



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 :**

Mehdaoui Zineb

Arabi Marwa

**DOMAINE : Sciences et Technologies**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Constructions Civiles et Environnement**

### **Thème**

## **Calcul d'un bâtiment à usage d'habitation (R+1) implanté à Laghouat**

**Soutenu le :**

**Jury de soutenance :**

**Nom et Prénom**

Benguit Ammar

Kouidri Zohra

Boukhelkhal Aboubakeur

**Grade**

Maitre Assistant A

Maitre Assistant A

Maitre de conférences A

**Qualité**

Président

Examinatrice

Encadreur

**Année Universitaire 2022-2023**



# Remerciements

## Remerciements

*Tout d'abord on tient à remercier « Allah » le tout puissant de nous avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener notre formation et pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nos remerciements vont à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que à tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur « Mr Boukheikhal Aboubakeur » pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience, sa confiance, et sa bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*On saisit également l'opportunité pour remercier « Mr Merah Ahmed », pour ses directives et conseils.*

*Nous remercions chaleureusement « Mr Sekkoum Mohamed », chef département de génie civil ainsi que les enseignants et le staff administratif du département de génie civil.*

*Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de participer au jury et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage*

# Dédicace

*Après ce long parcours' études, de travail et de persévérance, tout d'abord je remercie « ALLAH » le tout puissant qui m'a éclairé le bon chemin et qui m'a donné le pouvoir et la patience pour compléter ce difficile parcours, et grâce à lui que je suis là.*

*Je le dédie à ce que j'ai en ce monde, qui a été la raison de mon existence sur cette terre, qui a mis le paradis sous ses pieds, devant lequel je m'incline avec majesté et respect, et que j'espère recevoir. Sa satisfaction est ma mère bien-aimée, que Dieu prolonge sa vie.*

*A celui à qui je dois la vie, à celui qui m'a soutenu et a été une bougie allumée pour éclairer mon chemin, à celui pour qui je ressens de l'amour, de l'appréciation, du respect et de la gratitude, "Père", Que Allah prolonge sa vie. Aux compagnes de mon chemin, mes sœurs bien-aimées (soumaia, Meriem, Hiba al-Rahman et mon ami marwa)*

*A mon frère, la prunelle de mes yeux, Mohammad Ibrahim Al-Khalil, A mon deuxième frère, Karim*

*À notre petite princesse, Iline Qamar*



*Mehdaoui Zineb*

# *Dédicace*

*Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui son enrichit mes savoirs. Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblée et fière.*

*J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :*

*\*A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.*

*\*A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*

*\*A mon compagne de mon chemin, ma sœur bien-aimée (Khouloud).*

*\*A mon frères, la prunelle de mes yeux Walid, A mon deuxième frère, Abderrzak.*

*\*A ma grand-mère, mes tantes et leurs enfants.*

*\*Je remercie mon binôme, zineb et toute sa famille, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*\*À notre petite princesse, Iline Qamar.*

*\* Et enfin à tous mes amis, qu'ils soient de près ou de loin.*

*Arabi Marwa*

# ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكون من طابق الارضي + طابق علوي والمقرر بناؤه في منطقة الاغواط المصنفة. حسب قواعد البناء المضاد للزلازل المطبقة في الجزائر، تعتبر منطقة الاغواط منطقة ضعيفة النشاط الزلزالي (I)، مقاومة هذا البناء مؤمنة عن طريق نظام هيكل مقاوم (أعمدة و روافد). تحديد الابعاد و حساب التسليح لكل العناصر الأساسية و الثانوية و كذا الاساسات تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها:

- قواعد التصميم والحساب للهياكل الخرسانية المسلحة 93.

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003.

# Résumé

Le but de ce travail est d'étudier une structure de bâtiment en béton armé composée de RDC et d'un seul étage (RDC), et implantée à wilaya de Laghouat. Selon le régelement parasismique Algérien, cette région est considérée de faible sismicité (zone I), la stabilité du bâtiment est donc assurée par un système de contreventement autostable (poteaux et poutres). Le dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux et des fondations ont été fait conformément au :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ( CBA93) .

Règlement parasismique algérien ( RPA version 2003) .

# *Sommaire*

Remerciement

Liste des figures.....	I
Liste des tableaux.....	II
Liste des notations.....	III
Introduction générale.....	01
<b>Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b> .....	<b>02</b>
1.1. Introduction .....	02
1.2. Situation de l'ouvrage .....	02
1.3. Description de l'ouvrage.....	02
1.3.1. Dimensions en élévation.....	02
1.3.2. Dimensions en plan.....	02
1.3.3. Ossature.....	02
1.3.3. Plancher.....	03
1.3.4. Cage d'escalier.....	03
1.3.5. Maçonnerie.....	03
1.3.6. Revêtement.....	03
1.4. Caractéristique physique et mécanique des matériaux.....	03
1.4.1 Béton.....	03
1.4.2 Acier .....	07
1.5. Actions et combinaisons de calcul : .....	08
1.6. Sollicitations de calcul : .....	09
1.6.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis ELU (résistance et de stabilité de forme) : .....	09
1.6.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service (ELS) .....	10

