



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE**

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

### **MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)**

**Présenté par :**

Khelloufi Baraa Rofaida

Zaitri Djouhar

**DOMAINE : Sciences et Technologies**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Constructions Civiles et Environnement**

### **Thème**

## **Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1) Implanté à Djelfa**

**Soutenu le : 21 / 06 / 2023**

**Jury de soutenance**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M. Makhloufi Zoubir	Pr	Président
Mme. Belmechri Oum Habiba	MAA	Examineur
M. Benabed Benchaa	Pr	Encadreur

**Année Universitaire 2022-2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# كلمة شكر

نتقدم بالشكر الجزيل الى :

من نكن لهم الاحترام و التقدير الاساتذة الكرام خاصة الاستاذ مراح احمد و بن قيط عمار الذين بذلوا جهدا وافرا من اجلنا و لم يبخلوا علينا بما لديهم من الامانة العلمية و اثارونا بالمعلومات القيمة و التوجيه الصائب. الى الذي لازم عملنا فكان مثلا الامانة و الاخلاص مشرفنا و مؤطرنا

الاستاذ الدكتور بن عابد بن شاعة

الى اعضاء اللجنة التقييمية على توجيهها و نصحتها لنا

الى كل من افادنا في انجاز هذا العمل المتواضع من قريب او بعيد لتطبيق هدفنا المنشود الا و هو نيل شهادة الليسانس هندسة مدنية.

نقدم هذا العمل المتواضع مع جزيل الشكر للجميع و نسال الله الهداية

والتوفيق....

## الاهداء

اهدي ثمرة جهدي الى اول من خطى بالحب و الصدق و الانسانية نبض  
حياتي الى من معهم تبدا اول ذكرياتي. الى من قال فيهما الله تعالى :  
{ وَ اخْفِضْ لَهُمَا جَنَاحَ الذُّلِّ مِنَ الرَّحْمَةِ وَقُلْ رَبِّي ارْحَمْهُمَا كَمَا رَبَّيَانِي صَغِيرًا }

[الإسراء ٢٤]

الى والدتي العزيزة مسعودة و ابي الغالي مصطفى اللذان سهرا الليالي  
على راحتي و حرصا على تربيتي و مواصلة مشواري الدراسي اطال الله  
في عمرهما و امدهما بالصحة و العافية

الى من قال فيهم الله عز و جل { سَنَشُدُّ عَضُدَكَ بِأَخِيكَ }

[القصص ٣٥]

اخوتي و سندي في الحياة (طارق , زكريا , قتيبة و لؤي) حفظهم الله و  
رعاهم.

إلى أصدقائي، وجميع من وقفوا بجواري وساعدوني بكل ما يملكون  
خاصة التي رافقتني طيلة مسيرتي الجامعية ابتسام، الى من ذكرهم قلبي و  
لم يذكرهم لساني

الى كل عائلة خلوفي من الصغير الى الكبير.

الى من رافقتني في هذا العمل المتواضع و كانت بمثابة الاخت الصديقة

ز عيتري جوهر

نسال الله التوفيق و السداد لنا و لجميع المسلمين

## إهداء

احمد الله واشكره على التوفيق و اتمام هذا العمل و اقر له بالحمد والشكر  
الى من كلفه الله بالهبة الى من علمني العطاء دون انتظار الى من احمل  
اسمه بكل افتخار و ارجو من الله ان يمد في عمرك لترى ثمارا حان قطفها  
بعد طول انتظار و ستبقى كلماتك نجوما اهتدي بها في اليوم والغد و الى  
الابد

ابي الغالي الحاج

الى ملاكي في الحياة الى معنى الحب الى معنى الحنان الى سر الوجود  
الى من انارت دربي الى من كان دعاؤها سر نجاحي الى اغلى الحبايب  
امي الغالية فاطمة

الى من عشت معهم احلى اللحظات الى اعز الناس واقربهم الى قلبي  
اخوتي وسندي في هذه الحياة ( عمر, بوبكر, محمد, سندس, صابرين, رغد )  
وخالي الذي كان سندا لي الى عمتي الغالية

الى كل عائلة زعيتري بدون استثناء

الى من قاسمتني هذا العمل صديقتي واختي الغالية

**خلوفي براءة رفيده**

الى جميع الصديقات وبالأخص ابتسام التي كانت بمثابة الاخت

الى كل من ذكرهم قلبي ولم يذكرهم لساني

## المخلص

يقدم مشروعنا دراسة مفصلة لبناية مكونة من طابق الأرضي + طابق اول مخصصة للسكن, يقع المبنى في ولاية الجلفة التي تصنف من المنطقة الزلزالية I ، وفقا للقوانين الجزائرية لمقاومة الزلازل (RPA -V2003) وتم من خلاله تحديد الخصائص الهندسية للمبنى وتحديد المواد المستخدمة في المشروع من خرسانة وفولاذ .. وغيرها, اشتملت الدراسة على اربع محاور وهي وصف عام للمشروع وعرض خصائص المواد المستخدمة , إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر ودراسة الأجزاء الثانوية من المبنى أيضا الدراسة باستخدام برنامج ال ROBOT 2014 الذي يزودنا بالقيم النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للمبنى للوصول إلى مبنى آمن وتسليح أجزاء المقاومة والتحقق من الخرسانة للمبنى وتحديد نوع البنية التحتية وتسليح الأساس وذلك بالإعتماد على القواعد المفروضة للحساب المسلحة ، (BAEL91 ، RPA- V2003)

**الكلمات المفتاحية :** المبنى ، الخرسانة المسلحة ، جدران القص ، الهياكل ، الأساسات

## Résumé

Notre projet présente une étude détaillée d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée + premier étage destiné à l'habitation. Le bâtiment est situé dans wilaya de Djelfa, qui est classé en zone sismique I, normes et réglementation algériennes pour la résistance aux séismes (V2003- RPA). Grâce à elles les caractéristiques techniques du bâtiment ont été déterminées et les matériaux utilisés dans le projet, tels que le béton, l'acier, etc... L'étude comprenait quatre chapitres, qui sont une description générale du projet la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés, en donnant les dimensions initiales des éléments et en étudiant les éléments secondaires du bâtiment. L'étude a également été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT 2014. il nous fournit les valeurs finales qui permettent le renforcement des différents composants du bâtiment pour atteindre un bâtiment sûr, le renforcement des parties résistantes, la vérification du béton du bâtiment, la détermination du type d'infrastructure, et le renforcement de la fondation, selon les règles imposées pour le calcul l'armature, (2003V-RPA), (BAEL91)

**Mots clés :** bâtiment, béton armé, murs de refend, structures, fondations

## Abstract

Our project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor + a first floor intended for housing. The building is located in the wilaya of Djelfa, classified as the first seismic zone, according to the Algerian anti-seismic laws (V2003-RPA).

It is thanks to him that the technical characteristics of the building and the materials used in the project such as concrete, steel, etc. are determined. The study included four chapters, which are a general description of the project and a presentation of the project's characteristics. The materials used given the primary dimensions of the elements and the study of the secondary elements of the building. The study was also carried out using the ROBOT 2014 program. It provides us with the final values that allow the strengthening of the various components of the building to achieve a safe building, the strengthening of the resistive parts, the verification of the concreteness of the building, the determination of the type of infrastructure, the strengthening of the foundation, according to the imposed rules for calculating the reinforcement, (2003V-RPA ), (BAEL91)

**Keywords:** building, reinforced concrete, shear walls, structures, foundations

# Sommaire

<b>Introduction générale 1</b> .....	1
<b>Chapitre 1. présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</b>	
1.1. Présentation et description du projet.....	3
1.2. Etapes de calcul d'un projet de bâtiment.....	4
1.3. Hypothèses du calcul.....	5
1.4. Matériau utilisés.....	5
1.5. Sollicitations de calcul .....	9
1.6. Normes et Règlement utilisés.....	11
1.7. Choix du système porteur.....	11
<b>Chapitre 2. pré-dimensionnement des éléments et descente de charge</b>	
2.1. Pré dimensionnement de La structure .....	14
2.2.. Descente de charges.....	23
<b>Chapitre 3. Calcul des éléments secondaires</b>	
3.1. Calcul des planchers .....	27
3.2. Calcul des balcons .....	33
3.3. Calcul de l'Acrotère .....	36
3.4. Calcul des escaliers .....	39
<b>Chapitre 4. Calcul des éléments structuraux et infrastructure</b>	
4.1. Calcul des poteaux.....	46
4.2. Calcul des poutres.....	51
4.3. Eude d'infrastructure.....	56
<b>Annexe. Production des plans</b>	
Le plan de coffrage.....	60
Le plan de ferrailage .....	63
<b>Conclusion Générale</b> .....	69
<b>Bibliographie</b> .....	70

## Liste des figures

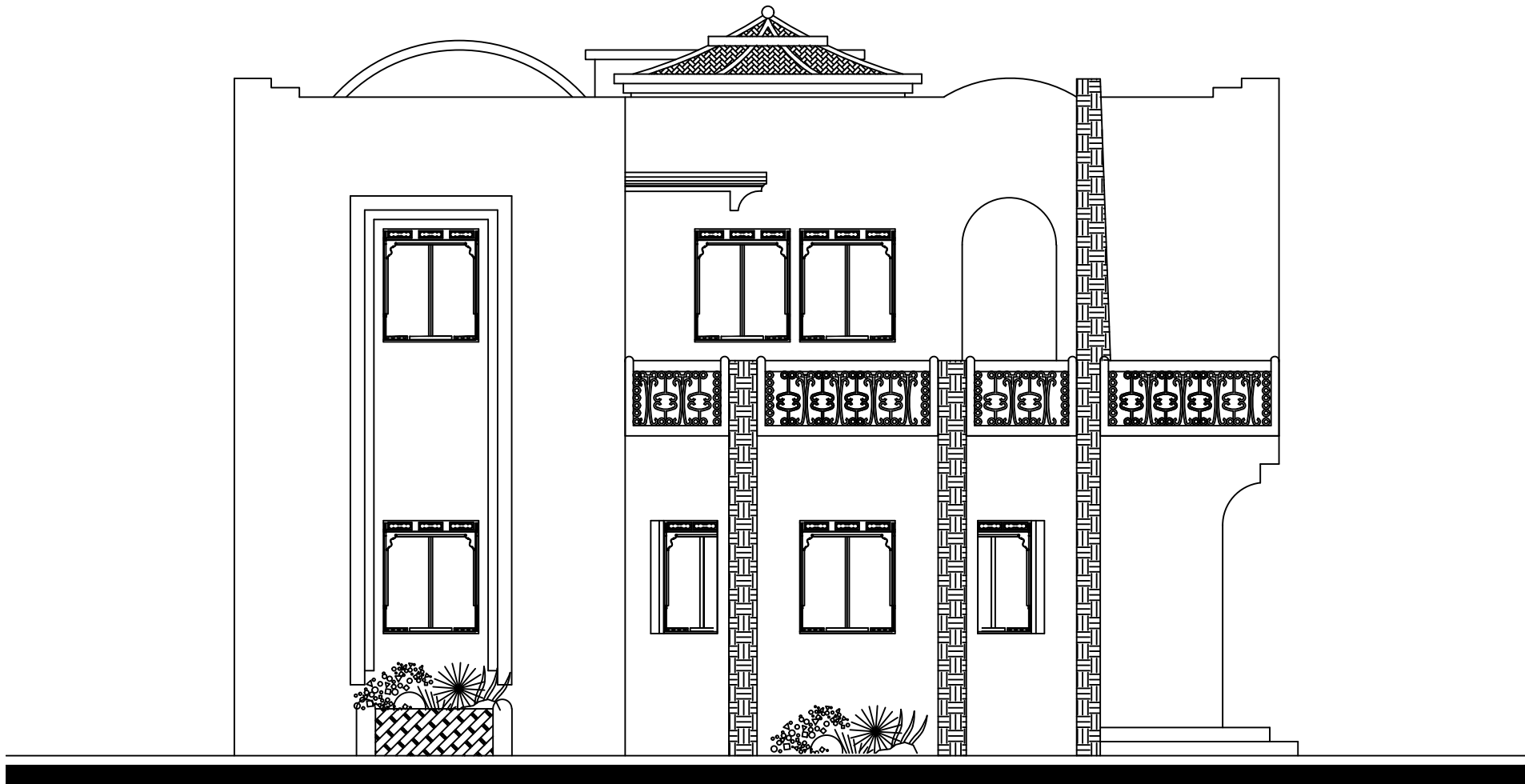
<b>Figure.1.1.</b>	diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU .....	7
<b>Figure 2.1.</b>	Dalle en corps creux.....	14
<b>Figure 2.2.</b>	Dalle pleine en béton armé. ....	15
<b>Figure 2.3.</b>	Section d'une poutre en béton.....	15
<b>Figure 2.5.</b>	Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité. ....	19
<b>Figure 3.1.</b>	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	27
<b>Figure 3.2.</b>	Planchers à corps creux.....	28
<b>Figure 3.3.</b>	Coupe transversale d'une poutrelle.....	28
<b>Figure.3.4.</b>	Acrotère.....	36
<b>Figure 3.5.</b>	Les principaux composants d'un escalier .....	39
<b>Figure 4.1.</b>	Cartographie de l'effort normal à l'ELU. ....	46
<b>Figure 4.2.</b>	Cartographie du moment à l'ELU.....	46
<b>Figure 4.3.</b>	Moments fléchissant (ELU).....	51
<b>Figure 4.4.</b>	Effort tranchants (ELU) .....	51
<b>Figure 4.5.</b>	Moments fléchissant (ELS).....	51
<b>Figure 4.6.</b>	Moments fléchissant (ELU).....	52
<b>Figure 4.7.</b>	Effort tranchants (ELU) .....	52
<b>Figure 4.8.</b>	Moments fléchissant (ELS).....	52

