient réducteur, fonction de l'élanement mécanique ( $\lambda$ ) que prend la valeur :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

- ✓ Les valeurs de  $\alpha$  sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- ✓ Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$  et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Tel que  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ ;  $l_f$  : Longueur de flambement ;

D'après le **CBA93**, pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur  $l_f = 0,7l_0$

- $l_0$  : Hauteur libre du poteau.

D'après le **CBA93**, la longueur libre  $l_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

- $i$  = rayon de giration, tel que :  $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$

$I$  est le moment d'inertie de la section et  $B$  est l'air de la section du béton.

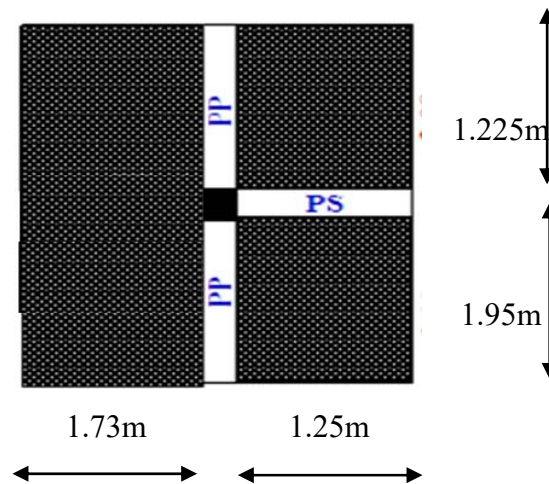
La section réduite du poteau est déterminé par l'expression suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A f_e}{B_r \gamma_s}} \quad (2,4)$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre  $A/B_r = 1\%$ , soit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (2,5)$$

**Poteau central (B3) :  $S = 9.894 \text{cm}^2$**



**Figure 2.5** : Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.

### a) Détermination du NG

La charge permanente de la structure NG est déterminée par la formule suivante :

$$N_G = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + (n + 1) \times P_{\text{poteaux}} \quad (2.6)$$

$$G_{\text{niveau-terrasse}} = G_{\text{planchers-terrasse}} \times S = (P_{\text{poutre-pourteus}} + P_{\text{poutre-non-pourteus}})$$

$n$  : Nombre de niveaux courants ;

$P$  : Poids propre.

$$G_{\text{terras}} = 94,1365 \text{kN}$$

$$G_{\text{etage}} = 74,0157 \text{kN}$$

$$G_{\text{poto}} = 9,5625 \text{kN}$$

$$N_G = G_{\text{terras}} + G_{\text{etage}} + G_{\text{poto}}$$

$$N_G = 177.7147 \text{KN}$$

### b) Détermination du NQ

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement plus de cinq étages, les surcharge verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après ; cette dégression verticale n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface ci-dessus.

$$Q_e = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_t = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$N_Q = (Q_e + Q_t) * S$$

$$N_Q = 28,4 \text{ kN}$$

L'effort normal ultime Nu revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 177,7147 + 1,5 \times 28,4$$

$$N_u = 285,48 \text{ kN}$$

### c) Vérification des poteaux vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%.

Pour tenir en compte la continuité des portiques, les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$N_u \leq \alpha \left( B_r \frac{f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Ou ; } \left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 6,12 = 4,284 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \frac{0,25}{\sqrt{12}} = 0,072 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \lambda = \frac{4,28}{0,072} = 59,36$$

$$\text{Nous avons : } \lambda = 59,36 \geq 50 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{59,36}\right)^2 = \frac{\alpha}{1,1} \\ \alpha = 0,42 \end{array} \right.$$

$$\frac{N_u}{B_r} \geq \alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\theta = 1$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 8,35$$

$$B_r \geq 0,03419m^2$$

$$\sqrt{B_r} = 18,49cm$$

$$B_r = (a - 2)^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \Rightarrow a = 20,49cm$$

Poteau 25× 25cm<sup>2</sup>, Donc le poteau ne risque pas de flamber.

### Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25cm$  en zone I ET II<sub>a</sub>  $\Rightarrow \text{Min } b_1 = h_1 = 25cm$  .....CV
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(25,25) \geq 306/20 = 15,3$  cm .....CV
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 25/25 = 1 < 4$ .....CV

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est **25x25 cm<sup>2</sup>**

## 2.2 Descente de charges

L'objectif de la descente des charges est de déterminer la capacité de chaque élément porteur de la structure à supporter la charge et les surcharges, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

### 2.2.1. Planchers à corps creux

- **Charges permanentes : (terrasse)**

| Matériaux                                   | G (kN)                   |
|---|--------------------------|
| Protection en gravillon                     | 0,5                      |
| Étanchéité multicouche                      | 0,12                     |
| Protection de l'étanchéité par papier kraft | 0,5                      |
| Forme de pente                              | 2,2                      |
| Isolation thermique (liège)                 | 0,2                      |
| Filme par vapeur                            | 0,05                     |
| Filme polyane                               | 0,05                     |
| Dalle en corps creux (16+4)                 | 2,85                     |
| Enduit en paître (2cm)                      | 0,24                     |
|   | G=6,95kN /m <sup>2</sup> |

- **Charges d'exploitations (terrasse) : Q= 1kN/m<sup>2</sup>**

- **Charges permanentes (étage) :**

| Matériaux              | G (kN)                   |
|------------------------|--------------------------|
| Carrelage(2cm)         | 0,44                     |
| Mortier de pose(2cm)   | 0,4                      |
| Lit de sable(5cm)      | 0,75                     |
| Cloison légère         | 0,75                     |
| Isolation phonique     | 0,1                      |
| Plancher (16+4)        | 2,85                     |
| Enduit en paître (2cm) | 0,24                     |
|                        | G=5,53kN /m <sup>2</sup> |

Les charges d'exploitations (étage) : Q=1,5kN/m<sup>2</sup>

### 2.2.2. Maçonnerie

| Matériaux        | Épaisseur  | G(kN/m <sup>2</sup> )                         |
|------------------|------------|---|
| Brique creuse    | (15+10) cm | 3,35  |
| Enduit ciment    | 2cm        | 0,18  |
| Enduit en plâtre | 2cm        | 0,24  |
|                  |            | <b>G<sub>mac</sub> = 3,77kN/m<sup>2</sup></b> |

### 2.2.3. Acrotère

➤ **charge permanente**

Le poids propre de l'acrotère  $G = \rho * S$

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

$S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

➤ **charge d'exploitation** : due à la main courante  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

### 2.2.4. Escalier

**Volée d'escalier :**

| Poids propre    | $\rho * L$      | G(kN/ml)             |
|-----------------|-----------------|----------------------|
| Marches         | 0,17*0,5*1,1*25 | 2,337                |
| Paillasse       | 0,15*1,1*25     | 4,125                |
| Revêtement      | 0,22*1,1        | 0,242                |
| mortier de pose | 0,2*1,1         | 0,22                 |
| Garde corps     |                 | 1                    |
|                 |                 | <b>G1=8,474kN/ml</b> |

**Q1=2.5kN=2.75kN/ml**

$q1u = 1.35 * 8.474 + 1.5 * 2.75 = 15,564kN/ml$

$q1ser = 8.474 + 2.75 = 11,224kN/ml$

**Palier de repose :**

| Poids propre    | $\rho * L$  | G(kN/ml)             |
|-----------------|-------------|----------------------|
| Palier          | 0.17*1.1*25 | 4.675                |
| Revêtement      | 0.22*1.1    | 0.242                |
| Mortier de pose | 0.2*1.1     | 0.22                 |
|                 |             | <b>G2=5.137kN/ml</b> |

**Q2=2.5kN=2.75kN/ml**

$q2u = 1.35 * 5.137 + 1.5 * 2.75 = 11,059KN/ml$

$q2ser = 5.137 + 2.75 = 7,887KN/ml$

## **2.4 Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les dimensions des éléments clés et des éléments secondaires, on éliminant les charges fixes et variables inutiles. Cela contribue à assurer la robustesse et la sécurité de la structure. D'autres vérifications et ajustements pourraient être nécessaires à mesure que le projet progresse. Cette étape est cruciale pour une conception et une réalisation réussies de l'ouvrage

## Chapitre. 3 Calcul des éléments secondaires

### 3.1. Introduction

Ce chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires tels que l'acrotère, les planchers, les balcons et l'escalier.

### 3.2. Calcul des planchers

Les planchers sont construits à partir d'une structure en corps creux, comprenant des hourdis de 16 cm et des poutrelles préfabriquées. Une dalle en béton armé de 4 cm est coulée sur place, reposant sur cette structure.

#### 3.2.1. Dimensionnement planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux (figures 3.1 et 3.2) :

- Les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une **dalle de compression** armée coulée sur les entrevous.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

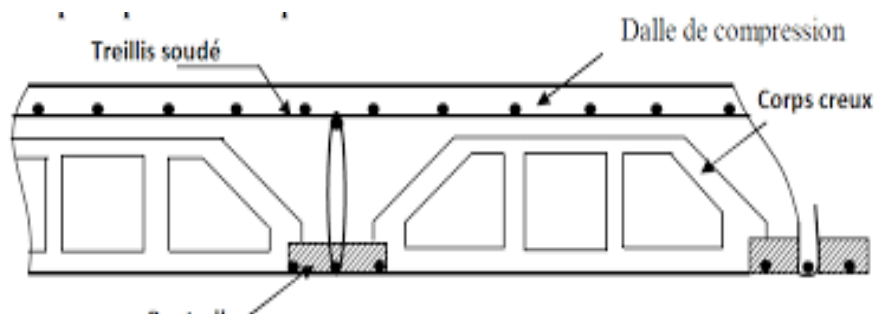


Figure 3.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

$h_{cc}$  : Hauteur du corps creux ;

$h_{ac}$  : Hauteur de la dalle de compression ;

$b_0$  : Largeur de la nervure de 8 à 12 cm ;

$L_0$  : Distance entre axe des poutrelles ;

#### ➤ Dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher (figure 2.8). Elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) = 20 cm ;

$b$  = largeur efficace de la poutrelle  $b = 60\text{cm}$

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression = 4cm;

$b_0$  : Largeur de la nervure,  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h = 12$

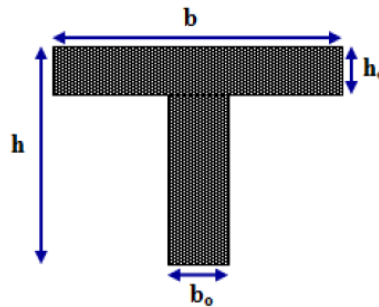


Figure 3.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

### 3.2.2. Détermination du chargement à l'ELU ( $q_u$ ) et à l'ELS ( $q_s$ ) revenant sur la poutrelle

Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :  $g = G \cdot b$  ; et  $q = Q \cdot b$