<b>Chapitre 2 : Pré Dimensionnement, descente de charges et calculs des éléments secondaires</b> .....	11
2-1- Introduction.....	11
2-2- Détermination des charges et surcharges.....	11
2-2-1- Charges permanents.....	11
2-3-Pré dimensionnement des éléments.....	13
2-3.1- Pré-dimensionnement des planchers.....	13
2-3.2- Pré-dimensionnement des poutres.....	14
2-3.3- Pré-dimensionnement des poteaux.....	15
2-4.Calcul et ferrailage des éléments secondaires.....	22
2-4-1.Introduction.....	22
2-4-2.Plancher à corps creux.....	23
2-4-3.Acrotère.....	32
2-4-4.Balcons.....	32
2-4-5. Escaliers.....	36
<b>Chapitre 3 : Calcul des éléments structuraux et des fondations</b> .....	56
3-1-Introduction.....	56
3-2- Etude des éléments porteurs.....	56
3-2-1. Ferrailage des poteaux.....	56
3-2-2. Ferrailage des poutres.....	62
3-3- Système de fondations.....	69
3-3-1. Etude du sol.....	69
3-3-2. Définition d'une fondation superficielle.....	70
3-3-3. Calcul des fondations.....	71
3.3.4. Calcul du ferrailage .....	73
Conclusion générale.....	75
Références bibliographiques.....	76
Annexes.....	77

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau.1.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers.....	07
Tableau 1.2 : Coefficients $\Psi_{0i}$ , $\Psi_{1i}$ $\Psi_{2i}$ selon les règles BAEL [1-6].....	10
Tableau 2.1 : Vérification de poutre (25×40) .....	15
Tableau 2.2 : Vérification de poutre (25×30).....	15
Tableau 2.3 : Vérification de poteaux.....	17
Tableau 2.4. Résultat totale de dimensionnement des poteaux.....	22
Tableau 2.5: Les Moments isostatiques à ELU et ELS.....	28
Tableau 2.6 : Evaluation des charges de balcon.....	33
Tableau 2.7 : Contraintes caractéristique du béton et de l'acier.....	35
Tableau 2.8: Evaluation de charge permanent de paillasse de l'escalie.....	39
Tableau 2.9: Evaluation de charge permanent de palier de l'escalier.....	39
Tableau 2.10: Combinaison des charges de l'escalier.....	41
Tableau 2.11 : Les moments à ELU et ELS.....	42
Tableau 2.12: Evaluation de charge permanent de poutre palière.....	47
Tableau 2.13 : Les moments à ELU et ELS poutre palière .....	48
Tableau 3.1 : Résultants obtenus par l'Autodesk Robot structural 2019.....	53
Tableau 3.2 : Résultants obtenus par l'Autodesk Robot structural 2019.....	59
Tableau 3.3 : contraintes caractéristique du béton et de l'acier.....	60
Tableau 3.4 : choix les armatures des poutres.....	63
Tableau 3.5 : les surfaces des semelles.....	69

## ***LISTE DES FIGURES***

Figure 1.1 : Présentation du bâtiment étudié.....	02
Figure 1.2. Diagramme contraintes- déformations de béton à l'ELU.....	05
Figure 1.3. Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	08
Figure 2.1: Plancher corps creux.....	14
Figure 2.2: Représentation du poteau le plus sollicité.....	18
Figure 2.3: Section réduite du poteau.....	21
Figure 2.4: Disposition des armatures de la table de compression.....	24
Figure 2.5: Les sections considérées pour le calcul des ferrillages.....	29
Figure 2.6: Ferrailage des poutrelles.....	32
Figure 2.7 : Schéma représentatif de l'acrotère.....	32
Figure 2.8 : Schéma statique de balcon.....	34
Figure 2.9 : Schéma d'escalier en perspective.....	37
Figure 2.10: schéma statique.....	37
Figure 2.11 : Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance.....	40
Figure 2.12: Le diagramme des moments à ELU.....	40
Figure 2.13 : Le diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	40
Figure 2.14 : Sollicitation a' l'état limite de service.....	41
Figure 2.15 : Le diagramme des moments à ELS.....	41
Figure 2.16 : Le diagramme de l'effort tranchant à ELS.....	41
Figure 2.17 : Ferrailage de l'escalier en travée.....	44
Figure 2.18 : Schéma statique de la poutre palière.....	47
Figure 2.19 : Le diagramme des moments à ELU.....	47
Figure 2.20 : Le diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	47
Figure 2.21 : Le diagramme des moments à ELS.....	47
Figure 2.22: Le diagramme de l'effort tranchant à ELS.....	48
Figure 2.23 : Dimensions de la poutre palière.....	48
Figure 2.24 : Ferrailage de la poutre palière.....	52
Figure 3.1: Les moments et les efforts tranchants des poteaux à ELU.....	54
Figure 3.2: Les moments et les efforts tranchants des poteaux à ELS.....	54
Figure 3.3 : Ferrailage de poteau.....	58
Figure 3.4: Le diagramme des moments des poutres à ELU.....	59
Figure 3.5: Le diagramme des moments des poutres à ELS.....	59

Figure 3.6 : Ferrailage de poutre (25×40).....	65
Figure 3.7 : Ferrailage de poutre (25×30).....	65
Figure 3.8 : Semelles isolées.....	67
Figure 3.9 : Semelles <i>filantes</i> .....	67