## **Liste des tableaux**

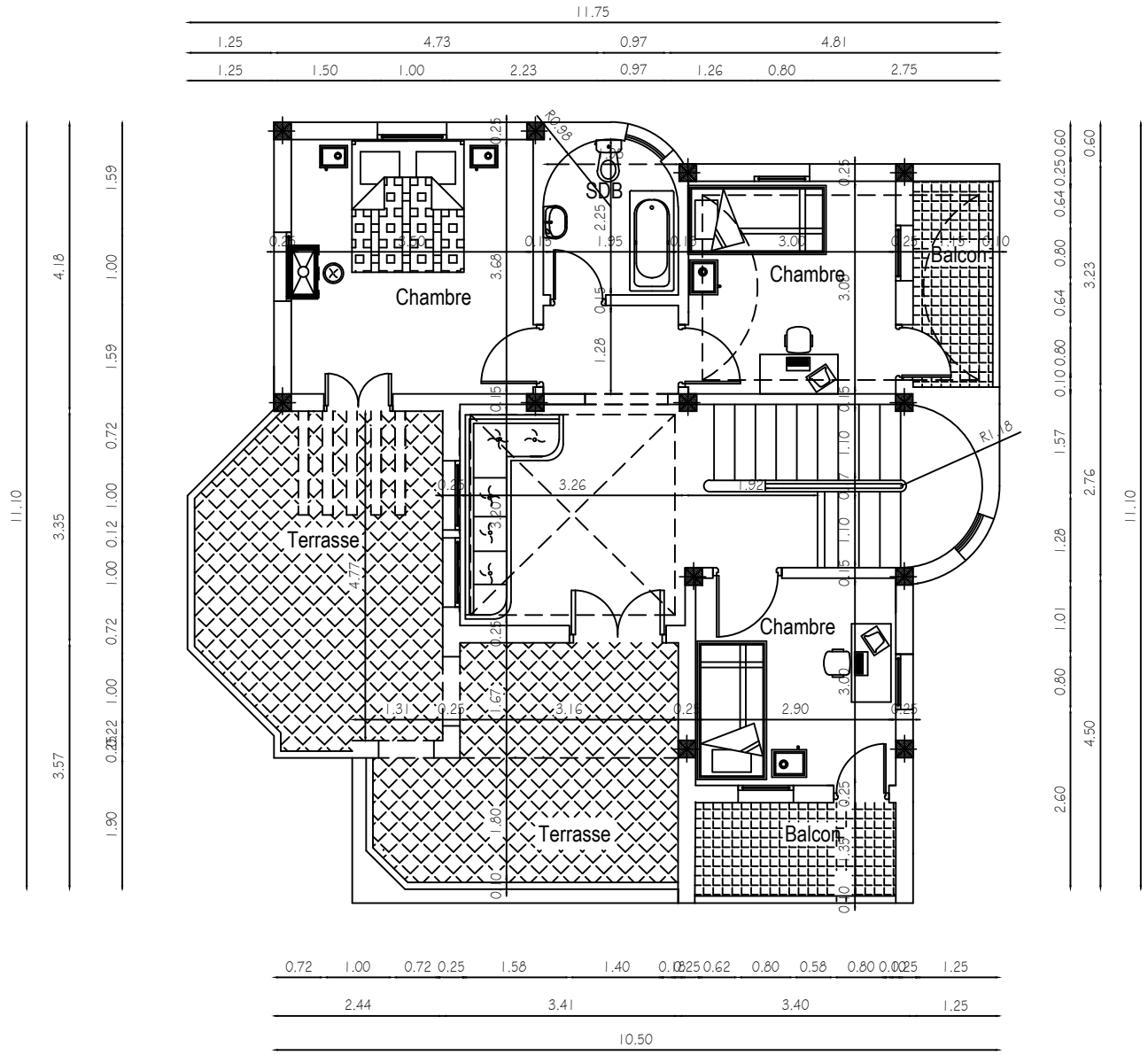
<b>Tableau.1.1.</b> Nuance et limite d'élasticité des aciers .....	9
<b>Tableau 2.1.</b> Dimensionnement des poteaux.....	22
<b>Tableau 3.1.</b> Evaluation des charges .....	29
<b>Tableau 3.2.</b> Les moments fléchissant en appuis et en travées des panneaux .....	30
<b>Tableau.3.3.</b> Ferrailage du balcon .....	34
<b>Tableau 3.4.</b> Charges permanentes et exploitation.....	40
<b>Tableau 3.5.</b> Les moments et l'effort tranchant .....	41
<b>Tableau 4.1.</b> Sollicitation max (ELU, ELS) .....	53



Façade Principale

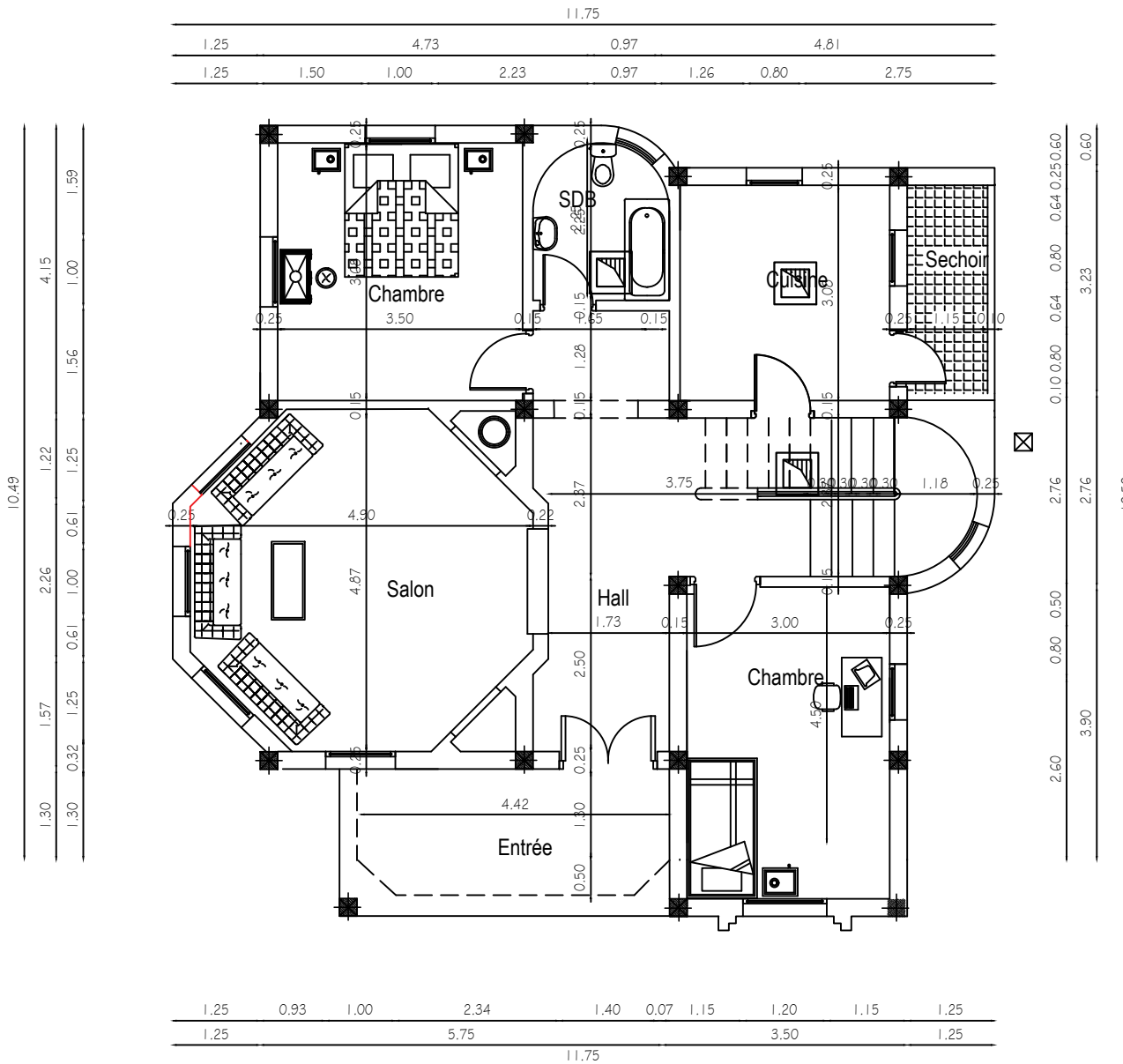


Façade Laterale



Plan Etage  
 Ech: 1/100

Surface : 84 m2



Surface : 106 m2

Plan RDC  
Ech: 1/100

## Introduction générale

Le génie civil est l'une des branches les plus importantes et les plus anciennes de l'ingénierie, car son histoire remonte à des milliers d'années. Il a contribué à préserver l'histoire des civilisations anciennes. Au fil des âges, ses domaines ont évolué et se sont diversifiés dans le but d'améliorer la qualité des matériaux de construction et l'introduction d'équipements et de dispositifs de pointe qui contribuent à accroître l'efficacité des travaux de construction.

L'importance de la spécialisation en génie civil peut être réalisée à travers sa définition, et c'est l'une des branches les plus importantes de l'ingénierie concernée par l'étude, la conception et l'analyse de diverses installations civiles telles que les bâtiments résidentiels, de service et commerciaux situés au-dessus du sol.

Notre projet de fin étude consiste à calculer les éléments résistant d'un bâtiment (R+1) situé à la wilaya de Djelfa, classée comme zone I selon le RPA.

Qui s'appuie sur la connaissance des matériaux béton et acier et sur les dimensions de L'étude comprenait quatre chapitre, qui sont, respectivement :

- le premier chapitre présente les données de projet (emplacement, dimensions du bâtiment, caractéristiques des matériaux utilisés et le calcul des hypothèses)
- le deuxième chapitre traite le calcul de la descente de charges et le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- le troisième chapitre étudie les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcon).
- les éléments structuraux et l'infrastructure sont analysés dans le quatrième chapitre.
- Les plans de coffrage et de ferrailage de différents éléments sont présentés dans des annexes.

A large, horizontally-oriented orange oval with a slight gradient and a soft shadow on the right side, serving as a background for the text.

# Présentation de l'ouvrage

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

### 1.1. Présentation et description du projet

Dans le but de valoriser et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues durant notre formation dans le domaine du génie civil, notre projet de fin de cycle consiste à étudier un bâtiment (R+1) en béton armé.

#### 1.1.1. Situation de l'ouvrage

Notre ouvrage sera implanté à la wilaya de Djelfa (classée comme zone I selon les Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) [1]).

#### 1.1.2. L'ossature

L'élément constructif de notre structure est constitué de :

- Portiques auto stables supportant les charges verticales.

#### 1.1.3. Description de l'ouvrage

Le bâtiment comporte un RDC et un étage.

- **Dimensions en élévation**

- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur du l'étage : 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 6,12m

- **Dimensions en plan**

- La longueur totale du bâtiment est de : 11,75m
- La largeur totale du bâtiment est de 10, 50m

- **Les planchers**

- Il existe deux type de plancher :
  - Plancher à corps creux.
  - Dalle pleine.

- **Cage d'escalier**

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

- **Maçonnerie**

- Murs extérieur**

- Brique creuse de 10 cm.
    - L'âme d'air de 5 cm.
    - Brique creuse de 10 cm.

- **Murs intérieur**

- Brique creuse de 10 cm.

- **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.

## 1.2. Etapes de calcul d'un projet de bâtiment

Un projet de génie civil en plus particulièrement un bâtiment est composé de :

- **Infrastructure** : est la partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage est placée au-dessous de la cote  $\pm 0.00$ , exemple (fondation, sous-sol).
- **Superstructure** : est placée au haut de la cote  $\pm 0.00$ , elle comprend les murs, les différents planchers, le toit, les poteaux, les poutres, la charpente....etc.

Pour l'étude d'un projet de bâtiment plusieurs étapes sont nécessaires à savoir :

- **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,)
- **Ferraillage des éléments secondaires** (plancher, escalier, balcon, acrotère)
- **Ferraillage des éléments porteurs** (poteaux, poutres,)
- **Production des plans pour les éléments calculés**
- **Conclusions et perspectives.**

### 1.3. Hypothèses du calcul

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

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

➤ **Etats limites ultimes (ELU)** [2].

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]

### 1.4. Matériau utilisés

#### 1.4.1. Béton

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées. 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.

**Ciment** : le ciment est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**Granulats** : deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 8 \text{ mm}$ )

- Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$ )

**Eau de gâchage** : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydraulique. Elle doit être propre et dépourvue de tout produits pouvant nuire aux la caractéristique mécanique du béton.

## a. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

### a.1. Résistance du béton

- **Résistance du béton a la compression**

La résistance à la compression d'un béton a un âge de  $\ll j \gg$  jours est mesurée en écrasant par compression axiale des cylindres de 200 cm de section et une hauteur  $h=32$  cm.

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  $f_{c_{28}} = 25$  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  $f_{t_{28}}$ , elle peut être déterminée par:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à  $\ll j \gg$  jours est définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad (\text{MPa})$$

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

### 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 :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1,5$$

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

$$\gamma_b = 1,15$$

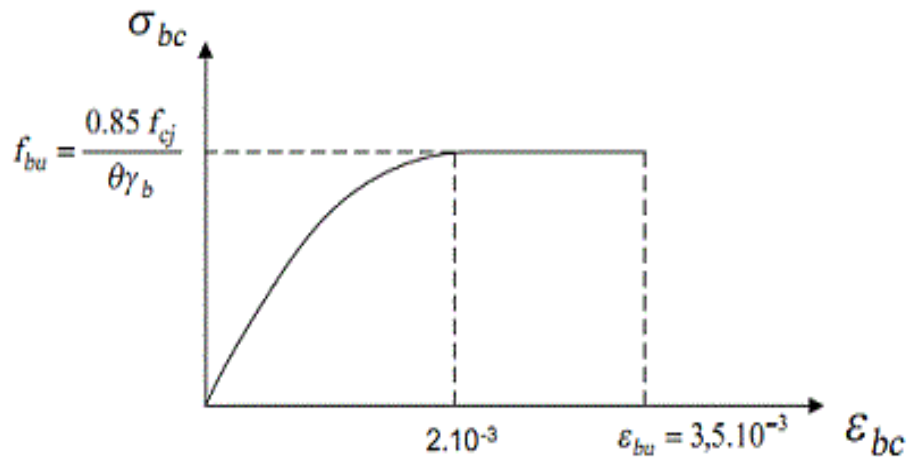
$$\text{Sollicitations accidentelles } \rightarrow \sigma_b = 18,47 \text{ MPa}$$

$\theta = 1$  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 cisailé

$b_0$  = Largeur de la section.

$d$  = hauteur utile de la poutre

On vérifier par suite que:

c) Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_h}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

d) Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

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

### 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).

### a.4. Retrait

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution initiale est dite retraite.

### a.5. Fluage

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

#### 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 R99) [2]

**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 :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0,8K \times \xi$

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  $i > 1$ ).

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 :

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

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

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

$Q_1$  : Une Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres action variable dite 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) [3]**

Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé en abrégé CBA 93 (définis par le D.T.R. B.C.2.41) ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

- **RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003 [1]**

Le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/v2003 » qui a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) pour le contrôle technique de la construction lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

- **BAEL : Béton Armé aux états limites [2]**

Selon les recommandations des projets correspondants. Le Béton armé aux états limites (BAEL) était le règlement français concernant l'utilisation du béton armé dans la construction. Il a été remplacé par l'« Eurocodes 2 ». Il était utilisé aussi bien en travaux publics (pont, tunnel...) qu'en bâtiment.