- Terrasse :  $G = 6,95\text{kN/m}^2$  ;  $P = 1,00\text{ kN/m}^2 \Rightarrow g = 4,17\text{kN/m}$  ;  $q = 0,6\text{ kN/m}$   
 $q_u = 6,52\text{ kN/ml}$   $q_s = 4,77\text{ kN/ml}$
- Étage courant :  $G = 5,53\text{ kN/m}^2$  ;  $P = 1,5\text{ kN/m}^2 \Rightarrow g = 3,318\text{ kN/m}$  ;  $q = 0,9\text{ kN/m}$  /  
 $q_u = 5,82\text{ kN/ml}$   $q_s = 4,218\text{ kN/ml}$

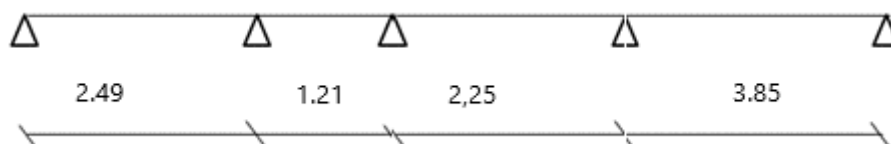
Tableau 3.1: Evaluation des charges

| Type de plancher       | G (kN/m <sup>2</sup> ) | Q (kN/m <sup>2</sup> ) | $q_u = (1,35g + 1,5q)$<br>(kN/ml) | $q_s = (g + q)$<br>(kN/ml) |
|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| Plancher terrasse      | 6,95                   | 1                      | 6,52                              | 4,77                       |
| Plancher étage courant | 5,53                   | 1,5                    | 5,82                              | 4,218                      |

#### ➤ Types des poutrelles

##### A/ Plancher étage

Type 01 :



### 3.2.3. Diagrammes des moments et effort tranchant

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire : BAEL 91(art 8.6.22.10)**

Pour la détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants, on utilise la méthode forfaitaire et pour cela les conditions suivantes doivent être vérifiées.

- Deux fois la charge permanente doit être supérieure ou égale à la charge d'exploitation (2G ≥ P).

$2G=13.9 \text{ KN} / \text{m}^2 \geq 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ ..... Condition vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées .....CV.
- Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

$$\frac{3.65}{2.2} = 1,65 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{2.2}{3.15} = 0,69 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

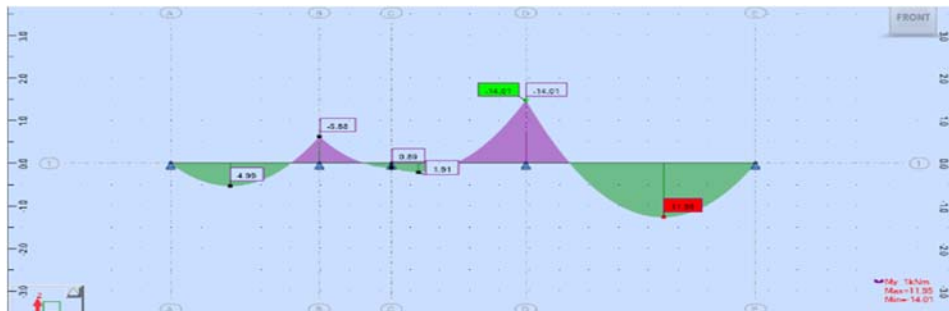
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

On va utiliser le logiciel « **ROBOT.BAT** »

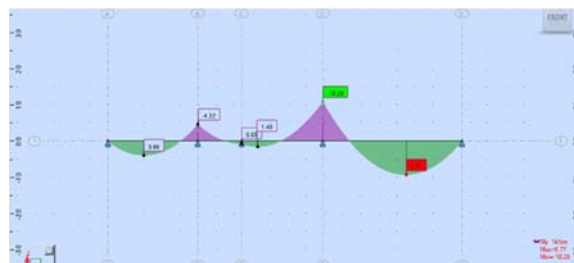
#### Les moments fléchissant en appuis et en travées des panneaux

**Terrasse :**

**ELU**



**ELS**



Les sollicitations maximales obtenues sont

$$M_{tu} = 9,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 6,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{au} = 14,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 10,89 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 21,02 \text{ kN}$$

### 3.2.4. calcul du ferrailage

#### ➤ En Travée

ELU  $M_{tu} = 9,39 \text{ kN.m} = 9390 \text{ kN.m}$

- Calcul du moment de la table

$$M_T = b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) * f_{bu} = 60 * 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) * 14,16 = 54374,4 \text{ N.m}$$

$M_T \geq M_{tu} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension (b\*h)  $\Rightarrow (60 * 20)$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9390}{60 * 18^2 * 14,16} = 0,0341$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_L = 0,392 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_L = 1,739 \\ \alpha_L = 0,668 \\ \beta_L = 0,733 \end{cases}$$

$\mu_L > \mu \Rightarrow$  A' n'existe pas et  $100 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L$

Et  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0432 \\ \beta = 0,983 \\ \varepsilon_s = 10 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9390}{0,983 * 18 * 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

**3HA10=2,35 cm<sup>2</sup>**

#### Condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  (BAEL) ; On choisit : 3HA10  $\Rightarrow A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\}; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 5,71; 12; 10 \}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

- Espacement des cadres

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

Donc  $S_t \leq 16,2 \text{ cm}$  ; on choisit  $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification :  $f_e = 400$  Oui

• **Vérification ELS de compression du béton**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9390}{6760} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,0432 \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,0432 \leq 0,445 \quad \text{ELS (CB).....CV}$$

➤ **Sur appuis**

ELU  $M_{au} = -14,79 \text{ kN.m} = 14790 \text{ N.m}$

• **Calcul du moment de la table**

$$M_T = b_0 * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) * f_{bu} = 12 * 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) * 14.16 = 10874.4 \text{ N.m}$$

$M_t \geq M_{au} \Rightarrow$  Le moment négatif, donc la section rectangulaire de dimension  $(b_0 * h) \Rightarrow (12 * 20)$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{14790}{12 * 18^2 * 14.16} = 0.26$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_L = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon_L = 1,739 \\ \alpha_L = 0,668 \\ \beta_L = 0,733 \end{cases}$$

$\mu_L > \mu \Rightarrow A'$  n'existe pas et  $100 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.3732 \\ \beta = 0.851 \\ \epsilon_s = 5.88 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{14790}{0.851 * 18 * 348} = 2,77 \text{ cm}^2$$

**2HA14=3,08 cm<sup>2</sup>**

• **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\}; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{5.71; 12; 12\}; \phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Espacement des cours de cadre**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

Donc  $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$  ; on choisit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0.23b * d * f_{t28} / f_e = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

Vérification d'ELS CB :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14790}{10890} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,3732 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,3732 \leq 0,43$$

ELS CB.....CV

### 3.3. Calcul des balcons

Les balcons sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. La détermination de l'épaisseur de balcon dépend de plusieurs conditions :

#### 3.2.1. Evaluation des charges

##### a) charge uniformément répartie

##### Charge permanente du balcon

| Eléments         | Epaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>( $kN/m^3$ ) | Poids surfacique<br>( $kN/m^2$ ) |
|------------------|-------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| Carrelage        | 2                 | 0.22                            | 0.44                             |
| Mortier de pose  | 3                 | 0.20                            | 0.6                              |
| Dalle pleine     | 15                | 25                              | 3.75                             |
| Enduit de ciment | 2                 | 0.18                            | 0.36                             |
|                  |                   | G                               | 5.15                             |
|                  |                   | Q                               | 3.5                              |

##### b) Charge concentrée

Poids de murs ( $e=10cm$ )\* $0,9$ \*g..... $0,9 KN/m^2$

Enduit en ciment ( $e=2cm$ \* $2$ )..... $0,72 KN/m^2$

La charge du mur (force concentrée) :

$$F = 0,9+0,71 = 1.62 \text{ kN}$$

#### 3.2.2. Combinaisons et sollicitations

$e = 12 \text{ cm}$ ,  $LX = 1 \text{ m}$ ,  $LY = 1,25\text{m}$

- Fissuration peu nuisible
- Charge permanente  $G=5,15 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation  $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$

➤ **ELU**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1 = (1,35 * 5,15 + 1,5 * 3,5) * 1 = 12,2 \text{ kN/ml.}$$

$$P_u = 1,35 * 1,62 = 2,19 \text{ kN}$$

$$M_u = M_p + M_q = P \cdot L + q_u \cdot l^2 / 2 = 2,19 * 1,25 + 12,2 * 1,25^2 / 2 = 8,29 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS**

$$q_s = (G + Q) * 1 = 8,65 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = 1 * 1,62 = 1,62 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = M_p + M_q = P \cdot l + q_{ser} \cdot l^2 / 2 = 5,945 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = T_p + T_q = P_u + q_u \cdot l = 14,4 \text{ kN}$$

**3.2.3. Ferrailage**

$$d = 0,9h = 0,9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_u = 20,76 \text{ kN}$$

| Mu<br>(kN.m) | B<br>(cm) | D<br>(cm) | $\mu$  | $\alpha$ | $\beta$ | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Asmin<br>(cm <sup>2</sup> ) | As adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------|-----------|--------|----------|---------|--------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| 8,29         | 100       | 14,4      | 0,0405 | 0,0516   | 0,979   | 2,67                     | 1,45                        | 4HA10=3,14                      |

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 * 100 * 18 * \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **As=3,14cm<sup>2</sup>** et on adopte **4T10**

➤ **Espacement des armatures**

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785$$

On prend : **Ar=4HA6=1,13cm<sup>2</sup>**

➤ **Espacement des armatures**

$$e \leq \min (4h; 45 \text{ cm})$$

On prend : **e = 25 cm ≤ 45 cm**.....CV

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$T_{u_{max}} = 21,02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 21.02 \cdot 10^3 / 1000 \times 144 = 0,146 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,146 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ CV}$$

➤ **Vérfications à l'ELS**

$$M_s = 5,945 \text{ kN.m}; A_s = 2,67 \text{ cm}^2; A_s' = 0$$

$$f_e = 400$$

Vérification d'ELS CB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.29}{5.945} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \alpha = 0,0516 \leq 0,445$$

ELS CB ..... CV

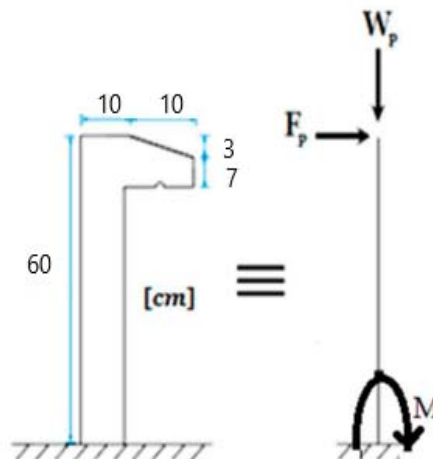
**La distance entre les barres**

-dans le sens principal :  $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

-dans le sens secondaire :  $St = \frac{125}{4} = 30 \text{ cm}$

**3.3. Calcul de l'acrotère**

C'est un élément structural qui entoure un bâtiment et a pour objectif de protéger la jonction entre celui-ci et la pente du toit contre l'infiltration des eaux pluviales. Cette poutre est soumise à l'effort normal résultant de son propre poids, représenté par « WP », ainsi qu'à une force horizontale supplémentaire, représentée par « FP », due à l'effort de poussée.