## ***LISTE DES NOTATIONS***

A	Aire d'une section d'acier
A'	Section d'aciers comprimés
$A_{ser}$	section d'aciers pour l'ELS
B	Section d'aciers pour l'ELU
Br	Section réduite
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
F	Force ou action générale
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	Longueur ou portée
M	Moment en général
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_{ser}$	Moment de calcul de service
N	Effort normal
$N_u$	Effort normal d'ultime
$N_{SER}$	Effort normal en service
Q	Action ou charge variable
S	Section
T	Effort tranchant
A	Une dimension transversale
b	Une dimension longitudinale
$b_0$	Epaisseur brute de l'arme d'une section
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours
$f_{t28}$	Résistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
$h_0$	Epaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé
J	Nombre de jours
k	Coefficient en général
$l_f$	Longueur de flambement
$\alpha$	Angle en général, coefficient
$\gamma$	Coefficient de poison
$\theta$	Coefficient
$\mu$	Coefficient
$\Sigma$	Contrainte normale
$\sigma_b$	Contrainte de compression du béton
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$\tau$	Contrainte tangente
$E_{ij}$	Le module de déformation instantanée

## *Introduction générale*

Le domaine d'application du génie civil est le très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. L'ingénieur en génie civil est un acteur principal dans l'opération de construction, il s'occupe de la conception et de l'étude d'un nouveau projet, du contrôle de la réalisation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures dans l'objectif d'assurer la sécurité du public.

La phase d'étude du projet consiste à examiner tous les dangers que peut un projet soumettre pendant sa durée de vie. Ces dangers viennent des charges appliquées par le poids de la structure ainsi que les charges extérieures (usager, vent, séisme, température.....etc).

Dans ce mémoire de licence, nous allons étudier un projet de bâtiment en rez-de-chaussée avec un seul étage (R + 1) implanté dans la Wilaya de Laghouat.

Le présent manuscrit est divisé en trois chapitres avec une introduction générale et des conclusions générales. Le premier chapitre présente les différentes données liées au projet (géométrie, situation, destination) ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement et aux calculs des éléments secondaires. Le dernier chapitre décrit les méthodes de calculs des sollicitations et de ferrailage pour les éléments structuraux et les fondations.

# *Chapitre 1*

## **Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

## 1.1. Introduction :

Dans ce travail, nous allons étudier une structure composée d'un Rez-de-chaussée avec un seul étage (R+1) à usage d'habitation.

## 1.2. Situation de l'ouvrage :

Notre projet sera implanté dans la Wilaya de Laghouat qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA99-version 2003) en zone I.

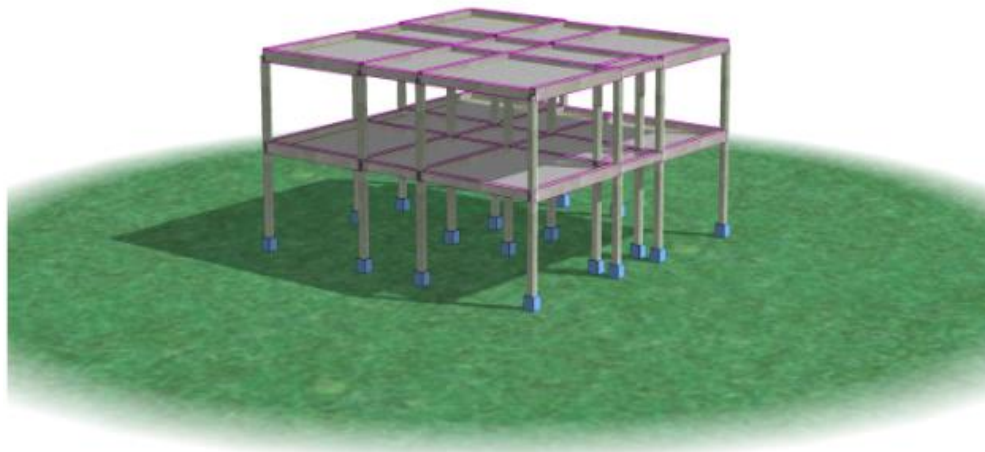
## 1.3. Description de l'ouvrage :

### 1.3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur de l'étage : 3,06 m
- Hauteur totale de la structure : 6,12 m