## 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 [1], sont classés à des catégories (on s'intéresse dans ce cours aux structures réalisées avec du béton armé) :

### **1.7.1. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques). Leur usage est limité par la réglementation (RPA) :  
Zone II<sub>b</sub> et III : le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11 m de hauteur.

Zone II<sub>a</sub> : le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14 m de hauteur

Zone I : le Nombre de niveaux est limité à 5 ou 17 m de hauteur

### **1.7.2. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

En zone III : 2 niveaux ou 8m de hauteur

En zone II<sub>b</sub> : 3 niveaux ou 11m de hauteur

En zone II<sub>a</sub> : 4 niveaux ou 14m de hauteur


En zone I : 5 niveaux ou 17m de hauteur

### **1.7.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en B.A**

Dans ce cas le système est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

### **1.7.4. Structure à ossature en B.A contreventée entièrement par noyau en B.A**

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

An orange oval with a slight gradient and a soft shadow on the right side, containing the text.

Pré-  
dimensionnement  
des éléments et  
descente de charges

## Chapitre 2. Pré dimensionnement et descente de charge

### 2.1. Pré dimensionnement de La structure

#### 2.1.1. Définition

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99 Version 2003 [1] et du CBA93 [3].

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

- 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 nus d'appuis et  $h_t$  l'épaisseur de la plancher). Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donnée par :

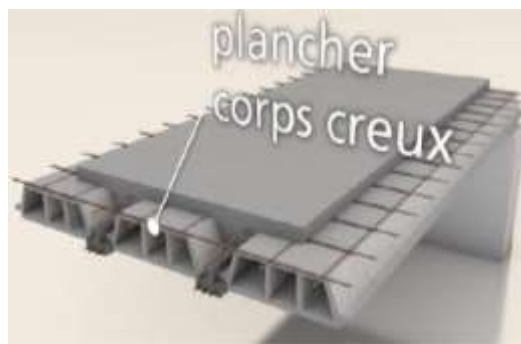
$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

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

$$h_t \geq \frac{340}{22,5}$$

$$h_t \geq 15cm$$

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  $h_0 = 16\text{cm}$

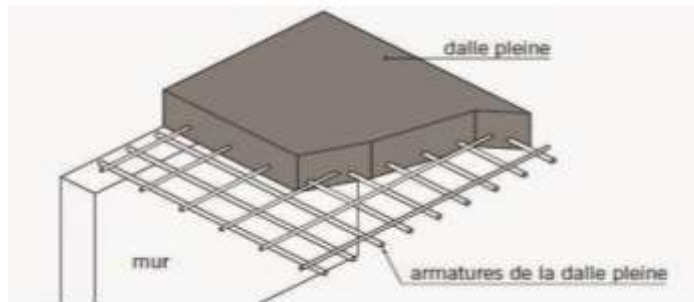


Figure 2.2 : Dalle pleine en béton armé.

### 2.1.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003 [1].

#### a) Détermination de $h$ et $b$

Le pré dimensionnement des poutres a pour le choix et la vérification des dimensions (hauteur et largeurs) de ces derniers dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : RPA99 V2003 [1] et CBA93 [3].

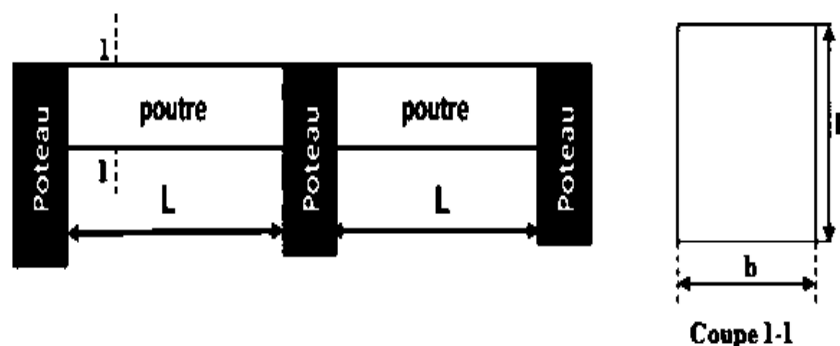


Figure 2.3 : Section d'une poutre en béton.

➤ La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante (figure 2.3) :

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

$L_{max}$  : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.3)

$h$  : Hauteur de la poutre.

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

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

- **Dimensionnement des poutres principales : L= 4,80 m**

$$\frac{4,80}{15} \leq h \leq \frac{4,80}{10}$$

$$32\text{cm} < h < 48\text{cm}$$

Nous choisissons :  $h=40\text{cm}$

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

$$8\text{cm} < b < 28\text{cm}$$

Nous choisissons :  $b=25\text{cm}$

- **Dimensionnement des poutres secondaires (chainage) : L = 4.25 m**

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10}$$

$$23\text{cm} < h < 34\text{cm}$$

Nous choisissons :  $h = 30\text{cm}$

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

$$9\text{cm} < b < 21\text{cm}$$

Nous choisissons :  $b=25\text{cm}$

**b) Vérification selon RPA99/V2003 pour la zone I**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \text{ et } h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

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

✓ **Vérification selon le RPA 99/V2003 (poutre principale)**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm}$  .....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

✓ **Vérification selon le RPA 99/V2003 (poutre chaînage)**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm}$  .....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.

c) **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  $I = \frac{b.h^3}{12}$

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

✓ **Vérification de la flèche (Poutre principale)**

$$f_{\max} = \frac{5.q.4.8^4}{384.55000.\frac{0.25.0.4^3}{12}} = 0.0287 \leq \bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ m} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification de la flèche (Poutre chaînage)**

$$f_{\max} = \frac{5.q.4.25^4}{384.55000.\frac{0.25.0.3^3}{12}} = 0.053 \leq \bar{f} = \frac{425}{500} = 0.85\text{m} \dots\dots\dots CV$$

### 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 [3] l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être égal à la valeur suivante :

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

- $B_r$ : 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 :

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

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

- ✓ 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 [3] 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** [3] 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.

$$\text{Tel que : } i = \frac{\sqrt{I}}{B}$$

$I$  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 :

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

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

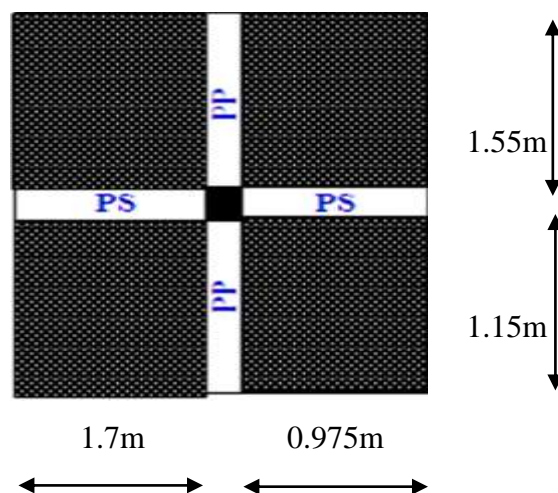
$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

**Poteau central (C3) :  $S = 11.36 \text{ cm}^2$**

**a) Détermination du  $N_u$**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (Niveau  $\mp 00$ ). Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence ( $S$ ) comme montre la figure 2.5:



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

- 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.

$$N_G = [(5.53 + 6.73) \times 11.36 + (0.25 \times 0.30 \times 2.675 \times 25) + (0.25 \times 0.4 \times 4.25 \times 25) + (0.25 \times 0.25 \times 6.12 \times 25)]$$

$$N_G = 166.975 \text{ kN}$$

- 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.

$$Q_e = 1.5 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q_t = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$N_Q = (Q_e + Q_t) * S = (1.5+1)*11.36 = 28.4 \text{ kN}$$

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

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 166.975 + 1,5 \times 28.4 = 268.0163 \text{ kN}$$

### b) Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA93** [3] 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)

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

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

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

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

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

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

$$\frac{N_u}{B_r} \geq \alpha \left( \frac{fc28}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A \frac{fe}{B_r \times \gamma_s} \right)$$

Avec :  $fe = 400MPa$

$$fc28 = 25MPa$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\theta = 1$$

$$\frac{\alpha}{1,1} = 0,38$$

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

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

$$B_r \geq 0,0321m^2$$

$$\sqrt{B_r} = 17,92cm$$

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

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \Rightarrow a = 19,92cm$$

Poteau  $20 \times 20cm^2$

Donc pas risque de flambement.

Nous résumons les résultats dans le tableau suivant

**Tableau 2.1. Dimensionnement des poteaux**

Poteau	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	ELU ( $N_u$ )	$B_r$ ( $m^2$ )	a (cm)
			$1.35N_G + 1.5N_Q$		
$A_1$	56.6	7.85	88.19	0.010	12.2
$B_6$	41.76	5.15	64.1	0.007	10.37
$A_3$	113.61	18.08	180.49	0.0216	16.7
$A_5$	69.68	10.20	109.37	0.0131	13.45
$C_1$	56.6	7.85	88.19	0.0106	12.29
$C_3$	167.24	28.48	268.49	0.0322	19.94
$C_5$	100.87	16.08	160.29	0.0192	15.86
$D_2$	49.63	5.62	75.43	0.009	11.49
$D_3$	81.78	12.2	128.7	0.0154	14.41
$D_4$	67.87	9.63	106.07	0.0127	13.27
$D_5$	81.26	12.43	128.35	0.0154	14.41
$D_6$	44.38	5.6	68.31	0.0082	11.06
$E_2$	57.52	8.03	89.7	0.0107	12.34
$E_3$	57.52	8.03	89.7	0.0107	12.34
$E_4$	40.43	4.08	60.7	0.0073	10.54
$E_5$	59.87	7.43	91.97	0.011	12.49
$E_6$	31.32	3.35	47.3	0.0057	9.55

**c) Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003 [2]**

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

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est  $25 \times 25 \text{ cm}^2$

**2.2. Descente de charges**

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

**2.2.1. Planchers**

**2.2.1.1. Plancher terrasse (non accessible : à étanchéité multicouches)**

**A. Plancher à corps creux**

➤ **Charge permanente [4]**

1. Protection en gravillon (5cm)..... $0,05 \times 10 = 0,50 \text{ kN/m}^2$

2. Etanchéité multicouche (2cm).....	0, 12 kN/m <sup>2</sup>
3. Protection de l'étanchéité par papier kraft.....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
4. Forme de pente .....	0, 10× 22=2.22 kN/m <sup>2</sup>
5. Isolation thermique (liège) .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
6. Film par vapeur .....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
7. Film polyane.....	0, 05 kN/m <sup>2</sup>
8. Dalle en corps creux (16+4).....	2,85 kN/m <sup>2</sup>
9. Enduit en plâtre (2cm).....	0,24 kN/m <sup>2</sup>

$$G= 6.73\text{kN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation [4]

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

## B. Dalle pleine

a-étanchéité multicouches [4]

➤ Charge permanente

10. Protection en gravillon (5cm).....	0, 05×10=0,50 kN/m <sup>2</sup>
11. Etanchéité multicouche (2cm).....	0, 12 kN/m <sup>2</sup>
12. Protection de l'étanchéité par papier kraft.....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
13. Forme de pente .....	0, 10× 22=2.22 kN/m <sup>2</sup>
14. Isolation thermique (liège) .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
15. Film par vapeur .....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
16. Film polyane.....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
17. Dalle pleine .....	4.00 kN/m <sup>2</sup>
18. Enduit en plâtre (2cm).....	0,24 kN/m <sup>2</sup>

$$G=7.86\text{kN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation [4]

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.1.2. Plancher étage courant

#### A. Plancher à Corps creux

➤ Charge permanente [4]

1. carrelage (2cm) .....	0, 02×22=0,44 kN/m <sup>2</sup>
2. Mortier de pose (2cm) .....	0, 02×20=0,40 kN/m <sup>2</sup>
3. Lit de sable (5cm) .....	0, 05×15=0,75 kN/m <sup>2</sup>
4. Cloison légère.....	0,75 kN/m <sup>2</sup>
5. Isolation phonique .....	0,10 kN/m <sup>2</sup>
6. plancher (16+4) .....	2 ,85 kN/m <sup>2</sup>

7. Enduit en plâtre (2cm) .....0,02×12=0,24 kN/m<sup>2</sup>

**G=5,53 kN/m<sup>2</sup>**

➤ **Charge d'exploitation [4]** **Q=1,00 kN/m<sup>2</sup>**

### B. dalle pleine

1. carrelage (2cm) .....0,02×22=0,44 kN/m<sup>2</sup>

2. Mortier de pose (2cm) .....0,02×20=0,40 kN/m<sup>2</sup>

3. Lit de sable (5cm) .....0,05×15=0,75 kN/m<sup>2</sup>

4. Cloison légère.....0,75 kN/m<sup>2</sup>

5. Isolation phonique .....0,10 kN/m<sup>2</sup>

6. Dalle pleine (16cm) .....4.00 kN/m<sup>2</sup>

7. Enduit en plâtre (2cm) .....0,02×12=0,24 kN/m<sup>2</sup>

**G=6.68 kN/m<sup>2</sup>**

➤ **Charge d'exploitation [4]** **Q=1,00 kN/m<sup>2</sup>**

## 2.2.2. Maçonnerie

### 2.2.2.1.Mur extérieur

Ce sont des murs en double cloison, c'est-à-dire en brique creuses l'un de 10cm et l'autre de 10cm et l'autre de 1.5cm, séparée par un l'âme d'air de 5cm.