▪ **Détermination du poids propre de l'acrotère**

❖ **Poids propre (WP)**

$$W_p = \rho \times v = 25 \times \left[ \frac{(0,03 \times 0,10)}{2} + (0,07 \times 0,1) + (0,60 \times 0,1) \right] \times 1m$$

$$W_p = 1,712 \text{ kN}$$

❖ **efforts horizontaux ( $F_p$ ) [(R.P.A. 99 – V2003)(6.2.3)]**

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

A: Coefficient d'accélération [(R.P.A.99-V2003)] {A = 0.15} (Groupe usage 2, zone II).

$C_p$ : Le facteur de force horizontale des éléments secondaires (R.P.A.99) { $C_p = 0.8$ }

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,991 = 0,956 \text{ kN}$$

$$F = \max (F_p ; 1KN) = 1 \text{ kN}$$

➤ **Sollicitations**

État limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,712 \\ M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 2,31 \text{ KN} \\ M_u = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

État limite de service (E.L.S)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1,712 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,600 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul le ferrailage**

**État limite ultime (E.L.U)**

Moment d'étiement :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,900}{2,31} = 0,39 \text{ m} \rightarrow e_0 = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - d' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

$$|e_0| \geq \frac{h}{2} - d'$$

La section sera étudiée en flexion composée avec moment fictif  $M_f$  par rapport au ferrailage tendu.

$$M_1 = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_1 = 0,900 + 2,31 \left( 2,5 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_1 = 0,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,900 \times 1000}{100 \times 7,5^2 \times 14,2} = 0,0112$$

$$\mu = 0,0112 < \mu_L = 0,392 \text{ FeE400}$$

Par conséquent :  $A'_s = 0$

- **Calcul des armatures**

$$A_s = \frac{M_1}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.980 \times 1000}{348 \times 0.994 \times 7.5}$$

$$A_s = 0.377 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \text{ min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.04 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA } 8$  avec espacement  $e = 15 \text{ cm}$

- **Répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.37 \text{ cm}^2 \text{ Soit}$$

$$A_s = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}6$$

$$\Rightarrow e = \frac{100}{5} = 15 \text{ cm}$$

- **État limite de service (E.L.S)**

$$D = \frac{15A_s}{b} = 15 \times \frac{2.51}{100} = 0.377 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30(A_s \times d)}{b} = \frac{30 \times 2.51 \times 7.5}{100} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.377 + \sqrt{0.377^2 + 5.65} = 2.03 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = 100 \times \frac{2.03^3}{3} + 15 \times 2.51 (7.5 - 2.03)^2 = 1405.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6 \times 100}{1405.37} = 0.047 \text{ kN/cm}^3$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.047(7.5 - 2.03) = 3.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{ELS OF} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 0.047 \times 2.03 \quad \sigma_{bc} = 0.095 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{ELS CB} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

$$T_{max}^u = 1.5 \times f_P = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

**La distance entre les barres**

$$St = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \frac{\phi}{10} \right\} = \min \{0.28, 10, 0.6\} \text{ St} = 0.28 \text{ cm}$$

### 3.4. Calcul des escaliers

C'est un élément incliné destiné à faciliter l'accès d'un étage à l'autre et un certain nombre de marches qui déterminent la hauteur de l'étage, et il peut être porteur ou porté sur un siège.

#### 3.4.1. Détermination des dimensions

Il faut respecter la condition de la relation de blondel qui permet de déterminer les valeurs de g et h en fonction de l'unité correspondant à la longueur du degré :

$$56\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

h : hauteur ( h= 17 cm).

g: giron ( g=30 cm).

H : hauteur du sol ( H=306 cm).

L : longueur en degrés.

n : nombre de degrés.

D'après la relation de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$  → La relation est atteinte.

$$H = n \times h \rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$L = (n-1) \times g \rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{306}{30} \leq ep \leq \frac{306}{20} \rightarrow 10,2 \leq ep \leq 15,3$$

$$ep = 15 \text{ cm.}$$

Déterminez le nombre d'escaliers :

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Calcul de la pente de l'escalier

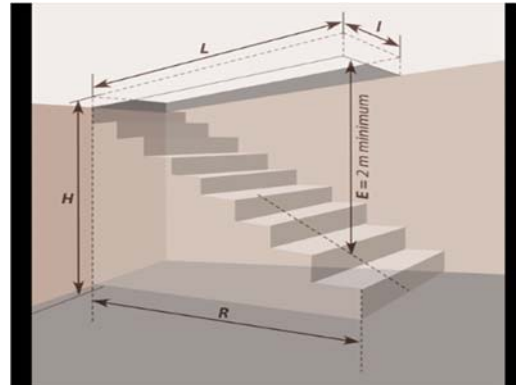
$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30^\circ$$

#### 3.4.2. Descente de charge

Palier d'escalier :

| Poids propre    | $\rho * L$              | G(KN/ml)             |
|-----------------|-------------------------|----------------------|
| Marches         | $0.17 * 0.5 * 1.1 * 25$ | 2.337                |
| Paillasse       | $0.15 * 1.1 * 25$       | 4.125                |
| Revêtement      | $0.22 * 1.1$            | 0.242                |
| mortier de pose | $0.2 * 1.1$             | 0.22                 |
| Garde corps     |                         | 1                    |
|                 |                         | <b>G1=8.474KN/ml</b> |

$$Q1 = 2.5\text{KN} = 2.75\text{KN/ml}$$



**Pellasse de repose :**

|                 |                   |                      |
|-----------------|-------------------|----------------------|
| Poids propre    | $\rho * L$        | G(KN/ml)             |
| Palier          | $0.17 * 1.1 * 25$ | 4.675                |
| Revêtement      | $0.22 * 1.1$      | 0.242                |
| Mortier de pose | $0.2 * 1.1$       | 0.22                 |
|                 |                   | <b>G2=5.137KN/ml</b> |

**Q2=2.5Kn=2.75KN/ml**

**3.4.3. Méthode de calcul**

1. **Palier :**

**L'ELU :**  $q_{up} = 1.35 \times 8.474 + 1.5 \times 2.75 = 15,56 \text{ kN/m}$

**L'ELS :**  $q_{sp} = 8.474 + 2.75 = 11,224 \text{ kN/m}$

2. **Paillasse :**

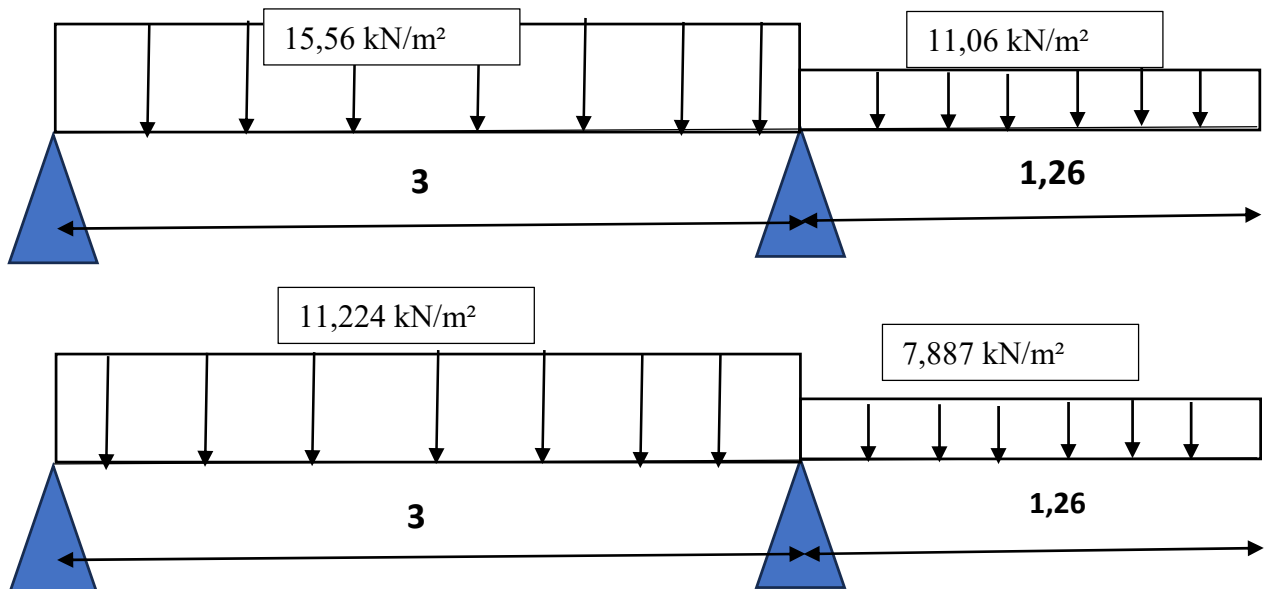
**L'ELU :**  $q_{uv} = 1.35 \times 5.137 + 1.5 \times 2.75 = 11,06 \text{ kN/m}$