### 1.3.2. Dimensions en plan :

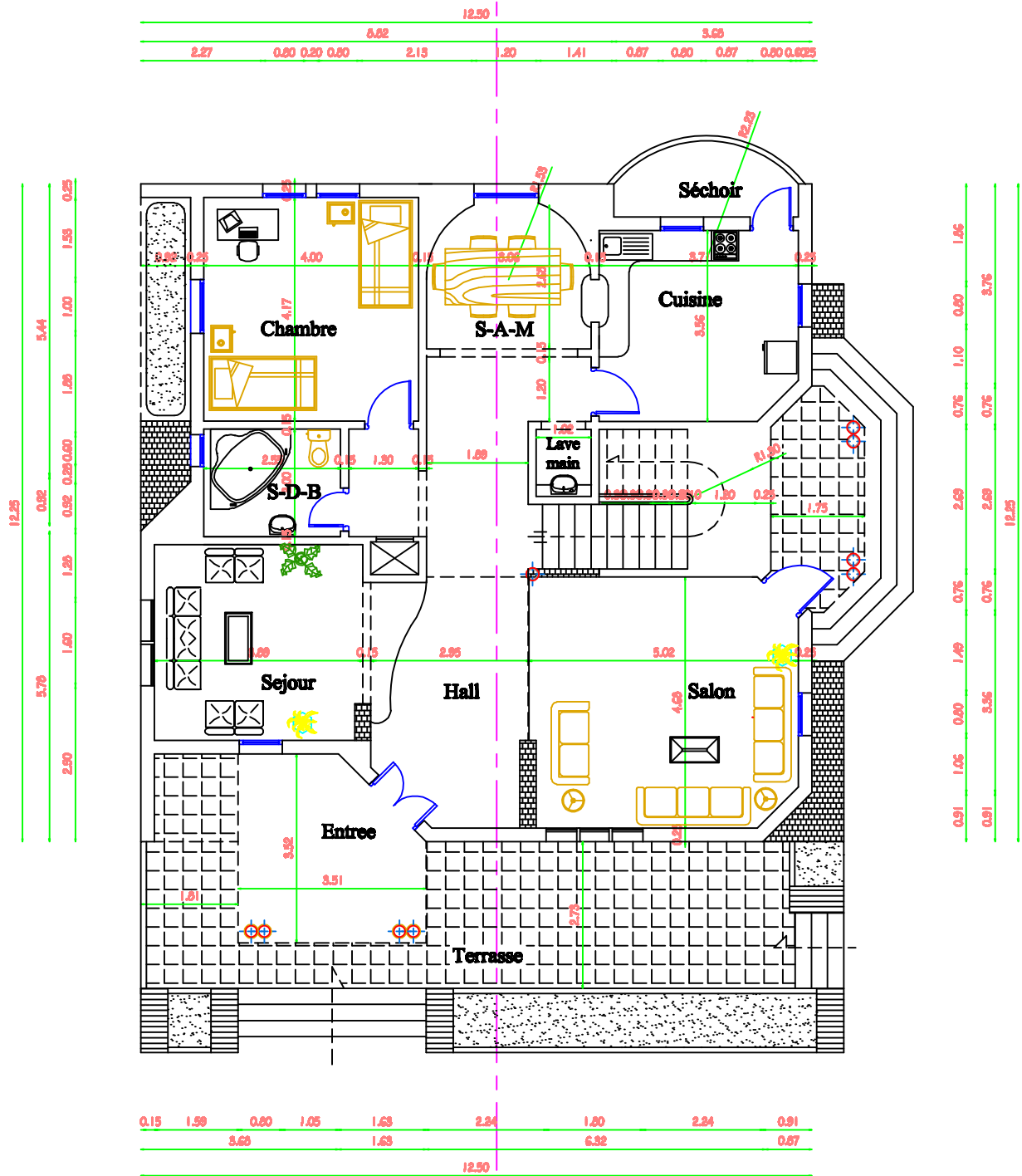
- Largeur totale : 12,5 m
- Longueur totale : 12,25m



**Figure 1.1 : Présentation du bâtiment étudié**

### 1.3.3. Ossature :

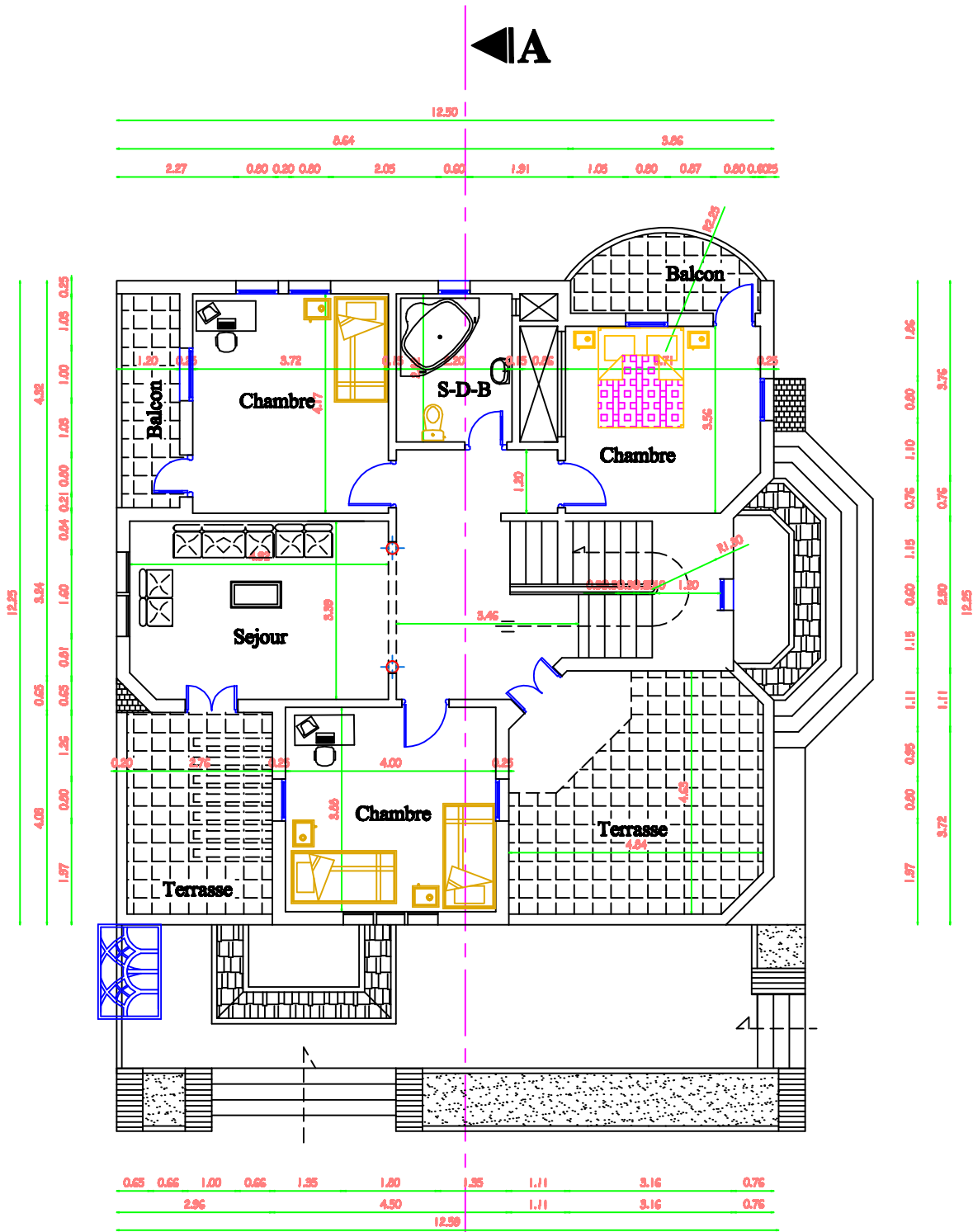
Pour assurer la stabilité de la structure, nous avons choisi un système structural en portiques (poteaux- poutre).