1- Brique creuse de 10cm d'épaisseur.....0.9 kN/m<sup>2</sup>

2- Brique creuse de 10cm d'épaisseur.....0.9 kN/m<sup>2</sup>

3- Mortier de ciment extérieur d'épaisseur2cm.....0.4 KN/m<sup>2</sup>

4- Enduit de plâtre d'épaisseur1.5cm.....1.3 kN/m<sup>2</sup>

**G<sub>mac</sub>= 3.50kN/m<sup>2</sup>**

### 2.2.2.2.Mur intérieur

1- Brique creuse de 10cm d'épaisseur.....0.9kN/m<sup>2</sup>

2- Enduit de plâtre d'épaisseur1.5cm.....0.15kN/m<sup>2</sup>

3- Enduit en ciment (2cm).....0.9kN/m<sup>2</sup>

**G<sub>mac</sub>= 1.95kN/m<sup>2</sup>**

Pour une hauteur de 3.06m : G = 4.437kN/m

## 2.2.3. Acrotère

➤ **charge permanente [4]**

Le calcul se fait pour 1m de largeur

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 [4]**: due à la main courante **Q = 1 kN/m<sup>2</sup>**

## 2.2.4. Escalier

### 2.2.4.1. Charge permanente [4]

- **Palier**

1- carrelage d'épaisseur = 2cm .....	0.4 kN/m <sup>2</sup>
2- mortier de pose d'épaisseur = 2cm .....	0.4 kN/m <sup>2</sup>
3- Lit de sable d'épaisseur = 3cm .....	0.54 kN/m <sup>2</sup>
4- Dalle en béton armé d'épaisseur = 16cm.....	4 kN/m <sup>2</sup>
5- Enduit de ciment d'épaisseur = 2cm.....	0.36 kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>palier</sub> = 5.7kN/m<sup>2</sup></b>	

- **Volée (paillasse)**

- Etage courant

1- carrelage d'épaisseur = 2cm .....	0.4 kN/m <sup>2</sup>
2- mortier de pose d'épaisseur = 2cm .....	0.4 kN/m <sup>2</sup>
3- Lit de sable d'épaisseur = 3cm .....	0.54 kN/m <sup>2</sup>
4- Poids propre des marches = (0.17/2) * 22cm.....	1.87 kN/m <sup>2</sup>
5- Poids paillasse = (25 * 0.16)/cos 30.....	4.60 kN/m <sup>2</sup>
6- Enduit de ciment d'épaisseur = 2cm.....	0.36 kN/m <sup>2</sup>
7- Gardes corps .....	1kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>paillasse</sub> = 9.16kN/m<sup>2</sup></b>	

### 2.2.4.2. Surcharge d'exploitation [4]: Q<sub>esc</sub> = 2.5 kN/m<sup>2</sup>

## 2.2.5. Les balcons

- **charge permanente [4]**

Carrelage .....	0.44kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose.....	0.4kN/m <sup>2</sup>
Dalle pleine .....	4.00kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable.....	0.75kN/m <sup>2</sup>
Enduit en plâtre .....	0.24kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>balcon</sub> = 5.83kN/m<sup>2</sup></b>	

- **Charge d'exploitation [4]**

**Q<sub>balcon</sub> = 3.5kN/m<sup>2</sup>**

A large, horizontally-oriented orange oval with a slight gradient and a soft shadow on the right side, serving as a background for the text.

# Calcul des éléments secondaires

## Chapitre 3 Calcul des éléments secondaires

Ce chapitre consacré au calcul des éléments secondaires, tels que l'acrotère, les planchers, les balcons et l'escalier.

### 3.1. Calcul des planchers

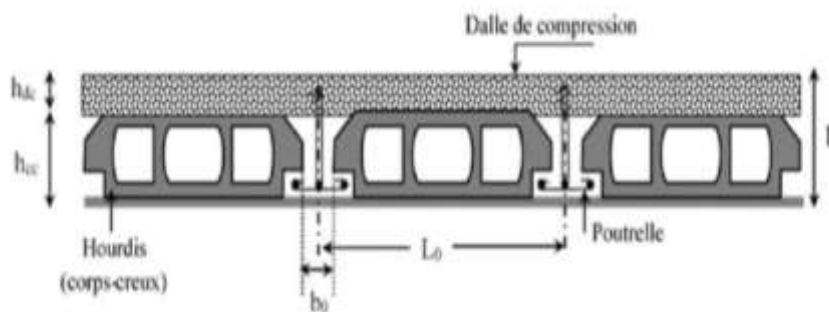
Les planchers sont formés en corps creux, composés d'hourdis de 16cm et de poutrelles préfabriquées sur lesquelles repose une dalle de 4cm coulée sur place en béton armé.

#### 3.1.1. 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 ;

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

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

$L_0$  : Distance entre axe des poutrelles ;

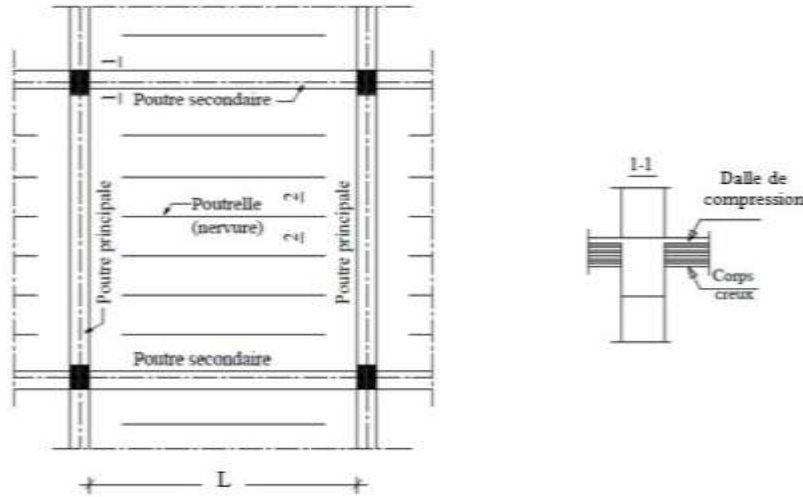


Figure 3.2 : planchers à corps creux.

### ➤ 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,  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h = 12$

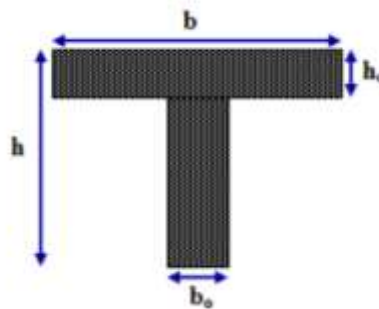


Figure 3.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

### 3.1.2. 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:  $G = 6.73\text{kN/m}^2$  ;  $P = 1.00\text{ kN/m}^2 \Rightarrow g = 4.04\text{kN/m}$  ;  $q = 0.6\text{ kN/m}$

➤ Étage courant:  $G = 5.53\text{ kN/m}^2$  ;  $P = 1.5\text{ kN/m}^2 \Rightarrow g = 3.318\text{ kN/m}$  ;  $q = 0.9\text{ kN/m}$

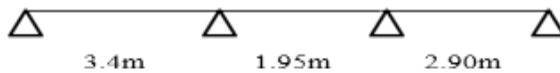
**Tableau 3.1:** Evaluation des charges

Type de plancher	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	$q_u = (1,35g+1,5q)$ (kN/ml)	$q_s = (g+q)$ (kN/ml)
Plancher terrasse	6.95	1	6.52	4.77
Plancher étage courant	5.53	1.5	5.82	4.218

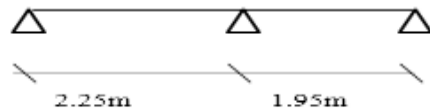
**3.1.3. Type des poutrelles**

**Plancher étage**

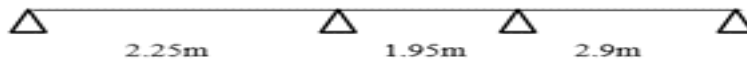
**Type 01 :**



**Type 02 :**



**Type 03:**



**Type 04 :**



**3.1.4. Les moments et effort tranchant**

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire : BAEL 91(art 8.6.22.10) [2]**

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  
( $2G \geq P$ ):  $2G=13.9 \text{ kN} / \text{m}^2 \geq 1.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées  
 $\dots\dots\dots \text{CV.}$

- Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{3.65}{2.2} = 1.65 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{2.2}{3.15} = 0.69 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Pour le calcul des sollicitations, on va utiliser le logiciel « **ROBOT.BAT** ». Nous résumons les résultats dans le tableau 3.2

**Tableau 3.2:** Les moments fléchissant en appuis et en travées des panneaux

Poutrelle	ELU(kN.m)		ELS(kN.m)		Effort tranchant (kN)
	M <sub>max</sub> appuis	M <sub>max</sub> travée	M <sub>max</sub> appuis	M <sub>max</sub> travée	
<b>Type 01</b>	-7.10	7.24	-5.16	5.26	12.09
<b>Type 02</b>	-4.06	2.79	-2.95	2.03	9.16
<b>Type 03</b>	-5.29	5.08	-3.91	3.76	12.15
<b>Type 04</b>	-14.18	11.98	-10.30	8.71	15.41
<b>Maximum</b>	-14.18	11.98	-10.30	8.71	15.41

Les sollicitations maximales obtenues sont :

$$M_{tu} = 11.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\ ser} = 8.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{au} = 14.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\ ser} = 10.30 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 15.41 \text{ kN}$$

### 3.1.5. Détermination du ferrailage

#### 3.1.5.1. En Travée

- Les armatures longitudinales

**ELU:**  $M_{tu} = 11.98 \text{ kN.m} = 11980 \text{ N.m}$

- Calcul du moment de la table

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

$$M_T = 60 * 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right) * 14.16$$

$$M_T = 54374.4 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11980}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.16}$$

$$\mu = 0.0435$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_L = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_L = 1.739 \\ \alpha_L = 0.668 \\ \beta_L = 0.733 \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.0562 \\ \beta = 0.978 \\ \varepsilon_s = 10 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11890}{0.978 \cdot 18 \cdot 348}$$

$$A_s = 1.94 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL) [2] ; On choisit : 3HA10} \Rightarrow A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **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 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  $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification :  $f_e = 400$  Oui

- **Vérification ELS de compression du béton**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11980}{8710} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0.0406 \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.0562 \leq 0.43$$

ELS (CB).....CV

### 3.1.5.2. Sur appuis

#### ➤ Les armatures longitudinales

**ELU:**  $M_{au} = -14.18 \text{ kN.m} = 14180 \text{ N.m}$

#### • Calcul du moment de la table

$$M_T = b_0 * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) * f_{bu}$$

$$M_T = 12 * 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) * 14.16$$

$$M_T = 10874.4 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{14180}{12 * 18^2 * 14.16}$$

$$\mu = 0.26$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_L = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_L = 1.739 \\ \alpha_L = 0.668 \\ \beta_L = 0.733 \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.3661 \\ \beta = 0.854 \\ \varepsilon_s = 6.06 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{11890}{0.18 * 348}$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2$$

#### • Condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23 b * d * f_{t28} / f_e = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  (BAEL) [2]; On adopte : 2HA12  $\Rightarrow A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\{5.71; 12; 12\}$$

$$\phi_t = 6mm$$

➤ **Espacement des cours de cadre**

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

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

➤ **Vérification ELS de compression du béton**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14180}{10300} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0.0406 \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.3661 \leq 0.43$$

ELS (CB).....CV

### 3.2. Calcul des balcons

Les balcons sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

#### 3.2.1. Evaluation des charges [4]

a) **charge uniformément répartie**

➤ Charge permanente  $G_{balcon} = 5.83kN/m^2$

➤ Charge d'exploitation  $Q_{balcon} = 3.5kN/m^2$

b) **Charge concentrée**

Cloison en brique (e=25cm)\*3.33\*g.....2, 33  $kN/m^2$

Enduit en ciment (e=10 cm).....0,54  $kN/m^2$

La charge du mur (force concentrée) :  $F = (0.54+2.33)*0.9*1 = 2.58 \text{ kN}$

#### 3.2.2. Combinaisons et sollicitations

e = 12 cm, LX = 3, 10 m, LY = 1,25m

- Fissuration peu nuisible
- Charge permanente [4]  $G=5.83 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation [4]  $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$
- Calcul dans les 2 sens x est y

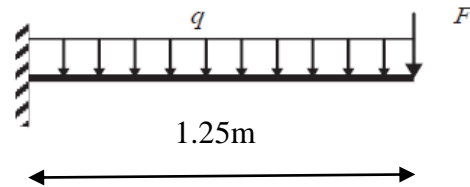
Le calcul se fait par une bande de 1 m

➤ **ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 = 13.12 \text{ kN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \cdot 2.58 = 3.49 \text{ kN}$$

$$M_u = M_p + M_q = P \cdot L + q_u \cdot l^2 / 2 = 3.49 \cdot 1.25 + 13.12 \cdot 1.25^2 / 2 = 20.76 \text{ kN.m}$$



➤ **ELS**

$$q_s = (G + Q) \cdot 1 = 9.33 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = 1 \cdot 2.58 = 2.58 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_p + M_q = P \cdot l + q_{\text{ser}} \cdot l^2 / 2 = 10.51 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = T_p + T_q = P_u + q_u \cdot l = 19.89 \text{ kN}$$

### 3.2.3. Détermination du Ferrailage

#### 3.2.3.1. Les armatures longitudinales

$$d = 0.9h$$

$$d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_u = 20.76 \text{ kN}$$

**Tableau.3.3.** Ferrailage du balcon

Mu (kN.m)	B (cm)	D (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asadoptée (cm <sup>2</sup> )
20.76	100	14.4	0.07	0.090	0.9	4.30	2.17	4HA12

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  et on adopte **4HA12**

➤ **Espacement des armatures**

$$e = \frac{100}{4}$$

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

**3.2.3.2. Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13$$

On prend :

$$A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures**

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

On prend :

$$e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**3.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant**

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

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

$$T_{umax} = 19.89 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 19.89 \times 10^3 / 1000 \times 144 = 0.196 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**3.2.3.4. Vérifications à l'ELS**

$$M_s = 16.43 \text{ kN.m}; A_s = 5.65 \text{ cm}^2; A_s' = 0$$

$$f_e = 400; \quad \text{Oui}$$

Vérification d'ELS CB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.76}{10.51} = 1.97$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \alpha = 0.0907 \leq 0.735$$

Oui

ELS CB .....CV

### 3.3. Calcul de l'acrotère

#### 3.3.1. Définition

est l'un élément structurel qui entoure un bâtiment et est conçu pour protéger la ligne de contact entre celui-ci et la forme de la pente contre lui, Infiltration des eaux pluviales, accueillie par un support vertical fixé à la base du plancher du toit (poutre de plancher) Ce dernier est soumis à l'effort normal dû à son propre poids « WP » et à l'excès « FP » appliqué horizontalement du fait de l'effort de poussée.

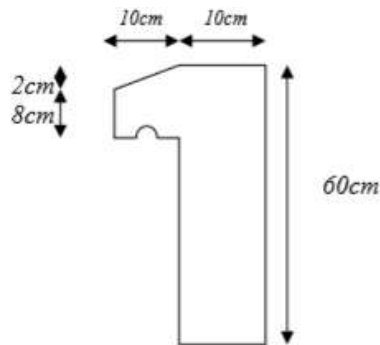


Figure.3.4. Dimensions de l'acrotère.