**L'ELS :**  $q_{sv} = 5.137 + 2.75 = 7,887 \text{ kN/m}$

**3.4.4. Les moments fléchissant et des efforts horizontaux**

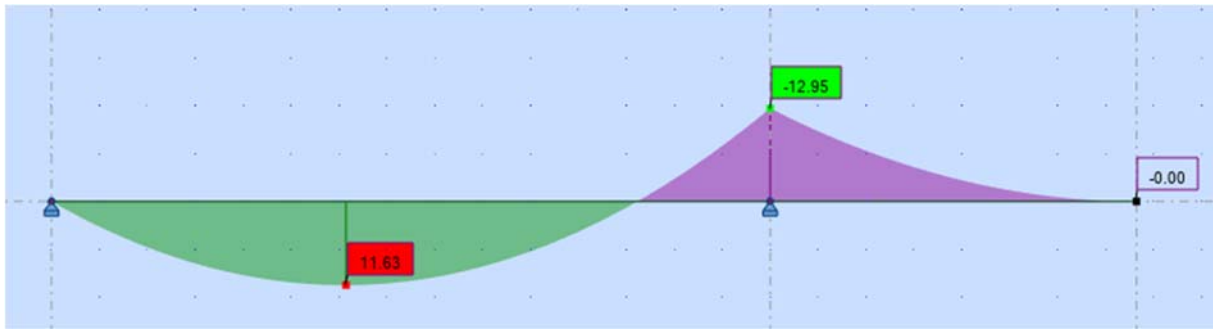
Charges permanentes et exploitation

|          | G (kN /m <sup>2</sup> ) | Q (kN /m <sup>2</sup> ) | $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $q_s$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Palier   | 8,474                   | 2,75                    | 15,56                      | 11,224                     |
| Pellasse | 5,137                   | 2,75                    | 11,06                      | 7,887                      |



Pour le calcul des sollicitations, on va utiliser logiciel « Robot Structural Analysis »

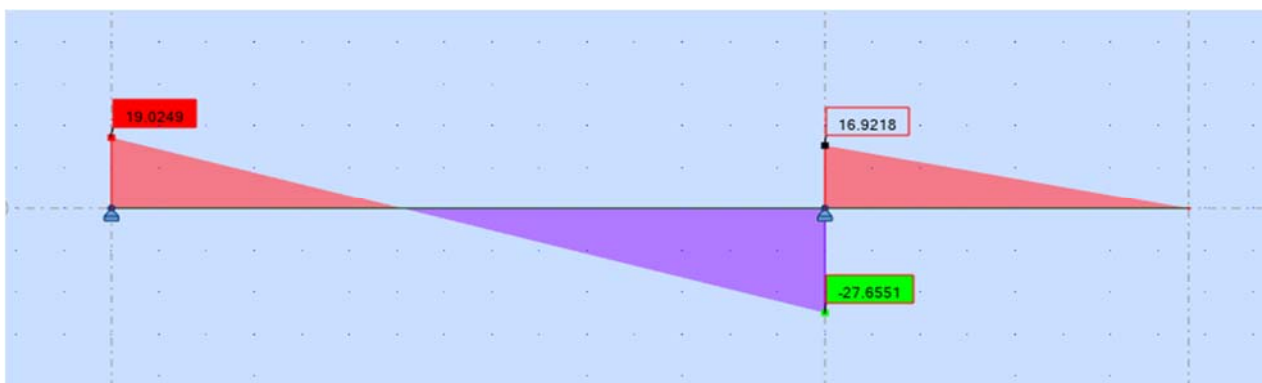
### Moment ELU



### Moment ELS



### Efforts Tranchant



#### En travée

$$M_{Umax}=11,63$$

$$M_{Smax}=8,43$$

#### Efforts Tranchant

$$T_{Umax}=-27,66 \text{ kN}$$

#### Sur appuis

$$M_{Umax}=-12,95$$

$$M_{Smax}=-9,32$$

### 3.4.5. Calcul de ferrailage de l'escalier

|               | En travée   | Sur appuis  |
|---------------|---|---|
| $\mu$         | 0,044<br>$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0562 \\ \beta = 0,978 \\ 1000\varepsilon_{st} = 10 \end{array} \right.$ | 0,050<br>$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0641 \\ \beta = 0,974 \\ 1000\varepsilon_{st} = 10 \end{array} \right.$ |
| $\mu < \mu_L$ | $A'_s = 0$  | $A'_s = 0$  |
| $\sigma_{st}$ | 347,83MPa   | 347,83MPa   |
| $A_s$         | 2,53 cm <sup>2</sup>  | 2,83 cm <sup>2</sup>  |
| $A_{smin}$    | 1,63 cm <sup>2</sup>  | 1,63 cm <sup>2</sup>  |
| Choix $A_s$   | 4HA12   | 6HA10   |
| $A_r$         | 0,785 cm <sup>2</sup>   | 0,785 cm <sup>2</sup>   |
| Choix $A_r$   | 3HA8  | 3HA8  |
| $\gamma$      | 1,38  | 1,38  |
| $\alpha$      | 0,0562 < 0,44   | 0,0641 < 0,44   |

### 3.4.6. Vérification

#### -Effort tranchant

on doit vérifier que :  $\tau \leq \tau_u$

$$\tau = \min\left(0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right) = (3,33Mpa, 5Mpa) = 3,33Mpa \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{27,66*10^3}{1000*150} = 0,184 < \tau \quad \text{vérifié}$$

#### -Vérification des armatures transversales

$$T = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{27,66*10^{-3}}{1*0,135} = 0,2105 < 0,05f_{c28} = 1,25Mpa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3.4.7. Calcul de ferrailage de Palier de repos

Nous calculons le Palier comme le balcon

#### La distance entre les barres

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

-dans le sens secondaire :

$$St = \frac{126}{4} = 30 \text{ cm}$$



#### 4-1-1- Calcul des armatures longitudinales

A) 1<sup>ère</sup> Sollicitation)  $N_{max}$ ;  $M_{corr} \Rightarrow \Rightarrow M_{corr} = 3,71 \text{ kN.m}$  (P1)

Calcul à la flexion composée ( $F_s + c$ )

- Section carrée à ELU

$$(0,337h - 0,81d') \text{ b.h } f_{bu} \leq N_u(d-d') - M_1$$

$$\text{Avec } M_1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 3,71 + 285,48 (0,25 * 0,9 - \frac{0,25}{2})$$

$$M_1 = 32,0258 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 * 0,25 - 0,81 * 0,025) 0,25 * 0,25 * 14,2 \leq 285,48 * 10^{-3} (0,225 - 0,025) - 32,0258 * 10^{-3}$$

$$0,056 \leq 0,02507 \Rightarrow \text{Non}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a ; l_f = 0,7l_0 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250}) = (2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,71}{285,48} = 0,01 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0,01 + 2 \Rightarrow e_1 = 2,01 \text{ cm}$$

$$\frac{306 * 0,7}{25} \leq \max(15; 20 \frac{2,88}{25}) = 8,568 \leq 15 \dots \text{CV}$$

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec}$$

$\emptyset$ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{2,08}{2,08 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0,78$$

- Calcul de l'excentricité

$$e' = e_0 + e_a + e_1$$

Nous avons :

$$e_0 = 0,01 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 * 214,2^2}{10^4 * 25} (2 + 0,78 * 2) \Rightarrow e_2 = 1,96 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e' = 0,01 + 1,96 + 2 \Rightarrow e' = 3,97 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées  $N'_u = N_u = 285,48 \text{ kN}$

$$M'_u = N'_u (e_0 + e_a + e_2) = 285,48 * 3,97 * 0,01$$

$$M'_u = 11,33 \text{ kN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 11.33 + 285.48 * (0.225 - 0.125)$$

$$M'_1 = 39.878 \text{ kN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple

$$\mu = \frac{M'_1}{b * d * f_{bu}} = \frac{39.878 * 10^3}{25 * 22.5^2 * 14.17} = 0.222 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.3179$$

$$\beta = 0.873$$

$$1000 \varepsilon_s \geq \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{M'_1}{\beta * d * \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{39.878 * 10^3}{0.873 * 22.5 * 348} - \frac{285.48 * 10}{348}$$

$$A_s = -2,369 \text{ cm}^2$$

**B) 2<sup>ème</sup> Sollicitation)  $M_{\max}$ ;  $N_{\text{corr}} \Rightarrow M_{\max} = 31,45 \text{ kN.m} \Rightarrow (P_2)$**

Calcul à la flexion composée ( $F_s + c$ )

- **Section carrée à ELU**

$$(0,337h - 0,81d') \text{ b.h } f_{bu} \leq N_u(d-d') - M_1$$

$$\text{Avec } M_1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 31.45 + 78.41 (0.25 * 0.9 - \frac{0.25}{2}) = 39,29 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 * 0.25 - 0,81 * 0.025) 0.25 * 0.25 * 14.2 \leq 78.41 * 10^{-3} (0.225 - 0.025) - 39.29 * 10^{-3}$$

$$0,056 \leq -0,023 \Rightarrow \text{Non}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a ; l_f = 0.7l_0 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250}) = (2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31.45}{78.41} = 40,1 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 40.1 + 2 \Rightarrow e_1 = 42,1 \text{ cm}$$

$$\frac{306 * 0.7}{25} \leq \max(15; 20 \frac{42.1}{25}) = 8,568 \leq 33,68 \dots \text{CV}$$

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec}$$

$\emptyset$ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantané sous la

Charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{20.06}{42.1 + 2.91} \Rightarrow \alpha = 0,87$$

• **Calcul de l'excentricité**

$$e' = e_0 + e_a + e_1$$

$$e_0 = 40.1 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{3 \cdot 214.2^2}{10^4 \cdot 25} (2 + 0.87 \cdot 2) \Rightarrow e_1 = 2.06 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e' = 40.1 + 2.06 + 2 \Rightarrow e' = 44.16 \text{ cm}$$

Sollicitation corrigées  $N'_u = N_u = 78.41 \text{ kN}$

$$M'_u = N'_u (e_0 + e_a + e_2) = 78.41 \cdot 44.16 \cdot 0.01 = 34.62 \text{ kN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 34.62 + 78.41 \cdot (0.225 - 0.125) = 42.47 \text{ kN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple

$$\mu = \frac{M'_1}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{42.47 \cdot 10^3}{25 \cdot 22.5^2 \cdot 14.2} = 0.236 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.3417$$

$$\beta = 0.863$$

$$1000 \varepsilon_s = 6.74 \geq \varepsilon_l = 1.739$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{M'_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{42.46 \cdot 10^3}{0.863 \cdot 22.5 \cdot 348} - \frac{78.41 \cdot 10}{348}$$

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Pas de ferrailage selon le calcul}$$

**C) Armatures minimales imposées par BAEL**

$$A_{\min} = \max (0.2 \cdot b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = \max (1.25 \text{ cm}^2 ; 4 \text{ cm}^2)$$