Plan RDC  
Ech: 1/100

Surface : 157

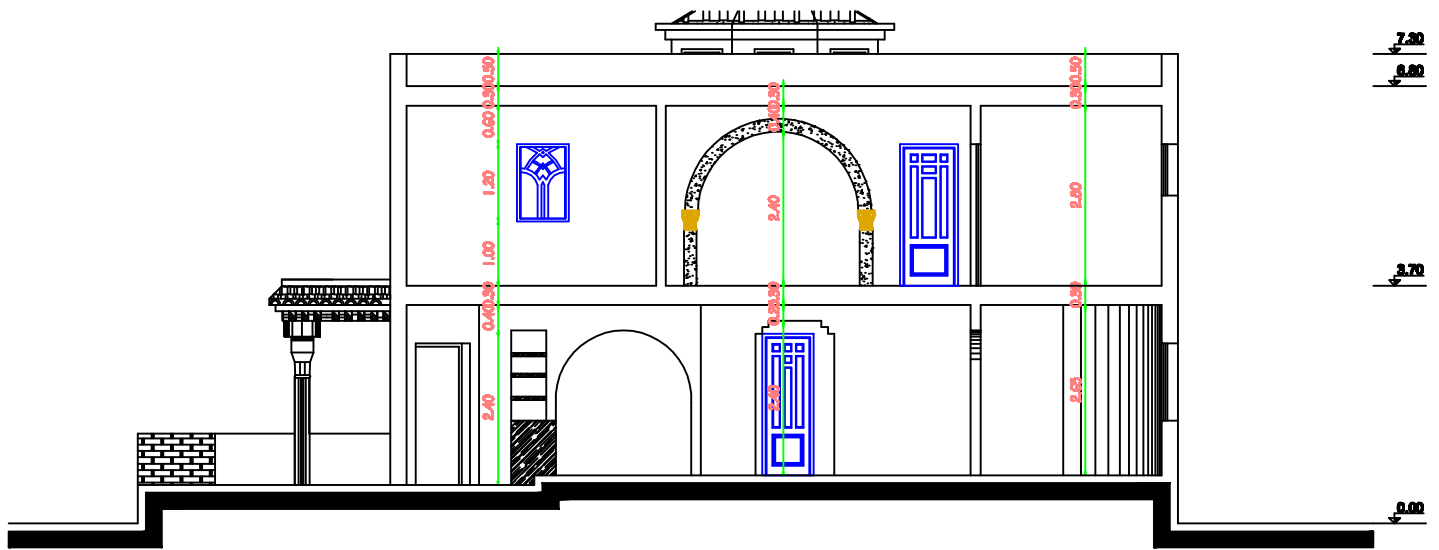




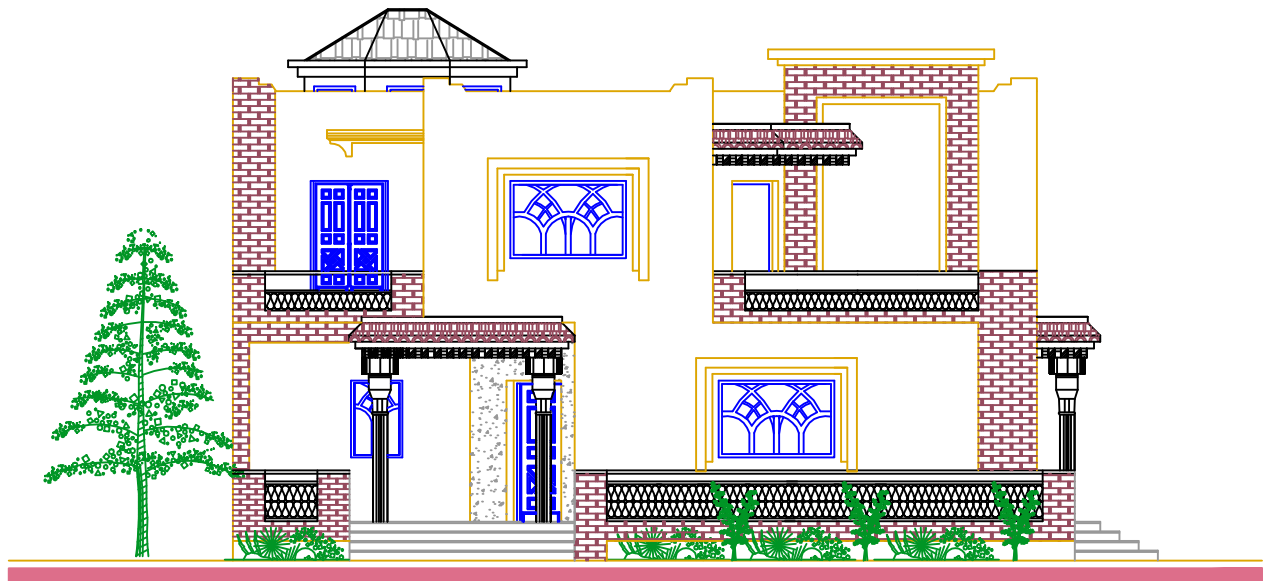
Plan Etage  
Ech: 1/100

Surface : 120





Coupe A-A



Facade Principale

#### 1.3.4. Plancher :

Deux types de plancher ont été utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### 1.3.5. Cage d'escalier :

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

#### 1.3.6. Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :

Murs extérieurs :

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5m.
- Brique creuse de 10cm.

Murs intérieurs :

- Brique creuse de 10 cm.

#### 1.3.7. Revêtement :

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

### 1.4. Caractéristique physique et mécanique des matériaux

#### 1.4.1. Béton :

a. Composition :

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 », car en général, 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 CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux .

**Granulats** : Deux types granulats seront utilisés :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 5$ )
- Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 15$ ) et ( $15 \leq D_g \leq 25$ )

**L'eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation , elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton :

Au point de vue mécanique le béton est défini par deux résistances (résistance à la compression et résistance à la traction).

◆ *Résistance à la compression* :

Pour un âge de 28 jours la résistance à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

◆ *Résistance à la traction* :

La résistance caractéristique à la traction du béton au jour j est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPA).}$$

c. Contraintes limites :

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

1. *Etat limite ultime* : Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par loi parabole-rectangle sur un diagramme contraint déformations donné sur la figure1.1

Ci- après, avec sur cette figure1.1 :  $\varepsilon_{bc1} = 2\%$

$$\varepsilon_{bc1} = 3,5\%$$

- La contrainte ultime du béton en compression :

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

$$\gamma_b \begin{cases} 1,5: \text{ELU normale} \\ 1,15: \text{ELU accidentale} \end{cases}$$

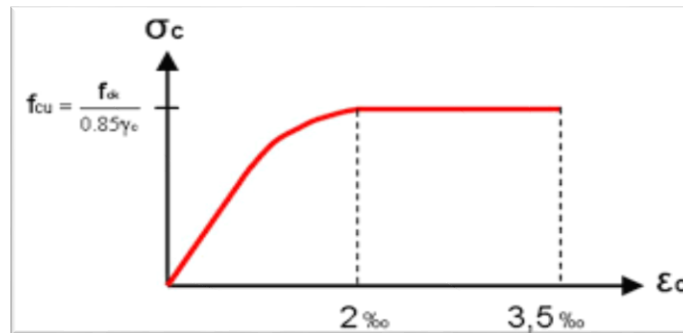
$\theta$ : est coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si la durée est supérieure 24h.