#### 3.3.2. Evaluation des sollicitations

##### 3.3.2.1. Détermination du poids propre de l'acrotère

###### ❖ Poids propre (WP)

$$W_p = \rho \times v = 25 \times \left[ \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} + (0.08 \times 0.10) + (0.60 \times 0.1) \right] \times 1\text{m}$$

$$W_p = 1.725 \text{ kN}$$

##### 3.3.2.2. Efforts horizontaux ( $F_p$ ) (R.P.A. 99 – V2003) [1]

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

A: Coefficient d'accélération par rapport à la surface (R.P.A.99-V2003) [1]

$$\{A = 0.15\} \quad (\text{Groupe usage 2, zone I}).$$

$C_p$ : Le facteur de force horizontale des éléments secondaires (**R.P.A.99-V2003**) [1]  
 $\{C_p = 0.8\}$  (console)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.828 \text{ kN}$$

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

### 3.3.2.3. La sollicitation

État limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.725 \\ M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 2.328 \text{ kN} \\ M_u = 0.900 \text{ kN.m} \end{cases}$$

État limite de service (E.L.S)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.725 \text{ kN} \\ M_{ser} = 0.600 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### 3.3.2.4. Calcul de ferrailage de l'acrotère

#### A) Vérifiez l'armature comprimée

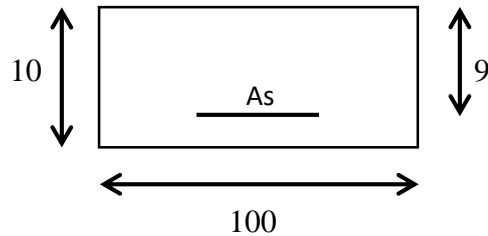
- État limite ultime (E.L.U)

$$d = 0.9h$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.900}{2.328} = 0.387 \text{ m} \rightarrow e_0 = 38.7 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - d' = \frac{10}{2} - 1 = 4 \text{ cm}$$

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



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

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_1 = 0.900 + 2.328 \left(9 - \frac{10}{2}\right) \times 10^{-2}$$

$$M_1 = 0.993 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.900 \times 1000}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_L = 0.392 \text{ FeE400}$$

Par conséquent :  $A'_s = 0$

#### B) les armatures longitudinales

$$A_s = \frac{M_1}{\sigma_{st} \times \beta \times d} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = \frac{0.995 \times 1000}{348 \times 0.996 \times 9} - \frac{2.328 \times 1000}{100 \times 348}$$

$$A_s = 0.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{s \min} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = 1.24 \text{ cm}^2; \text{ On choisit } A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA } 8$$

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

➤ **Répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2; \text{ On choisit } A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA } 8$$

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

- État limite de service (E.L.S)

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

$$D = 0.377 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30(A_s \times d)}{b} = \frac{30 \times 2.51 \times 9}{100}$$

$$E = 6.77 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.377 + \sqrt{0.377^2 + 6.77}$$

$$y_1 = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = 100 \times \frac{2.25^3}{3} + 15 \times 2.51 (9 - 2.25)^2$$

$$I = 1849.08 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6 \times 100}{1849.08}$$

$$K = 0.032 \text{ kN/cm}^3$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.032(9 - 2.25)$$

$$\sigma_{st} = 3.24 \text{ kN/cm}^2 \text{ ELS OF } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 0.032 \times 2.25 = 0.072 \text{ kN/cm}^2 \text{ ELS CB: } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**C) Vérification de l'effort efforts tranchants**

$$T_{max}^u = 1.5 \times f_p = 1.5 \times 1$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 90} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

### 3.4. Calcul des escaliers

L'escalier est un élément essentiel qui permet d'accéder aux différents étages du bâtiment, composé d'une série de marches en béton armé, en bois ou en métal. C'est un niveau 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.

1. **Phase de paillas (volée) :** C'est une tuile de béton améliorée correspond à sa tendance avec les escaliers, prenez l'atterrissage ou la montée.
2. **Phase de palier :** Les escaliers peuvent toujours être équipés d'une petite dalle appelée séparateur, car elle permet aux usagers de se reposer.
3. **Classes de surface :** Longueur en degrés.

#### 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 de la marche :

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

h : hauteur de marche (h= 18 cm) et g: giron (g=30 cm).

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

L : longueur en marche.

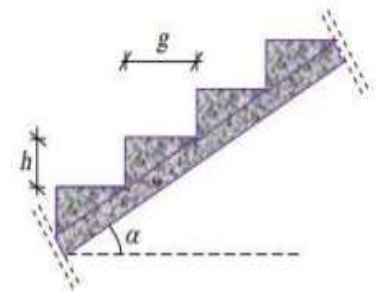
n : nombre de marche.

D'après la relation de Blondel :  $59\text{cm} \leq 2 \times 18 + 30 \leq 66\text{cm}$

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

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

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



Calcul de la pente de l'escalier

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.6 \rightarrow \alpha = 31^\circ$$

**Figure 3.5.** Les principaux composants d'un escalier

### 3.4.2. Descente de charge

➤ **Palier** : Il existe trois types d'entretoises : l'intervalle de départ, l'intervalle de repos et l'intervalle d'arrivée.

- charges utiles permanentes [4] ( $G=5.7\text{kN/m}^2$ ).
- charges d'exploitation [4] ( $Q=2.5\text{kN/m}^2$ ).

➤ **Paillasse**

- charges utiles permanentes [4] ( $G=9.16\text{kN/m}^2$ ).
- charges d'exploitation [4] ( $Q=2.5\text{kN/m}^2$ ).

### 3.4.3. Sollicitations

	Palier	Paillasse
<b>ELU</b>	$q_{up} = 1.35 \times 5.7 + 1.5 \times 2.5 = 11.45 \text{ kN/m}$	$q_{uv} = 1.35 \times 9.16 + 1.5 \times 2.5 = 16.12 \text{ kN/m}$
<b>ELS</b>	$q_{sp} = 5.7 + 2.5 = 8.2 \text{ kN/m}$	$q_{sv} = 9.16 + 2.5 = 11.66 \text{ kN/m}$

➤ Nombre de marches

Première partie :  $n=7$  et  $H=h \times n = 18 \times 7 = 126 \text{ cm}$ .

Deuxième partie :  $n=10$  et  $H=h \times n = 18 \times 10 = 180 \text{ cm}$ .

$$L = L' + L_c$$

$$L' = \sqrt{H^2 + L^2} \rightarrow L' = \sqrt{180^2 + 290^2} \rightarrow L' = 341.32 \text{ cm}$$

$$L_c = 118 \text{ cm}$$

$$L = 341.32 + 118 = 459.32 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{459.32}{30} \leq ep \leq \frac{459.32}{20}$$

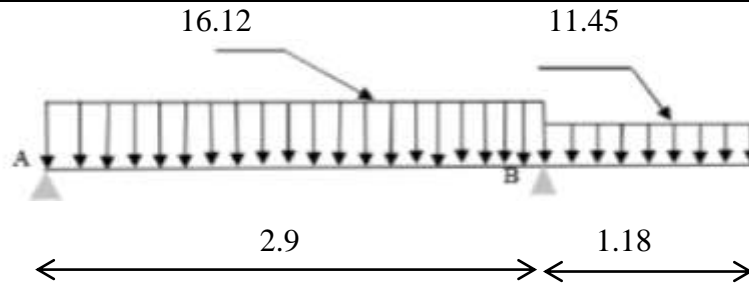
$$\rightarrow 15.31 \leq ep \leq 22.97$$

$$ep = 16 \text{ cm.}$$

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

**Tableau 3.4:** Charges permanentes et surcharges d'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	5.7	2.5	11.45	8.2
Paillasse	9.16	2.5	16.12	11.66

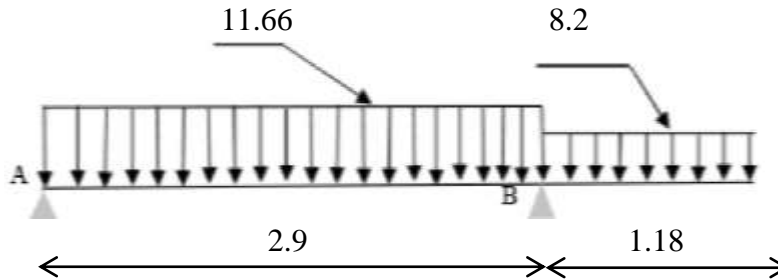


Calcul des moments fléchissant et des efforts horizontaux

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (16.12 \times 2.9) + (11.45 \times 1.18) = 60.26 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -R_A \times 2.9 + (16.12 \times 2.9 \times \frac{2.9}{2}) + (11.45 \times 1.18 \times \frac{1.18}{2}) = 0 \text{ kN}$$

$$R_A = 26.12 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_B = 34.14 \text{ kN}$$



Calcul des moments fléchissant et des efforts horizontaux

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (11.66 \times 2.9) + (8.2 \times 1.18) = 43.49 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -R_A \times 2.9 + (11.66 \times 2.9 \times \frac{2.9}{2}) + (8.2 \times 1.18 \times \frac{1.18}{2}) = 0 \text{ kN}$$

$$R_A = 18.88 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_B = 24.61 \text{ kN}$$

**Tableau 3.5:** les moments et l'effort tranchant

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.9$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X = 0 \text{ m}$ $T(x) = R_A = 26.12 \text{ kN}$ $x = 2.9 \text{ m}$ $T(x) = -20.63 \text{ kN}$	$M_U(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $X = 0$ $M_U(x) = 0 \text{ kN.m}$ $x = 2.9 \text{ m}$ $M_U(x) = 7.96 \text{ kN.m}$
$2.9 \leq x \leq 4.08$		$T(x) = R_A + R_B - q_1 \times 2.9 - q_2(x - 2.9)$ $X = 2.9 \text{ m}$ $T(x) = 13.51 \text{ kN}$ $x = 4.08 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ kN}$	$M_U(x) = R_A x + R_B(x - 2.9) - q_1 \cdot 2.9(x - 1.45) - q_2(x - 2.9)^2 / 2$ $X = 2.9 \text{ m}$ $M_U(x) = 7.96 \text{ kN.m}$ $x = 4.08 \text{ m}$ $M_U(x) = 0 \text{ kN.m}$
$0 \leq x \leq 2.9$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X = 0 \text{ m}$ $T(x) = R_A = 18.88 \text{ kN}$ $x = 2.9 \text{ m}$ $T(x) = -14.93 \text{ kN}$	$M_S(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $X = 0$ $M_S(x) = 0 \text{ kN.m}$ $x = 2.9 \text{ m}$ $M_S(x) = 5.72 \text{ kN.m}$
$2.9 \leq x \leq 4.08$		$T(x) = R_A + R_B - q_1 \times 2.9 - q_2(x - 2.9)$ $X = 2.9 \text{ m}$ $T(x) = 9.68 \text{ kN}$ $x = 4.08 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ kN}$	$M_S(x) = R_A x + R_B(x - 2.9) - q_1 \cdot 2.9(x - 1.45) - q_2(x - 2.9)^2 / 2$ $X = 2.9 \text{ m}$ $M_S(x) = 5.72 \text{ kN.m}$ $x = 4.08 \text{ m}$ $M_S(x) = 0 \text{ kN.m}$

- Calcul  $M_{Umax}$  pour  $0 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_1 \cdot x = 0 \Rightarrow x = 1.62 \text{ m}$$

$$M_{Umax} = 21.16 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 26.12 \text{ kN}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{Umax} = 0.85 \times 21.16 = 17.99 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_{Umax} = 0.3 \times 21.16 = 6.35 \text{ kN.m}$$

- Calcul  $M_{Smax}$  pour  $0 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_1 \cdot x = 0 \Rightarrow x = 1.62 \text{ m}$$

$$M_{S_{\max}} = 15.29 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 26.12 \text{ kN}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{S_{\max}} = 0.85 \times 15.29 = 13 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_{S_{\max}} = 0.3 \times 15.29 = 4.59 \text{ kN.m}$$

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

- État limite ultime (ELU)

#### 3.4.5.1. En travée

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17990}{100 \times 14.4^2 \times 14.2} = 0.061$$

**FeE400:**  $\mu_L = 0.392$

$$\begin{cases} \beta_l = 0.733 \\ \alpha_L = 0.668 \\ 1000 \varepsilon_L = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu < \mu_L \rightarrow A'_s = 0$$

Tableau 6:

$$\begin{cases} \alpha = 0.0075 \\ \beta = 0.997 \\ 1000 \varepsilon_{st} = 10 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17990}{0.997 \times 14.4 \times 347.83} = 3.60 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{BAEL}$$

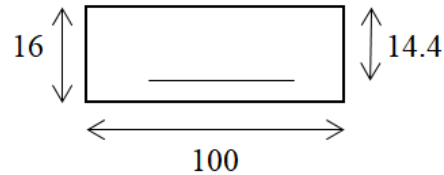
$$A = \max(3.60; 1.74) \text{ cm}^2$$

$$A = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA}10 = 1.91 \text{ cm}^2$$



- **Vérification de l'ELS CB**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.44 < 0.445$$

ELS CB .....CV.

### 3.4.5.2. Sur appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6350}{100 \times 14.4^2 \times 14.2} = 0.022$$

**FeE400:**  $\mu_L = 0.392$

$$\begin{cases} \beta_l = 0.733 \\ \alpha_L = 0.668 \\ 1000 \varepsilon_L = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu < \mu_L \rightarrow A'_s = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.0279 \\ \beta = 0.989 \\ 1000 \varepsilon_{st} = 10 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6350}{0.989 \times 14.4 \times 347.83} = 1.28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{BAEL}$$

$$A_s = \max(1.28 ; 1.73) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA}10 = 1.91 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'ELS CB**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.44 < 0.445$$

ELS CB .....CV.

An orange oval with a slight gradient and a soft shadow on the right side, serving as a background for the text.