1. Armatures Longitudinales

$$\phi_l = 12 \text{ mm} = 12 \text{ cm}; \quad A_{T12} = \pi \left( \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$A_{T12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$4A_{T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

**4-1-2- Vérification**

$$A_s \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

$$A_s \geq 0.5\% \cdot b \cdot d = 2.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(RPA99/V2003)}$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = (4T12) = 4.52 \text{ cm}^2$$

**4-1-3- Longueur de recouvrement :**

$$40\phi = 40 \cdot 12 = 480 \text{ mm}$$

#### 4-1-4- Armatures transversales

On choisit :  $\varnothing = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = n * \frac{\pi * \varnothing^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$

Avec  $n=4$

#### 4-1-5- Espacement des armatures transversales selon RPA99

-Dans la zone nodale:  $t \leq 10\text{cm}$

-Dans la zone courante:  $t \leq \min(\frac{25}{2} ; \frac{25}{2})$

On prend :  $T= 15\text{cm}$

#### 4-1-6- Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{14.03 * 10^3}{250 * 125} = 0,448\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\tau_u$  égale à :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[ 0.20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \quad (\text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33$$

$$\tau_u 0,448\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

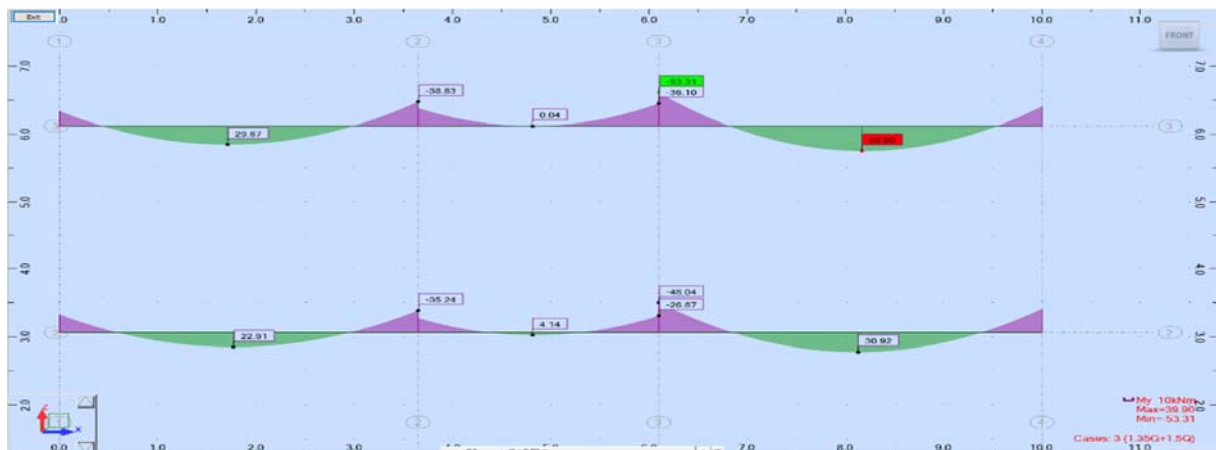
## 4.2. Calcul des poutres

4.2.1. Les efforts agissants sur la poutre : Les efforts les plus défavorables donnés par logiciel ROBOT.BAT sont :

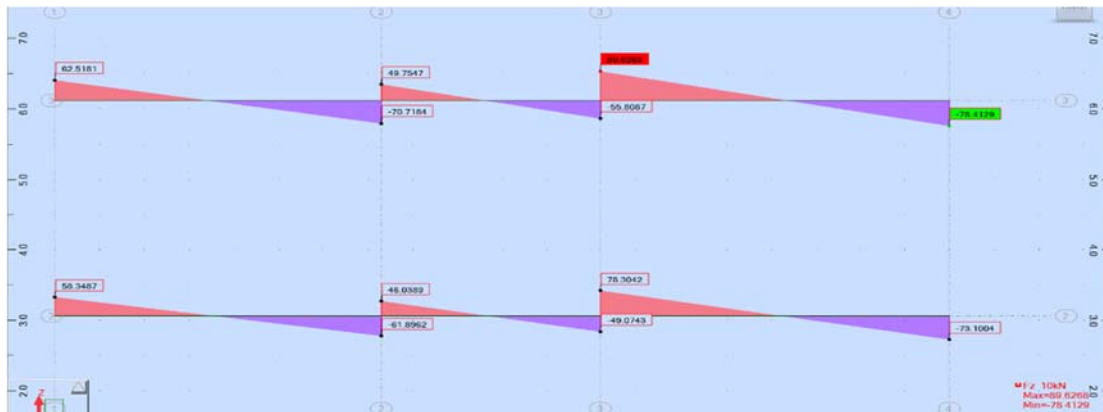
### A) Les poutres principales RDC+ETAGE

#### ➤ ELU

• Les moments :

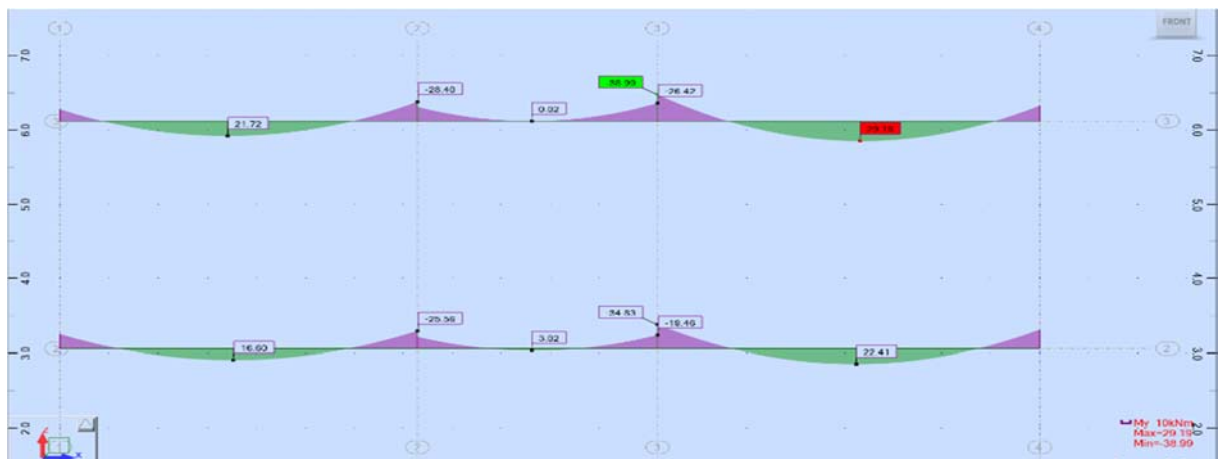


- Les efforts tranchants :



## ELS

Les moments :



Sollicitations obtenues

| Poutre     | $M_{t_{Umax}}(kN.m)$ | $M_{a_{Umax}}(kN.m)$ | $M_{t_{Ser}}(kN.m)$ | $M_{a_{Ser}}(kN.m)$ | $V_{Tmax}(kN)$ |
|------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|----------------|
| principale | 39,9                 | -53,31               | 29,19               | -38,99              | 65,55          |

Les calculs de ferrailage seront à **ELU** (le cas le plus défavorable) en flexion simple

### 4.1.2. Ferrailage de poutre principale

#### 1) Armatures longitudinales

ELU :  $M_t = 39,9 kN.m$

$M_a = -53,31 kN.m$

➤ En travée

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39,9 \cdot 10^3}{25,36^2 \cdot 14,2} = 0,086 (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A'_s = 0 ; \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,1126 \quad \text{Avec : } d = 0,9h = 0,9 * 40 \Rightarrow d = 36\text{cm}$$

$$\beta = 0,955$$

$$\varepsilon_s = 10$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347,82\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{39900}{0.955 * 36 * 347.82} = 3,34\text{cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23b.d f_{t28}/f_e = 1,04\text{cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

$$A_{min} = 0.5 \% b.d = 5,4\text{cm}^2 \Rightarrow \text{(RPA)}$$

Le choix : 3HA12  $\Rightarrow A_s=3,39\text{cm}^2$

#### ➤ Sur appuis

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{53.31*10^3}{25.36^2*14.2} = 0,116 (\mu_l=0,392) \Rightarrow A'_s = 0 ; \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,1546 \quad \text{Avec : } d = 0,9h = 0,9 * 40 \Rightarrow d = 36\text{cm}$$

$$\beta = 0,938$$

$$1000\varepsilon_s = 10$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347,82\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{53.31 * 10^3}{0,938 * 36 * 347,82} = 4,53$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23b.d f_{t28}/f_e = 1,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

$$A_{min} = 0.5 \% b.d = 5,4\text{cm}^2 \Rightarrow \text{(RPA)}$$

Le choix : 3HA14  $\Rightarrow A_s=4,62 \text{ cm}^2$

#### ELS

$$M_{t\text{ ser}} = 29,19 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire

Vérification de  $\sigma_b$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{39,9}{29,19} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$0,15 \leq 0,435 \Rightarrow \text{CV}$$

## 2) Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} < \tau_{U \text{ lim}}$$

Avec :  $V_{Tmax} = 65,55 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{65,55}{25 * 36} = 0,73 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_{U \text{ lim}} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3,25 \text{Mpa}$

$$\tau_u < \tau_{U \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

## 3) Détermination des armatures transversales

Pourcentage min des armatures transversales (BAEL)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 * \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 * f_e}$$

$f_e = 400 \text{MPa}$  Acier haute adhérence

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{25 * 1,15 (0,73 - 0,63)}{316} = 0,009 \text{cm}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = (16 ; 11,42 ; 25) = 11,42 \text{mm}$$

$\phi_t \leq 11,42 \text{mm}$  Si on prend  $\phi_t = 8 \text{mm}$  avec 1 cadre

$$A_t = n \frac{\pi * \phi_t^2}{4} = 4 \frac{3,14 * (8)^2}{4}$$

$$A_t = 200,96 \text{mm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2$$

## 4) Calcul de l'espacement des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{cm}) = \min(36 \text{cm} ; 40 \text{cm}) = 36 \text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2,01 * 400}{0,4 * 25} = 80,4 \text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 * A_t * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - (0,3 * f_{tj} * K))} = \frac{0,8 * 2,01 * 100 * 400}{250 (0,73 - (0,3 * 2,1 * 1))} = 257,28 \text{cm}$$

Avec :  $\alpha = 90$  fissuration peu nuisible.

$$St = \min (St1 ; St2 ; St3) \Rightarrow St = 36 \text{ cm}$$

## 5) D'après le RPA 99 version 2003

1. En zone nodale:  $St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

$$2. \text{ En zone courante: } St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow St \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de barre } n = \frac{l}{2} = \frac{4.8}{2} \Rightarrow n = 2.4 \Rightarrow n = 3$$

N= 2 barre

A' = 0 à l'appui. Si nous avons A' = 12

### Ferrailage des poutres :

|              |             | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | Choix | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | Vérification |      |
|--------------|-------------|---------------------|-------|---------------------|--------------|------|
|              |             |                     |       |                     | RPA          | BAEL |
| RDC et étage | Principal e | travée              | 3HA12 | 3,39                | 5,4          | 1,04 |
|              |             | appuis              | 3HA14 | 4,62                | 5,4          | 1,04 |

## 4.3. Etude d'infrastructure

### 4.3.1. Système de fondations

#### 1) Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

Pour le choix de type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- Le poids de la structure ;
- La capacité portante du sol ;
- La facilité et la rapidité d'exécution ;
- Stabilité totale de l'ouvrage ;

#### 2) Etude du sol

Le laboratoire SARL BATIMENTEST sis à Mascara[7], a procédé à une étude géotechnique du sol du terrain. Sur la base des résultats obtenus à partir des différents tests (carottage, essai de pression, analyse statique, tests de laboratoire) réalisés dans le cadre de cette étude, une valeur de pression admissible a été obtenue. Cette valeur est d'environ 1,6 bars.