$\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1h.

→Le coefficient de Minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage du béton.



**Figure 1.2. Diagramme contraintes- déformations de béton à l'ELU**

2. *Etat limite de service :*

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_v = E_{vj}$  et  $U = 0,2$  la résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

-La contrainte limite de service :

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28}$$

d. Déformation du béton :

Déformation longitudinale (B.A.E.L.A.2.1 ,2) on distingue :

-Le module de déformation instantanée (symbole  $E_{ij}$  durée d'application des charges < 24heures)

$$E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{\frac{1}{3}}(\text{MPa})$$

-Le module de déformation différée (longue durée d'application) (symbole  $E_{vj}$ )

$$E_{vj} = 3700 f_{c_j}^{\frac{1}{3}}(\text{MPa})$$

La valeur de ces modules intervient dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

e. Contrainte de cisaillement :

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

Avec :

$V_u$ : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisillée.

$b_0$ : largeur de la section

$d$  : hauteur utile de la poutre.

On vérifie par suite que :

Si la fissuration est peu nuisible :

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

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

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

f. Coefficient de poisson :

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

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

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

g. Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement la diminution des dimensions initiales est dit retrait.

h. Fluage :

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

*1.4.2. Acier :*

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

Module d'élasticité :  $E = 2 \times 10^5 \text{MPa}$

Limite d'élasticité selon le type.

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

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400	400

Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses FeE 235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence FeE 400 « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ( $150 \times 150 \text{mm}^2$ ) avec  $\varnothing \leq 6 \text{mm}$ .