# Calcul des éléments structuraux et infrastructure

## Chapitre 4. Calcul des éléments structuraux et infrastructure

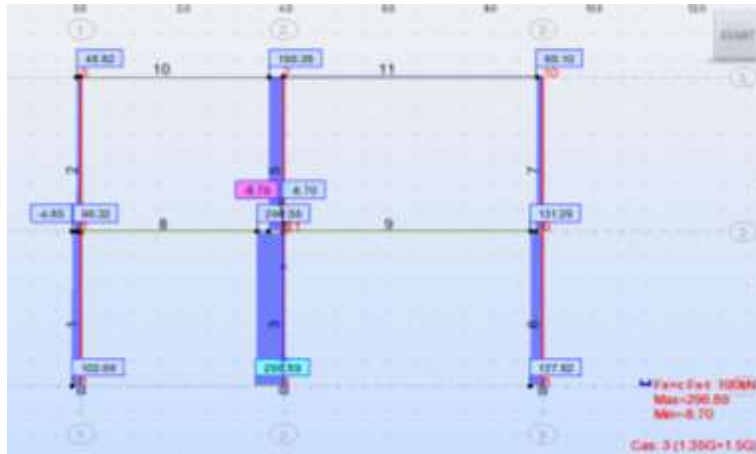
Le calcul des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 mod99 [2] et on fait les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 [1]

### 4.1. Calcul des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal  $\ll N \gg$  et à un moment de flexion  $\ll M \gg$ . Donc, les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :

1<sup>ère</sup>)  $N_{\max} ; M_{\text{corr}} \Rightarrow$  sous  $1.35G + 1.5Q$

2<sup>ème</sup>)  $M_{\text{corr}} ; N_{\max} \Rightarrow$  sous  $1.35G + 1.5Q$



**Figure 4.1** : Cartographie de l'effort normal à l'ELU.



**Figure 4.2** : cartographie du moment à l'ELU.

### 4.1.1. Calcul des armatures longitudinales

A) 1<sup>ère</sup> Sollicitation)  $N_{\max}$ ;  $M_{\text{corr}} \Rightarrow N_{\max} = 296.90 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 2.61 \text{ kN.m}$  (P<sub>1</sub>)

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

- Section carrée à ELU

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

$$\text{Avec } M_1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 2.61 + 296.90 (0.25 * 0.9 - \frac{0.25}{2})$$

$$M_1 = 32.30 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 * 0.25 - 0,81 * 0.025) 0.25 * 0.25 * 14.2 \leq 296.90 * 10^{-3} (0.225 - 0.025) - 32.3 * 10^{-3}$$

$$0.056 \leq 0.027 \Rightarrow \text{Non}$$

Section partiellement comprimée (SPC)

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a ; l_f = 0.7l_0 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250}) = (2 \text{ cm}; \frac{296.9}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.61}{296.9} = 0.88 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.88 + 2 \Rightarrow e_1 = 2.88 \text{ cm}$$

$$\frac{306 * 0.7}{25} \leq \max(15; 20 \frac{2.88}{25}) = 8.568 \leq 15 \dots \text{CV}$$

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

$\emptyset$ : 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.

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1.74}{1.74 + 0.17} \Rightarrow \alpha = 0.91$$

- Calcul de l'excentricité

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

Nous avons :

$$e_0 = 0.88 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 * 214.2^2}{10^4 * 25} (2 + 0.91 * 2) \Rightarrow e_2 = 3.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e' = 0.88 + 3.20 + 2 \Rightarrow e' = 6.08 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées  $N'_u = N_u = 296.9$  kN

$$M'_u = N'_u(e_0 + e_a + e_2) = 296.9 * 6.08 * 0.01$$

$$M'_u = 18.06 \text{ kN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 18.06 + 296.9 * (0.225 - 0.125)$$

$$M'_1 = 47.75 \text{ kN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple

$$\mu = \frac{M'_1}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{47.75 * 10^3}{25 * 22.5^2 * 14.2} = 0.266 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.3949$$

$$\beta = 0.842$$

$$1000 \varepsilon_s = 5.36 \geq \varepsilon_l = 1.739$$

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

$$A_s = \frac{M'_1}{\beta * d * \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{47.75 * 10^3}{0.842 * 22.5 * 348} - \frac{296.9 * 10}{348}$$

$$A_s = -1.2 \text{ cm}^2$$

**B) 2<sup>ème</sup> Sollicitation)  $M_{\max}$ ;  $N_{\text{corr}} \Rightarrow M_{\max} = 23.56$  kN.m  $\Rightarrow N_{\text{corr}} = -66.10$  kN (P<sub>2</sub>)**

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

- **Section carrée à ELU**

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

$$\text{Avec } M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 23.56 + 66.10 \left( 0.25 * 0.9 - \frac{0.25}{2} \right)$$

$$M_1 = 30.17 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 * 0.25 - 0,81 * 0.025) 0.25 * 0.25 * 14.2 \leq 66.10 * 10^{-3} (0.225 - 0.025) - 30.17 * 10^{-3}$$

$$0.056 \leq -0.017 \Rightarrow \text{Non (SPC)}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a \quad ; \quad l_f = 0.7l_0 = 214.2 \text{ cm}$$

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.56}{66.10} = 35.6 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 35.6 + 2 \Rightarrow e_1 = 37.6 \text{ cm}$$

$$\frac{306 * 0.7}{25} \leq \max(15; 20 \frac{37.6}{25}) = 8.568 \leq 30.11 \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

$\emptyset$ : 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.

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.45}{16.45 + 0.90} \Rightarrow \alpha = 0.94$$

- **Calcul de l'excentricité**

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

$$e_0 = 35.6 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot 214.2^2}{10^4 \cdot 25} (2 + 0.91 \cdot 2) \Rightarrow e_2 = 2.1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e' = 35.6 + 2.1 + 2 \Rightarrow e' = 39.7 \text{ cm}$$

Sollicitation corrigées  $N'_u = N_u = 66.10 \text{ kN}$

$$M'_u = N'_u (e_0 + e_a + e_2) = 66.10 \cdot 39.7 \cdot 0.01$$

$$M'_u = 26.24 \text{ kN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 26.24 + 66.10 \cdot (0.225 - 0.125)$$

$$M'_1 = 32.85 \text{ kN.m}$$

Donc les poteaux seront calculés en flexion simple

$$\mu = \frac{M'_1}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{32.85 \cdot 10^3}{25 \cdot 22.5^2 \cdot 14.2} = 0.18 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.2500$$

$$\beta = 0.900$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \geq \varepsilon_l = 1.739$$

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

$$A_s = \frac{M'_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{32.85 \cdot 10^3}{0.900 \cdot 22.5 \cdot 348} - \frac{66.10 \cdot 10}{348}$$

$$A_s = -1.8994 \text{ cm}^2 \quad \text{Pas de ferrailage selon le calcul}$$

### C) Armatures minimales imposées par BAEL [2]

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

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

## 1. Armatures Longitudinales

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

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

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

**D) Vérification**

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

$$A_s \geq 0.7\% * b * d = 4.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{RPA99/V2003}) [1]$$

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

**4.1.2. Longueur de recouvrement**

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

**4.1.3. Armatures transversales**

$$\text{On choisit: } \phi = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = n * \frac{\pi * \phi^2}{4} = 2.01\text{cm}^2$$

**4.1.4. Espacement des armatures transversales selon RPA99 [1]**

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

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

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

**4.1.5. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau_u = \frac{14.03 * 10^3}{250 * 125} = 0.448\text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\right] \quad (\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33$$

**Constatacion:**  $\tau_u = 0.448\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

## 4.2. Calcul des poutres

4.2.1. Les efforts agissants sur la poutre : Les efforts les plus défavorables obtenus par logiciel ROBOT.BAT sont dans les figures 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 et 4.7

### A) Poutres principales RDC+ETAGE

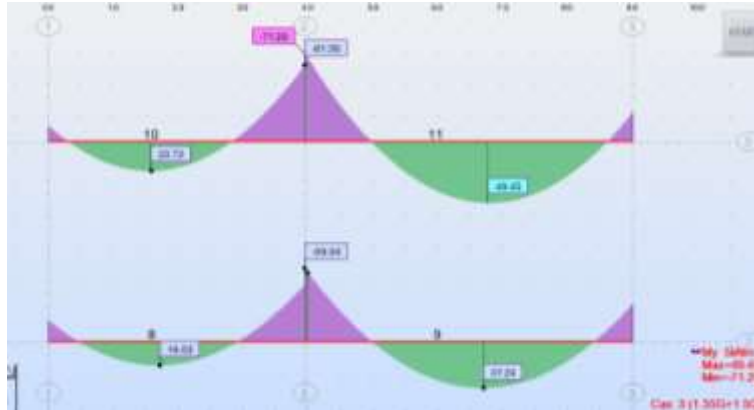


Figure 4.3: Moments fléchissant (ELU)

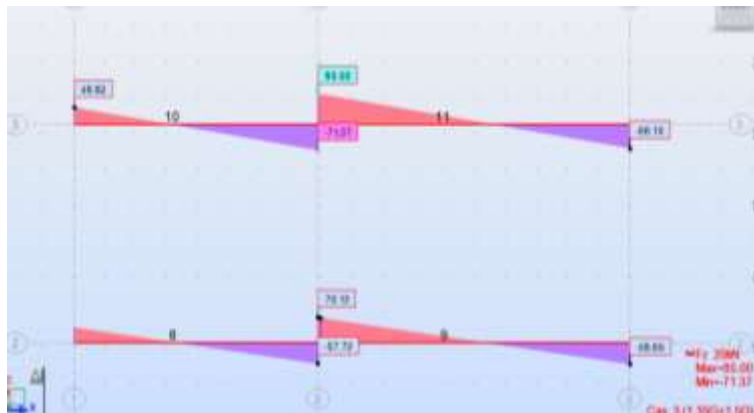


Figure 4.4: Effort tranchants (ELU)

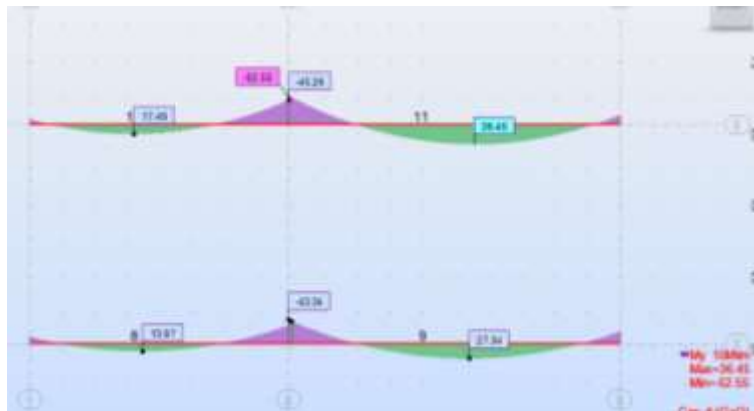


Figure 4.5: Moments fléchissant (ELS)

Tableau 4.1. Sollicitation max (ELU, ELS)

	Poutre	$Mt_{Umax}(kN.m)$	$Ma_{Umax}(kN.m)$	$Mt_{Ser}(kN.m)$	$Ma_{Ser}(kN.m)$	$V_{Tmax}(kN)$
RDC et étage	principale	49.45	71.29	36.45	52.55	85.00

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

#### 4.2.2. Ferrailage de poutre principale

##### 4.2.2.1. Armatures longitudinales

###### a) Calcul à ELU :

$$M_t = 49.45 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -71.29 \text{ kN.m}$$

###### ➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{49.45 \cdot 10^3}{25 \cdot 37.5^2 \cdot 14.2} = 0.099 \quad (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A'_s = 0 ; \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.1291 \quad \text{Avec : } d = h - 2.5 \Rightarrow d = 37. \text{ cm}$$

$$\beta = 0.948$$

$$\varepsilon_s = 10$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{49450}{0.948 * 37.5 * 347.82} = 3.99 \text{ cm}^2$$

###### Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23b.d f_{t28}/f_e = 1.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL) [2]}$$

$$A_{min} = 0.5 \% b.d = 5.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(RPA) [1]}$$

Le choix : 3HA14  $\Rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

###### ➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{71.29 \cdot 10^3}{25 \cdot 37.5^2 \cdot 14.2} = 0.143 \quad (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A'_s = 0 ; \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.1923 \quad \text{Avec : } d = h - 2.5 \Rightarrow d = 37. \text{ cm}$$

$$\beta = 0.923$$

$$1000\varepsilon_s = 10$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{71.29 * 10^3}{0.923 * 37.5 * 347.82} = 5.91 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(BAEL) [2]}$$

$$A_{min} = 0.5 \% b \cdot d = 5.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(RPA) [1]}$$

Le choix : 4HA14  $\Rightarrow A_s = 6.15 \text{ cm}^2$

### b) Calcul à ELS

$$M_{t \text{ ser}} = 39.06 \text{ kN.m}$$

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

Vérification de  $\sigma_b$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{49.45}{36.45} = 1.35$$

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

$$0.15 \leq 0.42 \Rightarrow \text{CV}$$

### c) Vérification du cisaillement

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

$$\text{Avec : } V_{T \text{ max}} = 85.00 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{85.00}{25 * 36} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_{u \text{ lim}} = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

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

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

#### 4.2.2.2. Calcul des armatures transversales

Pourcentage min des armatures transversales (BAEL) [2]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 * \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 * f_e}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{25 * 1.15(0.94 - 0.63)}{316} = 0.028cm$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = (16; 11.42; 25) = 11.42mm$$

$$\phi_t \leq 11.42mm \quad \text{Si on prend } \phi_t = 8mm \text{ avec 1 cadre}$$

$$A_t = n \frac{\pi * \phi_t^2}{4} = 4 \frac{3.14 * (8)^2}{4}$$

$$A_t = 200.96mm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2$$

#### 4.2.2.3. Calcul de l'espacement des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(36cm; 40cm) = 36cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2.01 * 400}{0.4 * 25} = 80.4cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 * A_t * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - (0.3 * f_{tj} * K))} = \frac{0.8 * 2.01 * 100 * 400}{250(0.94 - (0.3 * 2.1 * 1))} = 82.99cm$$

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

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

**Selon RPA 99 version 2003 [1]**

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

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

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

N= 2 barre

A'= 0 à l'appui. Si nous avons A'=3HA12

#### Les poutres dans le RDC et étage

		$A_s$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s$ ( $cm^2$ ) Les choix	Vérification		$S_t$ (z. nodale)	$S_t$ (z. courant)	$\phi_t$	
					RPA	BAEL				
RDC et étage	Principale	travée	4.18	3HA14	4.62	5.4	1.04	10	20	8
		appuis	6.08	4HA14	6.15	5.4	1.04	10	20	8

### 4.3. Etude d'infrastructure

#### 4.3.1. Calcul des fondations

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 ;
- L'économie dans la réalisation ;
- La facilité et la rapidité d'exécution ;
- Stabilité totale de l'ouvrage ;
- Nature de la structure : (voile ; auto stable ; mixte...)

#### 4.3.2. Etude du sol

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages. Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible du sol qui est égal à 2bars.