#### 3) Calcul des semelles isolées

$$N_{u1} \Rightarrow (P_1; S_1) \Rightarrow \text{Angles}$$

$$N_{u2} \Rightarrow (P_2; S_2) \Rightarrow \text{Rectangles}$$

$$N_{u3} \Rightarrow (P_3; S_3) \Rightarrow \text{care sontre}$$

$$\triangleright N_{u1 \max} = (P_{A1}; P_{E2}; P_{E6}; P_{B6}; P_{A5})$$

$$N_{u1 \max} = (P_{A1} = 98,9727 \text{ KN})$$

$$\text{➤ } N_{u2\max} = (P_{A3} ; P_{C1} ; P_{D2} ; P_{E3} ; P_{E4} ; P_{D5} ; P_{D6} )$$

$$N_{u2\max} = (P_{A3} = 115,29 \text{ KN})$$

$$\text{➤ } N_{u3\max} = (P_{B3} ; P_{C3} ; P_{D3} ; P_{D4} )$$

$$N_{u3\max} = (P_{D4} = 208,09 \text{ KN})$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$Ss1 \geq \frac{N1}{\sigma_{sol}} ; \text{ avec: } N1 = NG + NQ = 99 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{Ss} = m \rightarrow \text{on prend: } (A = m; B = m)$$

La hauteur de la semelle :

$$Ht \geq d + 0,05m ; d \geq \max\left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4}\right) \quad \text{condition de rigidite}$$

$$Ax = Ay = \frac{N * (A - a)}{8 * (h - c) \sigma_s}$$

|                          | Groupe 1 | Groupe 2 | Groupe 3 |
|--------------------------|----------|----------|----------|
| Ss (m <sup>2</sup> )     | 0,619    | 0,72     | 1,30     |
| A=B= (m)                 | 1        | 1        | 1,2      |
| Ht (m)                   | 0,25     | 0,25     | 0,3      |
| Ax=Ay (cm <sup>2</sup> ) | 1,24     | 1,44     | 4,09     |
| Choix                    | 4HA8     | 4HA8     | 4HA12    |

#### 4.4.2. Calcul des longrines

Les longrines sont des poutres qui relient les poteaux au niveau de l'infrastructure. Elles sont calculées comme des éléments soumis à un effort de traction.

##### ➤ Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2$$

##### ➤ Ferrailage des longrines

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

- BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e E = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot (2,1/400) = 0,815$$

- RPA99/v2003:

$$A = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 25 \cdot 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min \text{BAEL}} ; A_{\min \text{RPA}}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 ; On prend A=4,62 cm<sup>2</sup>

- Armatures transversales :

On prend : 4Ø6 (A=1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement de : e = min (20cm, 15η) = 20cm

## **Conclusion générale**

Dans notre étude de ce bâtiment à usage d'habitation, nous avons suivi les étapes techniques dérivées des règles nationales BAEL et RPA algérienne. Cela garantit à la fois la sécurité et l'aspect économique lors de la construction. Nous avons commencé par déterminer les dimensions initiales des colonnes, poutres, tuiles et autres éléments, en respectant les recommandations et les enquêtes spécifiées dans ces règles.

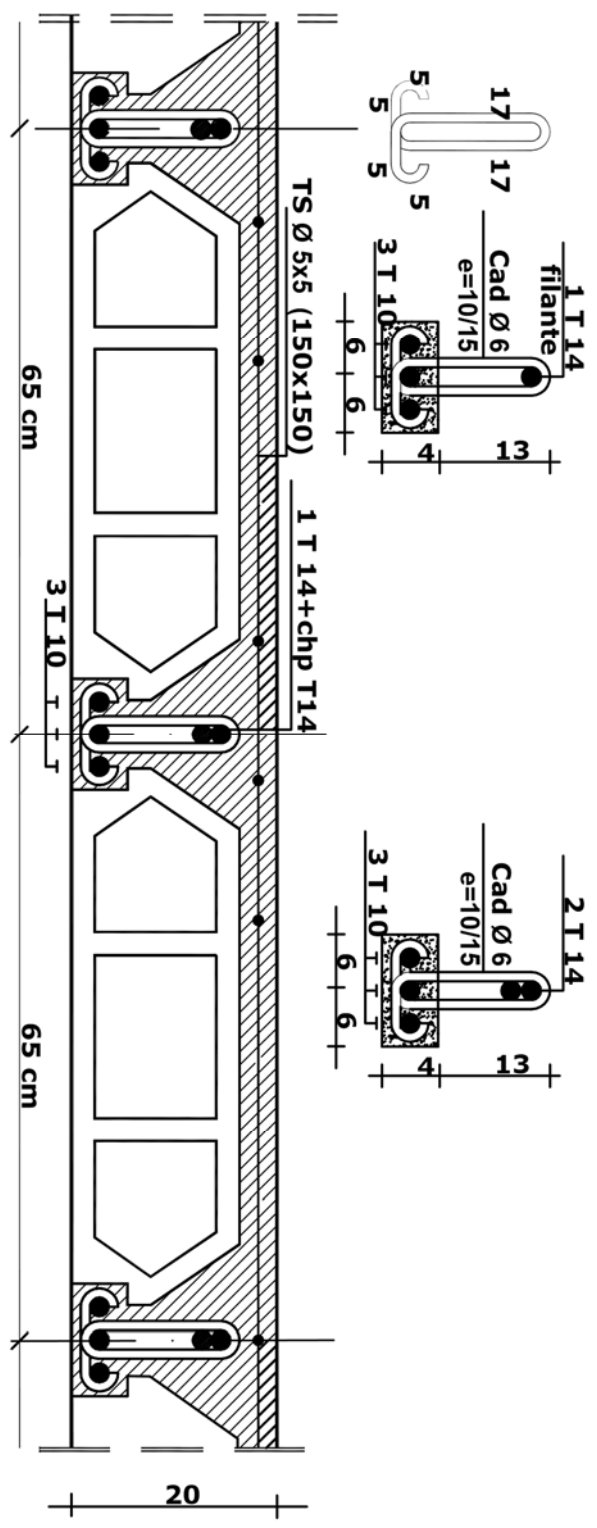
Une fois les dimensions établies, nous avons calculé les forces totales agissant sur chaque élément, en prenant en compte les charges permanentes telles que le poids propre de la structure, ainsi que les charges d'exploitation résultant de son utilisation. Cette analyse englobe non seulement les éléments porteurs, mais aussi les éléments secondaires, qui jouent un rôle essentiel dans l'utilisation optimale de la structure et dans son esthétique globale.

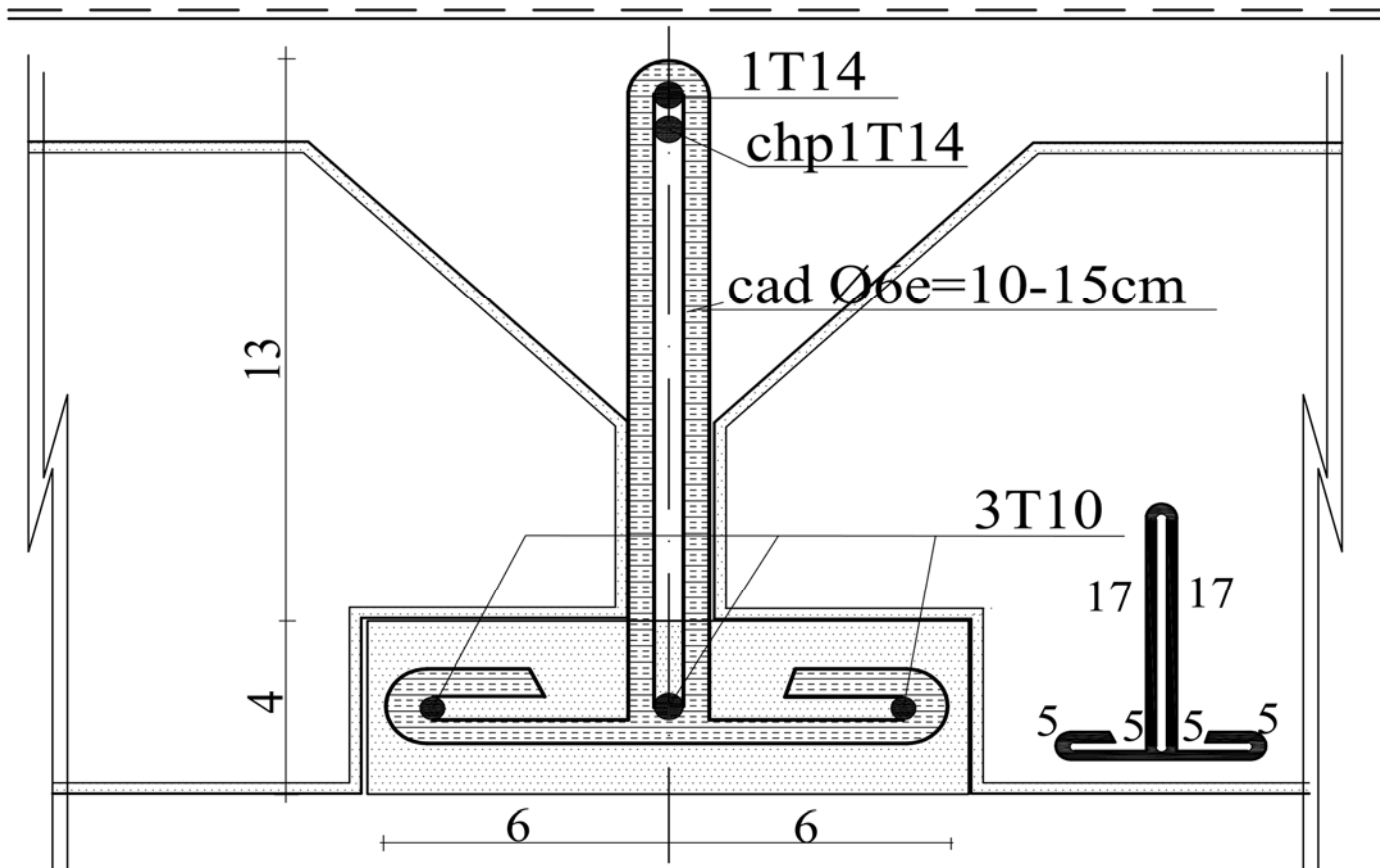
En fin de compte, nous avons pu atteindre notre objectif d'observer à la fois l'intégrité structurelle et l'aspect esthétique, en suivant les étapes recommandées par les normes internationales et nationales. Cela garantit une construction solide et fonctionnelle de l'installation, tout en répondant aux exigences de qualité et de performance.