*a. Les contraintes limites :*

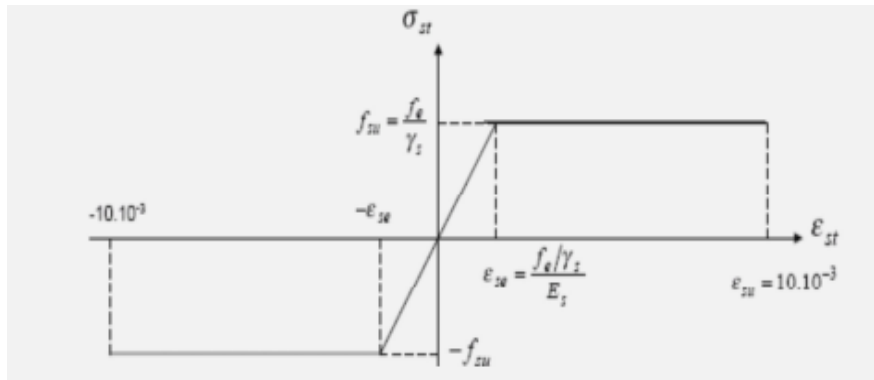
*1. Etat limite ultime :*

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.



**Figure 1.3. Diagramme contraintes- déformations d'acier**

*b. Etat limite de service :*

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right].$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min [0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}]$$

Avec :

$\eta$  : coefficient d fissuration :

$\eta$  : 1 pour les aciers ronds lisses.

$\eta$  : 1,6 pour les aciers a haute adhérence

### 1.5. Actions et combinaisons de calcul :

Les actions sont l'ensemble des charges permanentes, climatiques et d'exploitations Appliquées à la structure

*Action permanentes(G)* : elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comporte :

Le poids propre de la structure.

Les charges de la superstructure, d'équipements fixes.

*Actions variables(Q)* : ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, elles sont définies par les textes réglementaires.

*Actions accidentelles* : (séisme, action du feu, chocs...).

#### b. Combinaisons de calcul

Pour une situation donnée, il convient de rechercher les combinaisons d'action les plus dangereuses. Car la sécurité une fois assurée pour celle-ci le sera pour toutes les autres.

Trois types de combinaisons sont à envisager :

- Combinaisons fondamentales (ELU).
- Combinaisons accidentelles (ELU).
- Combinaisons rares (ELS).

### 1.6. Sollicitations de calcul :

Pour une combinaison d'action donnée, on calcul les sollicitations, c.-à-d., le moment de flexion, le moment de torsion, l'effort normal et l'effort tranchant à l'aide des méthodes de la résistance des matériaux, ou d'autres méthodes.

#### 1.6.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis ELU (résistance et de stabilité de forme) :

##### a. Combinaison fondamentale :

$$S_D = 1,35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1,3 \times \varphi_{Qi} \times Q_i$$

Avec :

$G_{\max}$  : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : Ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres actions variables dites d'accompagnement avec leur coefficient  $\psi_{0i}$

##### b. Combinaison accidentelle :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \varphi_{11} Q_1 + \sum \varphi_{2i} Q_i$$

Avec :

- $F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\varphi_{11} Q_1$  : valeur fréquente d'une action variable.
- $\varphi_{2i} Q_i$  : valeur quasi permanente d'une action variable

## 1.6.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service (ELS) :

Elles résultent de la combinaison d'action suivante dite combinaison rare :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \varphi_{oi} Q_i$$

**Tableau 1.2. Coefficients  $\Psi_{0i}$ ,  $\Psi_{1i}$   $\Psi_{2i}$  selon les règles BAEL [1-6]**

		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle	
Nature des charges		$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Charges d'exploitation	Archives	0,90	0,90	0,80
	Parcs de stationnement	0,90	0,75	0,65
	Salles de réunions -à places assises -à places debout	0,77	0,65	0,4
		0,77	0,75	0,25
	Salles d'exposition-Halles divers	0,77	0,75	0,25
	Autres locaux	0,77	0,75	0,65
Charges Climatiques	Vent (W)	0,77	0,20	0
	Neige (Sn) -altitude $\leq$ à 500 m -altitude $>$ à 500 m	0,77	0,15	0
		0,77	0,30	0,1
	Variation de températures	0,6	0,5	0

# *Chapitre 2*

**Pré dimensionnement,  
descente de charges  
et calcul des éléments  
secondaires**

## 2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » de sections des différents éléments de la structure. Il sera fait selon les règles du BAEL91 et CBA93, et du RPA 99 Version 2003, et pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surface revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

## 2.2. Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2) :

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

### 2.2.1. Charges permanentes :

#### a. Plancher terrasse :

Protection en gravillon (5cm)	$0,05 \times 10 = 0,05 \text{ KN/m}^2$
Etanchéité multicouche (2cm)	$0,12 \text{ KN/m}^2$
Protection de l'étanchéité par papier Kraft	$0,50 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente	$0,10 \times 22 = 2,20 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique (liège)	$0,20 \text{ KN/m}^2$
Film par vapeur	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Film polyane	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Dalle en corps creux (20 + 4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 6,95 \text{ KN/m}^2$

*b. Plancher étages :**1. Plancher en corps creux :*

Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Plancher (20+4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

*2. Plancher en dalle pleine :*

Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine	$6,25 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 8,93 \text{ KN/m}^2$

*c. Maçonnerie :*

Enduit ciment	$0,18 \text{ KN/m}^2$
Briques creuse (10 + 5)	$3,35 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre	$0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 3,77 \text{ KN/m}^2$

### 2.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

#### 2.3.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Dans notre structure deux types de plancher ont été utilisé :

##### a. Planchers en corps creux :

Le plancher en corps creux est un aire plane horizontale limitant les étages, une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan . L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont but de limiter la flèche.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22,5}$$

$L_{MAX}$  : La portée entre nus d'appuis poutres principales.