#### 4.3.3. Calcul des semelles isolées

$$30kN \leq N_{u1} \leq 150kN \quad \Rightarrow \quad (P_1; S_1)$$

$$150kN \leq N_{u3} \leq 200kN \quad \Rightarrow \quad (P_3; S_3)$$

$$\triangleright N_{u1} \max =$$

$$(P_{E6}; P_{E5}; P_{E4}; P_{E3}; P_{E2}; P_{D6}; P_{D2}; P_{C1}; P_{B6}; P_{A1}; P_{D5}; P_{D4}; P_{D3}; P_{C5}; P_{A5})$$

$$N_{u1} \max = (P_{D5} = 128.7kN)$$

$$\triangleright N_{u3} \max = (P_{C5}; P_{C3}; P_{A3})$$

$$N_{u3} \max = (P_{C3} = 268.49kN)$$

$$30kN \leq N_{u1} = 91.97kN \leq 100kN \quad \Rightarrow \quad (P_{E5}; S_{E5})$$

$$150kN \leq N_{u3} = 268.49kN \leq 200kN \quad \Rightarrow \quad (P_{C3}; S_{C3})$$

- Calcul des dimensions de la semelle

Dimensions de poteau : 25x25 cm<sup>2</sup>

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N_u}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{N_u}{A.B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$A.B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow \text{on choisit } A=B$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b}} \cdot S \quad ; \quad B \geq \sqrt{\frac{a}{b}} \cdot S$$

$$S \geq \frac{91.97 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5} \Rightarrow S = 0.46 \text{m}^2$$

$$A \geq \sqrt{\sqrt{\frac{25}{25}} \cdot 0.46} \quad A = 0.68 \text{m} \Rightarrow A = 68 \text{cm}$$

On prend  $70 \times 70 \text{ cm}^2$

- Enrobage de la semelle

$$d \geq \sup \left[ \frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right]$$

$$d \geq 11.25 \text{cm}$$

Donc on prend  $d = 15 \text{cm}$

$$h = d + 5 = 20 \text{cm}$$

- Vérification

$$\sigma = \frac{N_u + p_{semelle}}{S_{semelle}}$$

$$\sigma = \frac{0.09197 + (0.7 * 0.7 * 0.158 * 0.025)}{0.7 * 0.7}$$

$$\sigma = 0.2 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{MPa}$$

#### 4.4.2. Calcul des longrines

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un effort de traction.

##### ➤ Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99 [1], 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 :

- Selon BAEL91 [2]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot (2,1 / 400) = 0,8157 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA99/varsian2003 [1]

$$A=0.5\% .b. h$$

$$A=0.005.25.30=3.75\text{cm}^2$$

$$A=\max (A_{\min}\text{BAEL}; A_{\min}\text{RPA})=3.75\text{cm}^2$$

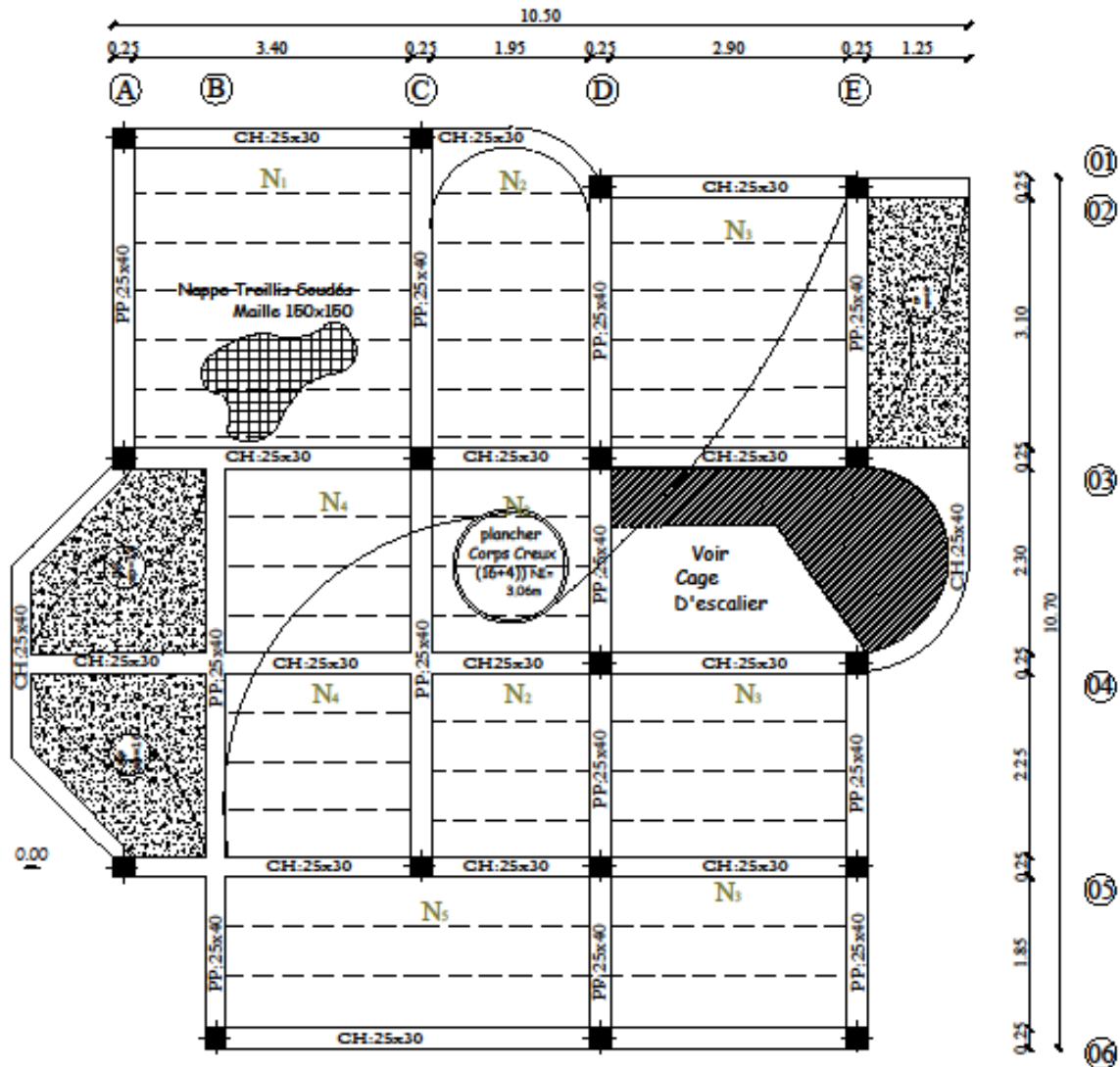
Le choix : 3T12 ; On prend  $A=4.62\text{cm}^2$

- Armatures transversales :

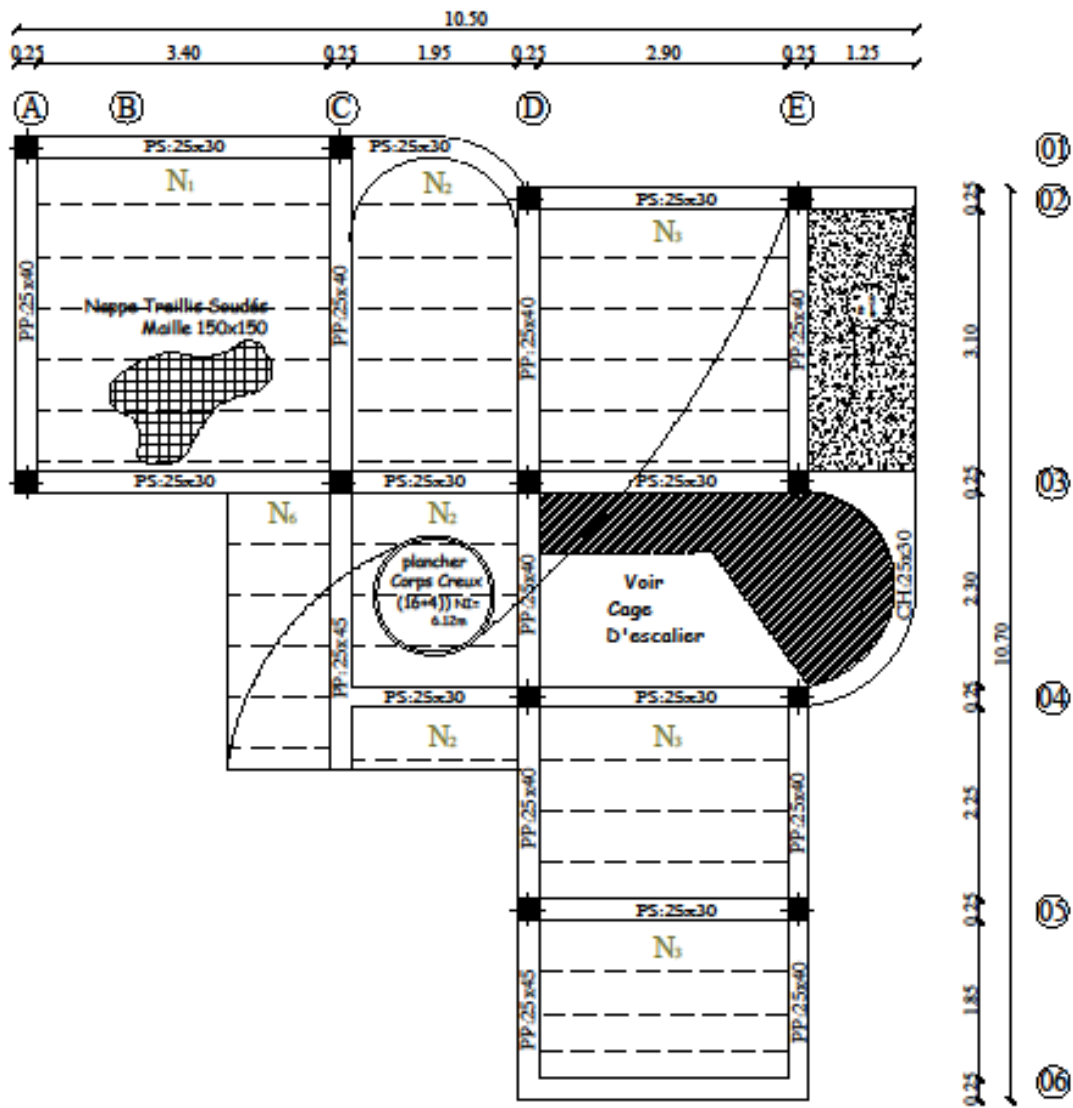
On prend : 4Ø6 ( $A=1,13\text{cm}^2$ ) avec espacement de :  $e = \min (20\text{cm}, 15\eta)$ ,  $e = 20\text{cm}$

# Annexes

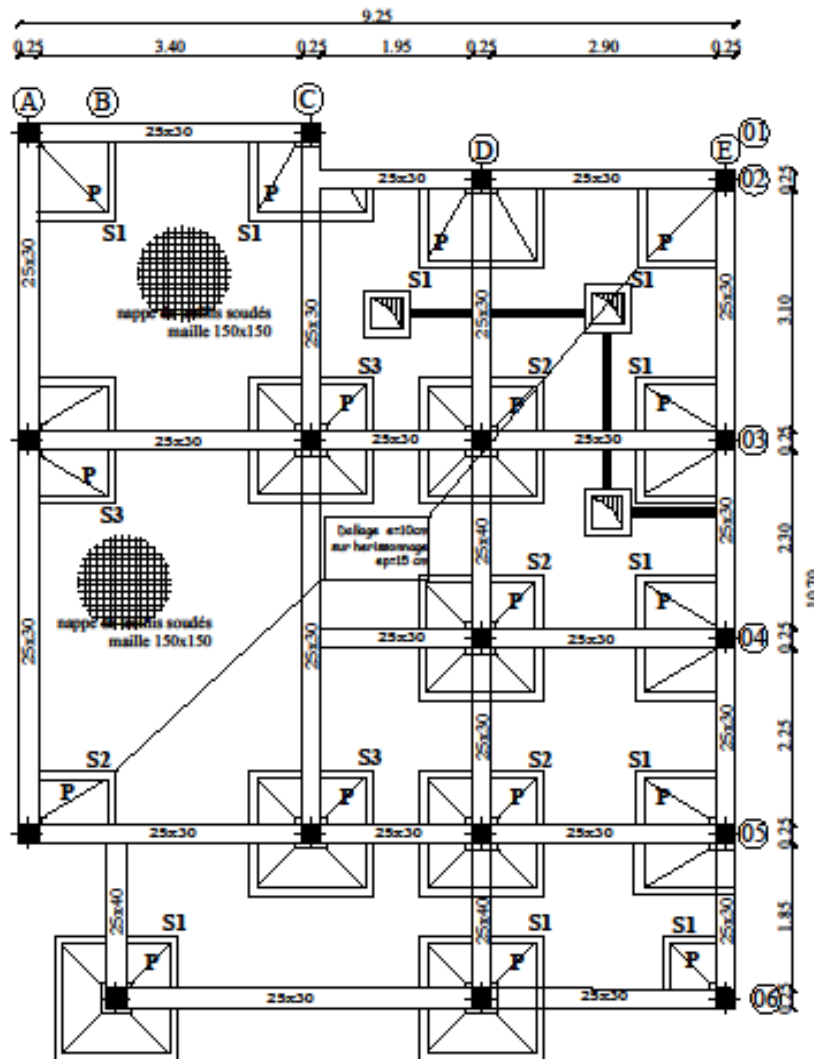
- Le plan de coffrage



Coffrage Plancher RDC Niv= 3.06 (Ech 1/50)



Coffrage Plancher etage Niv= 6.12m (Ech 1/50)

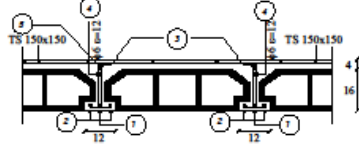


Coffrage de fondation (Ech 1/50)