## Références

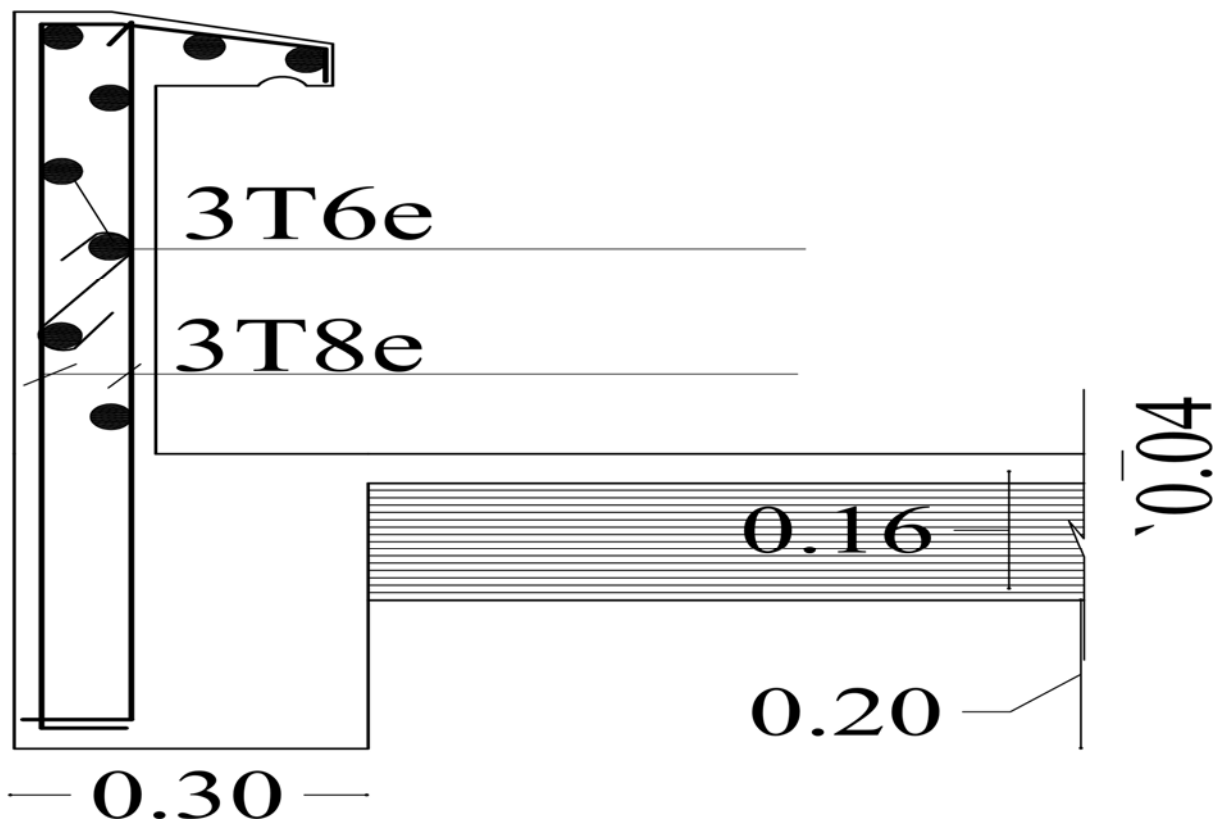
- 1- B.A.E.L.91
- 2- RPA99. V2003
- 3- D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation)
- 4- Cour et TD de béton armé de 3<sup>ème</sup> G C (2022/2023)
- 5- Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
- 6- Logiciel AutoCAD 2022
- 7- Rapport du sol « Laboratoire SARL BATIMENTEST »

# DETAIL D'UNE POUTRELLE





Ferrailage de poutrelles

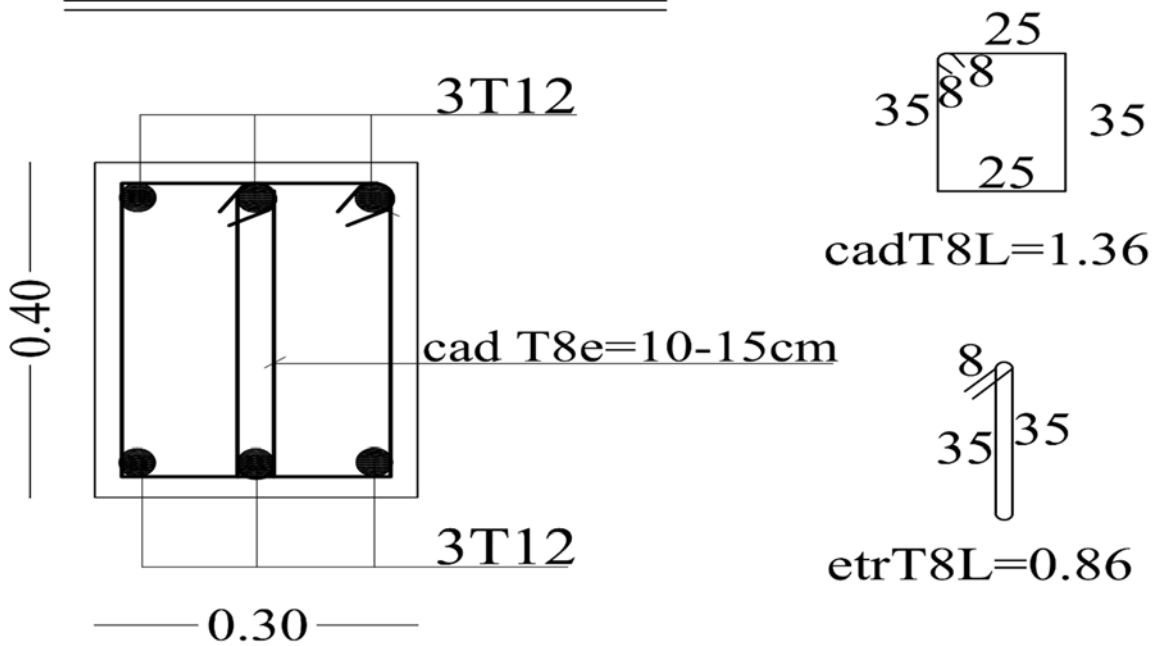


Ferrailage de l'acrotère



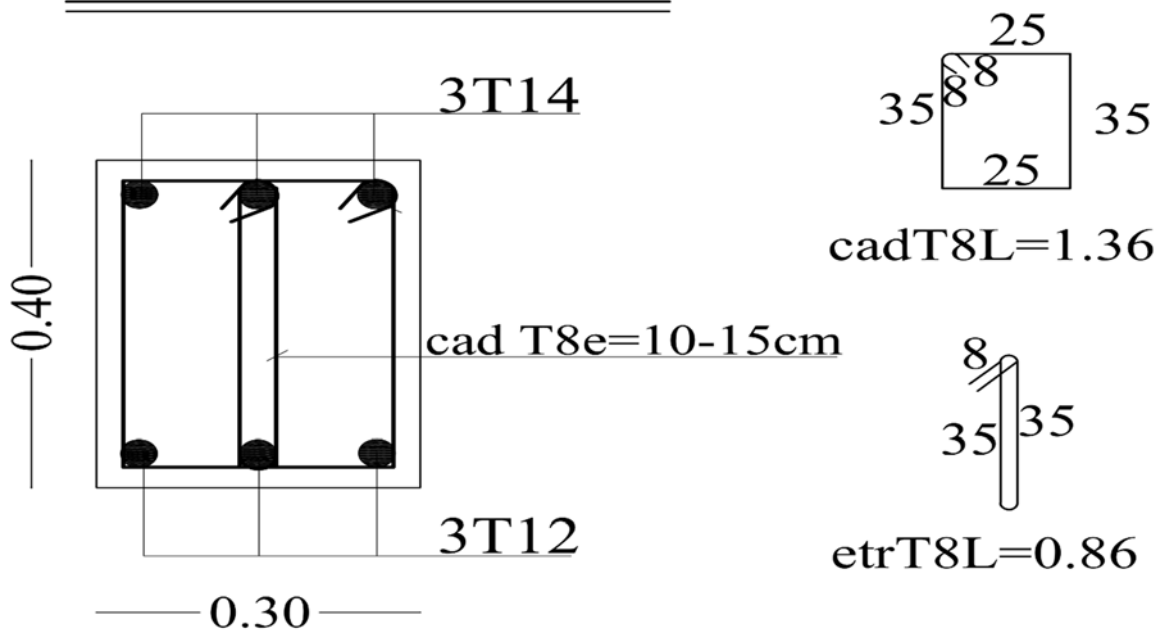


## coupe: C-C



Ferrailage de la poutre principale travée

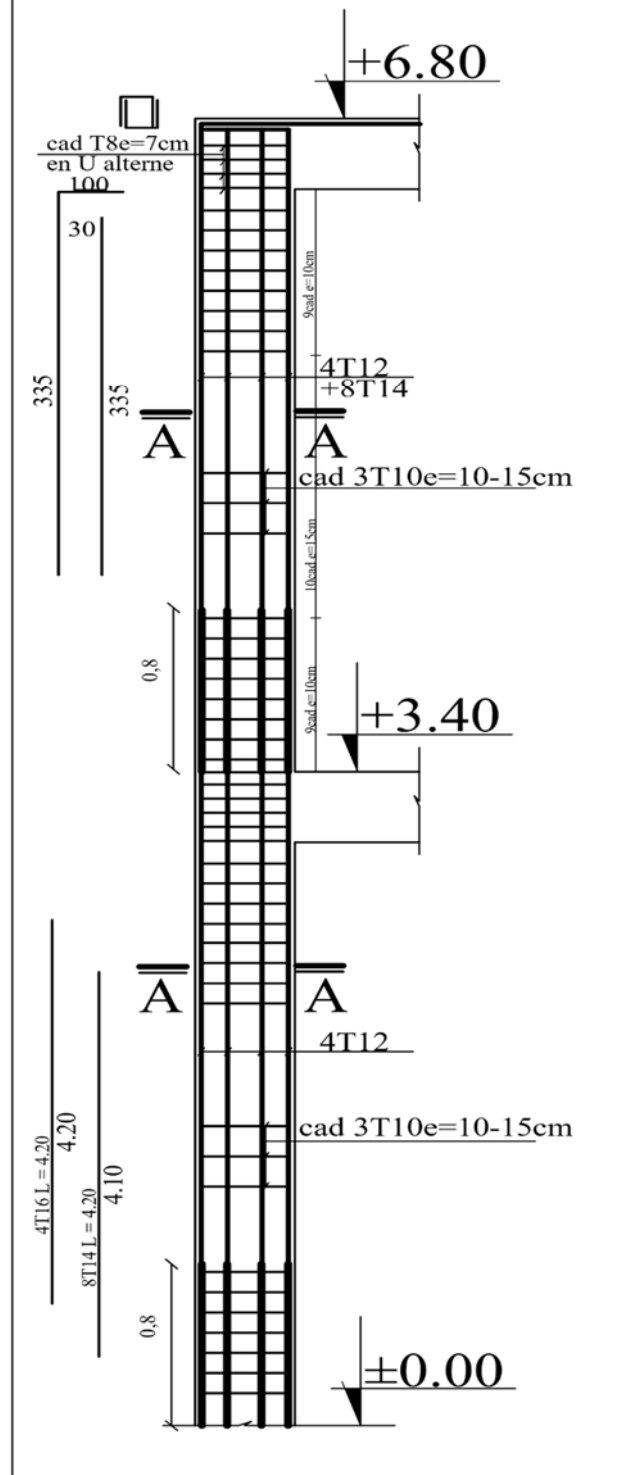
## coupe: C-C



Ferrailage de de poutre de principale appuis

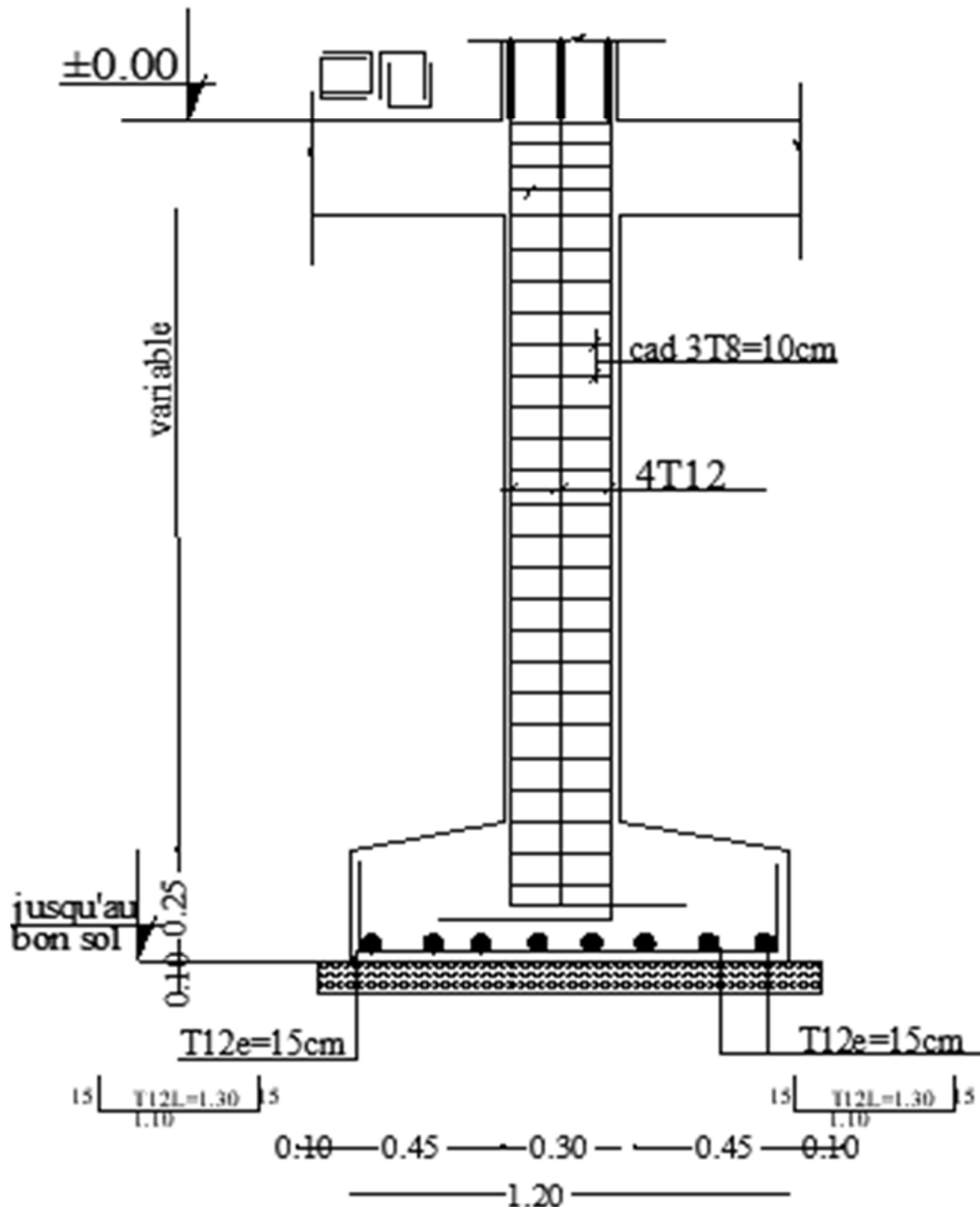


# DETAIL POTEAU

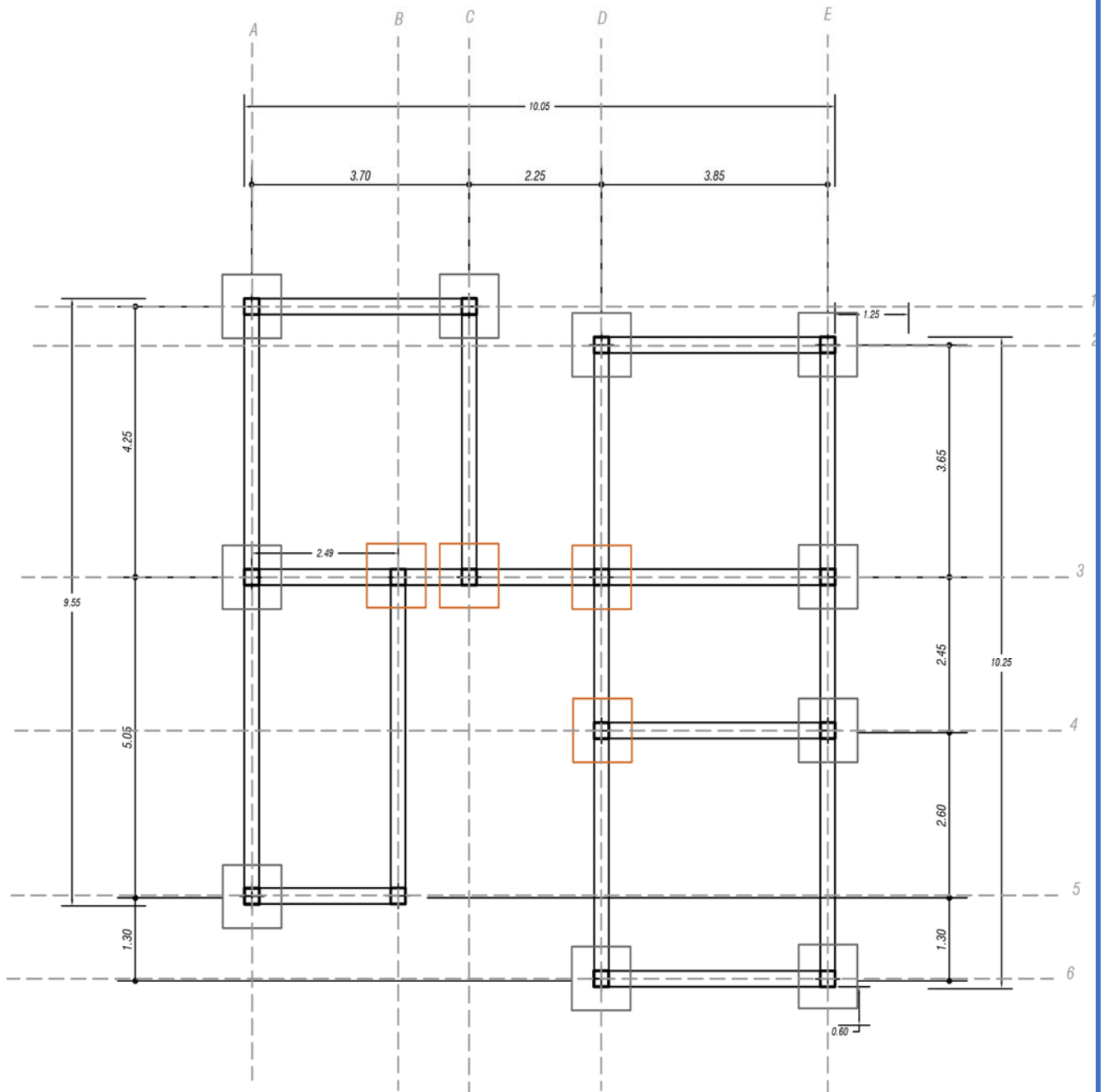


Ferrillage des Poteaux

## coupe sur semelle (S1)



Ferrailage des semelles



**Plan de Fondations**