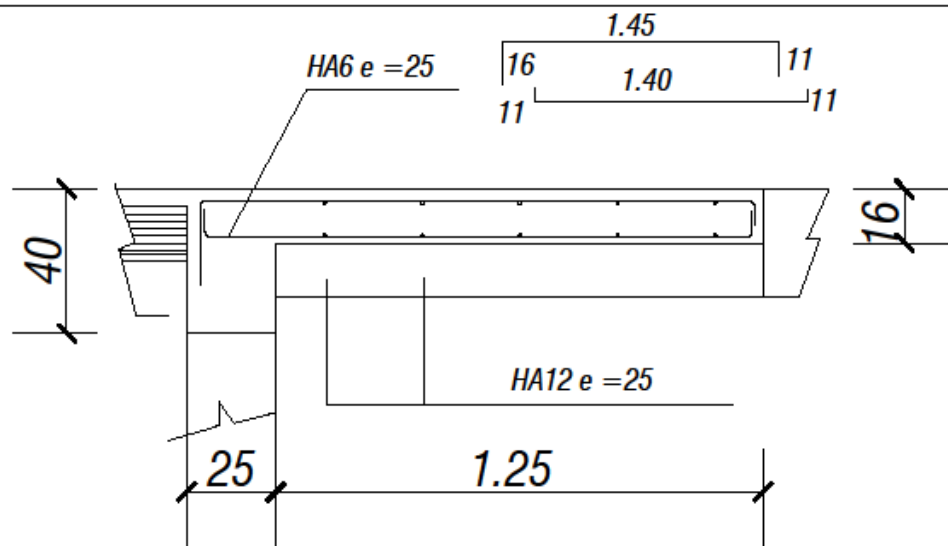
- Le plan de ferrailage

Les éléments secondaires

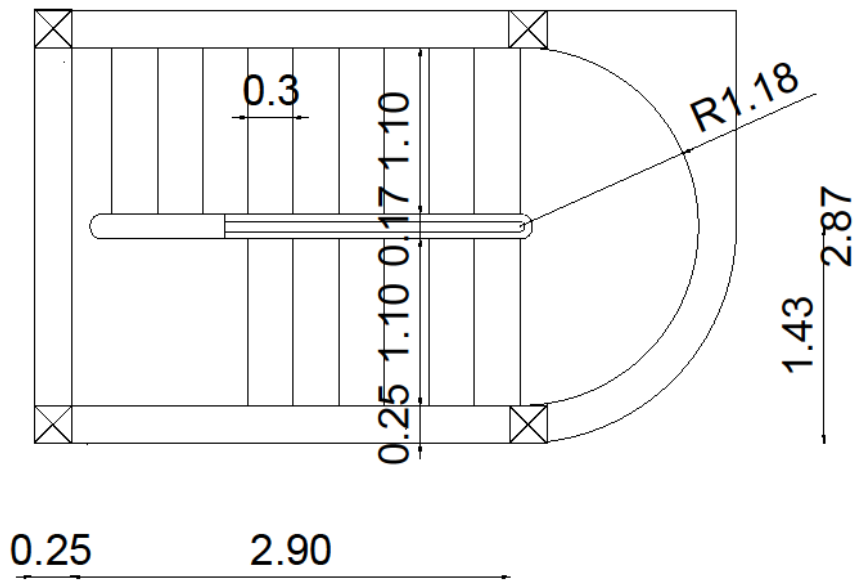
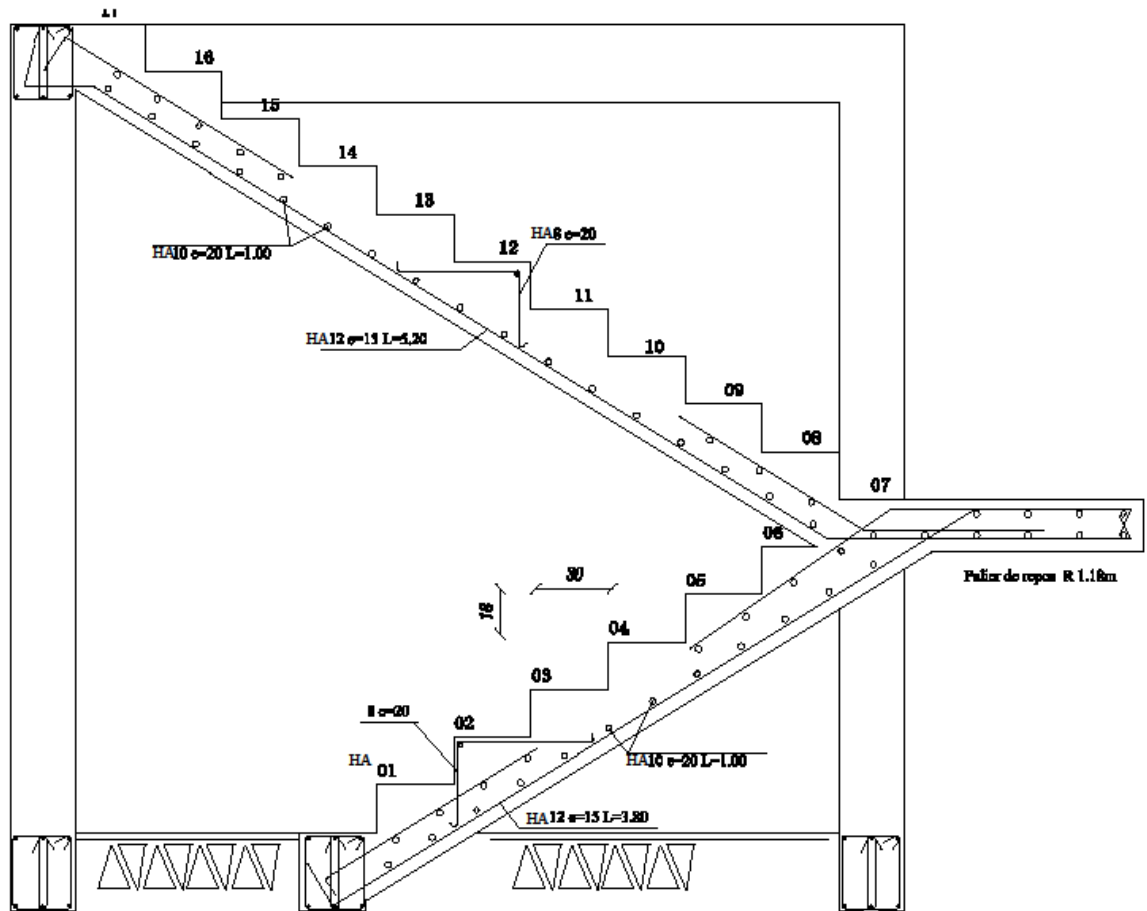
FERRAILAGE DES NERVURES NIV: +3.06,+6.12						
N°	Entre axe	1	2	3	4	Type
N1	3.65	$\frac{3.65}{1 \bar{T} 10 L = 3.65}$	$\frac{3.65}{2 \bar{T} 10 L = 3.65}$	$\frac{3.65}{1 \bar{T} 12 L = 3.65}$		16+4
N2	2.20	$\frac{2.20}{1 \bar{T} 10 L = 2.20}$	$\frac{2.20}{2 \bar{T} 10 L = 2.20}$	$\frac{2.20}{1 \bar{T} 12 L = 2.20}$		16+4
N3	3.15	$\frac{3.15}{1 \bar{T} 10 L = 3.15}$	$\frac{3.15}{2 \bar{T} 10 L = 3.15}$	$\frac{3.15}{1 \bar{T} 12 L = 3.15}$		16+4
N4	2.55	$\frac{2.55}{1 \bar{T} 10 L = 2.55}$	$\frac{2.55}{2 \bar{T} 10 L = 2.55}$	$\frac{2.55}{1 \bar{T} 12 L = 2.55}$		16+4
N5	4.50	$\frac{4.50}{1 \bar{T} 10 L = 4.50}$	$\frac{4.50}{2 \bar{T} 10 L = 4.50}$	$\frac{4.50}{1 \bar{T} 12 L = 4.50}$		16+4
N6	1.20	$\frac{1.20}{1 \bar{T} 10 L = 1.20}$	$\frac{1.20}{2 \bar{T} 10 L = 1.20}$	$\frac{1.20}{1 \bar{T} 12 L = 1.20}$		16+4



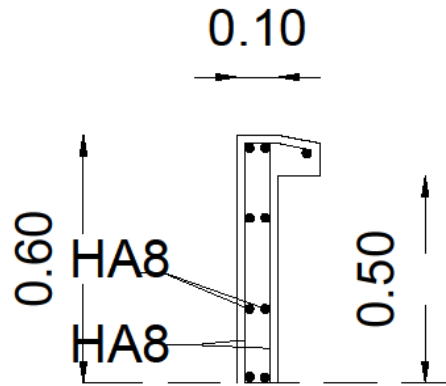
Ferrailage les nervures.



Ferrailage de balcon.



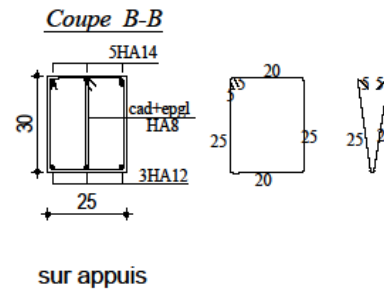
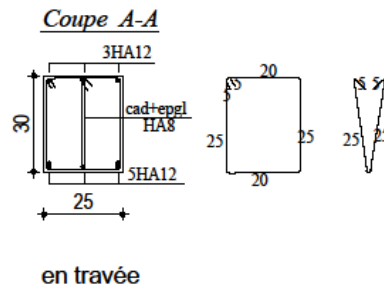
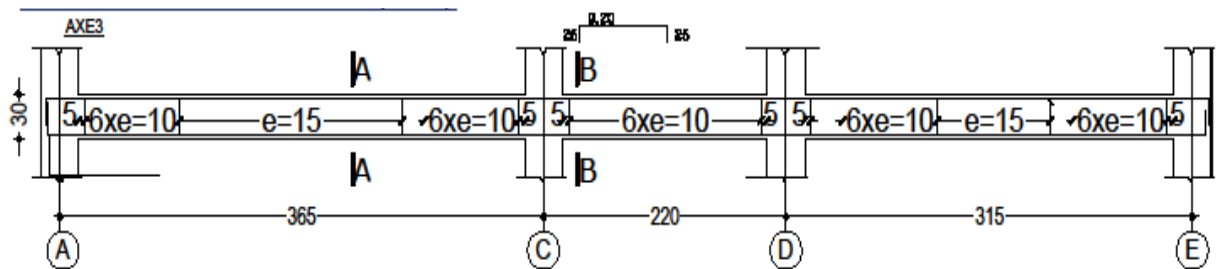
Ferraille de l'escalier



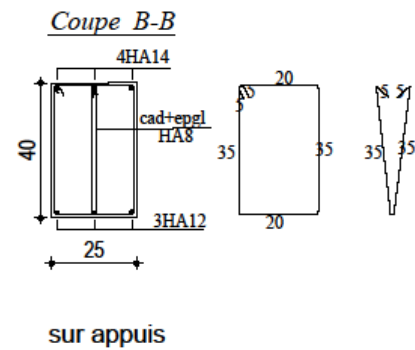
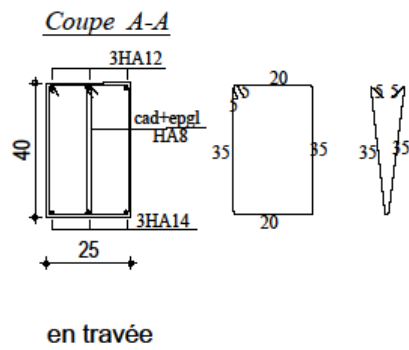
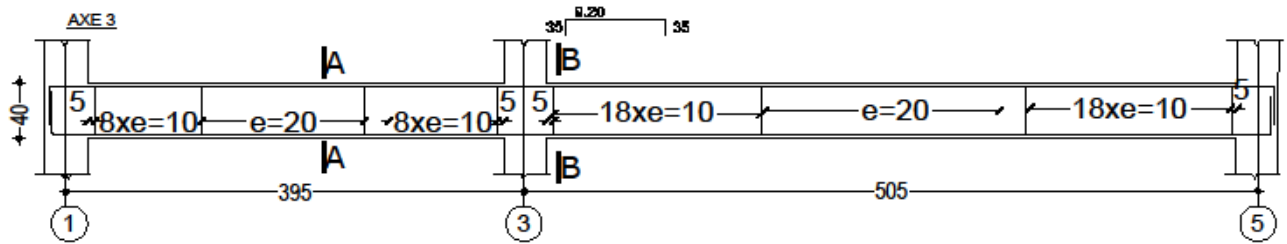
Ferrailage de l'acrotère.

- Les éléments structuraux

Les poutres



Ferrailage de la poutre chainage (25×30).



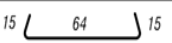
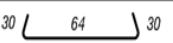
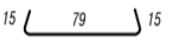
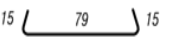
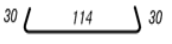
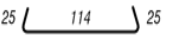
**Ferrailage de la poutre principale (25×40).**

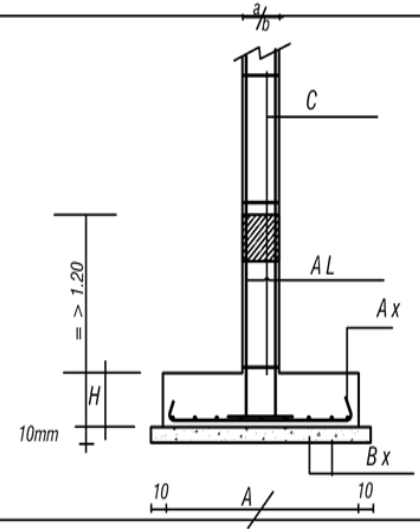
- Les poteaux



• Les fondations

FERRAILLAGE DES SEMELLES

N	COFFRAGE			FERRAILLAGE		COFF.		FERR.		Observations
	A	B	H	A x	B x	a	b	AL	C	
S1	70	70	20	15  15 HA 12 e=15 L=70	30  30 HA 12 e=15 L=70	25	25	HA6 e=10		ferr. voir poteaux
S2	85	85	20	15  15 HA 12 e=15 L=85	15  15 HA 12 e=15 L=85	25	25	HA6 e=10		
S3	120	120	30	30  30 HA 12 e=15 L=120	25  25 HA 12 e=15 L=120	25	25	HA6 e=10		



Ferrillage de la semelle.



## Conclusion Générale

Notre projet de fin cycle a porté sur l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation implantée en zone de faible sismicité.

Durant cette étude nous avons eu l'occasion de développer nos connaissances théoriques dans le domaine de calcul des structures, ainsi que l'acquisition de nouvelles notions théoriques et pratiques.

D'après ce travail on peut conclure que : La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement de son système de fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il faut bien étudier le sol choisi qui doit assurer la stabilité, durabilité et la sécurité de l'ouvrage à court et à long terme.

Pour calculer les éléments structuraux il faut :

- Estimer les charges et les sur charges que peut supporter chacun des éléments structuraux.
- Déterminer le ferrailage de chaque élément de la structure.
- Etablir les différents plans

Enfin nous espérons que ce travail, soit un document utile et de référence pour les prochaines promotions afin de mieux estimer l'ouvrage ainsi que la spécialité.

## Bibliographie

### **1. Réglements**

[1] : Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2 - 48.

[2] : J. P. Mougin, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2ème Edition, Eyrolles. 2000 p. 287.

[3] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.

### **2. Logiciels**

- Autocad 2017..... Dessin.
- Word 2013..... Traitement du texte.
- Power point ..... Présentation de mémoire.
- ROBOT BAT.....calcul de sollicitations.