Résistance au feu:

e = 07cm : pour une (01) heure coup de feu.

e = 11cm : pour deux (02) heures de coup feu.

e = 15cm : pour trois (03) heures de coup feu.

Donc, on a :  $L_{MAX} = 495 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{495}{22,5}$$

$$h_t \geq 24 \text{ cm}$$

On prend donc :  $h_t = 24 \text{ cm}$  ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (20 + 4).

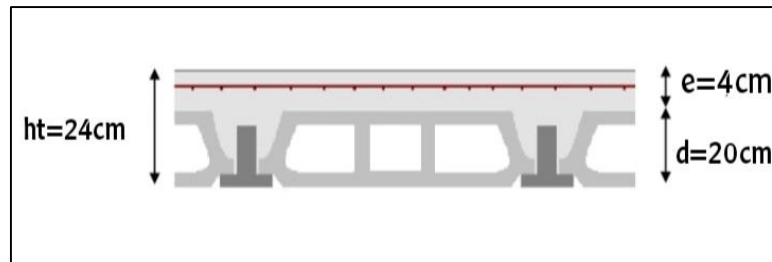
$$h_t = (d + e)$$

$$h_t = (20 + 4) \text{ avec : } d = 20 \text{ cm et } e = 4 \text{ cm}$$

Avec  $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

D : Hauteur du corps creux.

E : La hauteur de la dalle de compression



**Figure 2.1: Plancher corps creux**

*b. dalle pleine :*

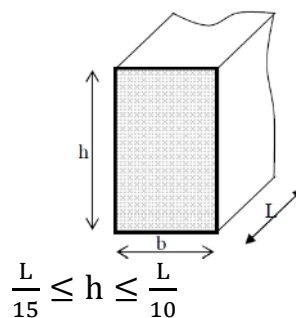
Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux) .

*2.3.2 .Pré-dimensionnement des poutres :*

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

*a. Poutre principale :*



$$L_{max} = 5,05 \text{ m} \quad \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \rightarrow 33,66 \leq h \leq 50,5$$

Donc : la hauteur de la poutre est :  $h = 40\text{cm}$

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

H: Hauteur de la poutre

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

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

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

Donc :  $b = 25\text{cm}$ .

Soit pour les poutres une section de  $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification des conditions du RPA : les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA 99 version 2003.

**Tableau 2.1 : Vérification de poutre (25 × 40)**

$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 40$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 25$	Vérifiée
$h/b \leq 4 \text{ cm}$	$h/b = 40/25 = 1,6$	Vérifiée

*b. Poutre secondaire :*

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

$$L_{max} = 2,75 \text{ m} \quad \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \rightarrow 18,33 \leq h \leq 27,5$$

Donc : la hauteur de la poutre est :  $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 20$$

Donc :  $b = 25 \text{ cm}$ .

Soit pour les poutres une section de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Vérification des conditions du RPA :

**Tableau 2.2 : Vérification de poutre (25 × 30)**

$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 30$	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 25$	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	$h / b = 30/25 = 1,2$	vérifiée

*2.3.3. Pré-dimensionnement des poteaux :*

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul en compression simple basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :

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

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93, l'effort normal ultime  $N_U$  agissant sur un poteau doit être égale à la

Valeur suivant :

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

Avec :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ )

$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm}) \dots \dots \dots$  Pour une section rectangulaire.

$B_r = (a - 2\text{cm})^2 \dots \dots \dots$  Pour une section carrée.

$A$  : Section d'acier 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 (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : Coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique ( $\lambda$ ) qui valeur :

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

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

✓ 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 , pour les bâtiments à étages qui son contreventés par des voiles en béton armé, la longueur  $l_f = 0,7l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

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

*Vérification vis à du RPA 99/v2003 :*

Les dimensions de la section transversale retenue pour les poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA 99 version 2003 :

Min ( $b_1$  ,  $h_1$ )  $\geq$  25 cm en zone I et II <sub>a</sub> .

Min ( $b_1$  ,  $h_1$ )  $\geq$  30 cm en zone II <sub>b</sub> et III .

Min ( $b_1$  ,  $h_1$ )  $\geq \frac{h_e}{20}$

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

**Tableau 2.3 : Vérification de poteaux**

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min ( $b_1$ , $h_1$ ) $\geq$ 25	Min ( $b_1$ , $h_1$ ) = 25cm	ok
Min ( $b_1$ , $h_1$ ) $\geq \frac{h_e}{20}$	Min ( $b_1$ , $h_1$ ) $\geq \frac{h_e}{20}$ Min ( $b_1$ , $h_1$ ) = 25cm $\geq \frac{306}{20}$ Min ( $b_1$ , $h_1$ ) = 25cm $\geq$ 15,3	ok
$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ $0,25 < \frac{25}{25} < 4$ $0,25 < 1 < 4$	ok

*a. dimensions du poteau le plus sollicité : (B-3)*

D'après les calculs des surfaces reprisent par le poteau, on trouve un seul poteau de grand surfaces, on choisit le poteau (B-3).

Avec :

$$S_{poteau} = \left( \frac{4,8}{2} + \frac{2,75}{2} \right) \times \left( \frac{2,7}{2} + \frac{5,05}{2} \right)$$

$$S_{poteau} = 14,63 \text{ cm}^2$$

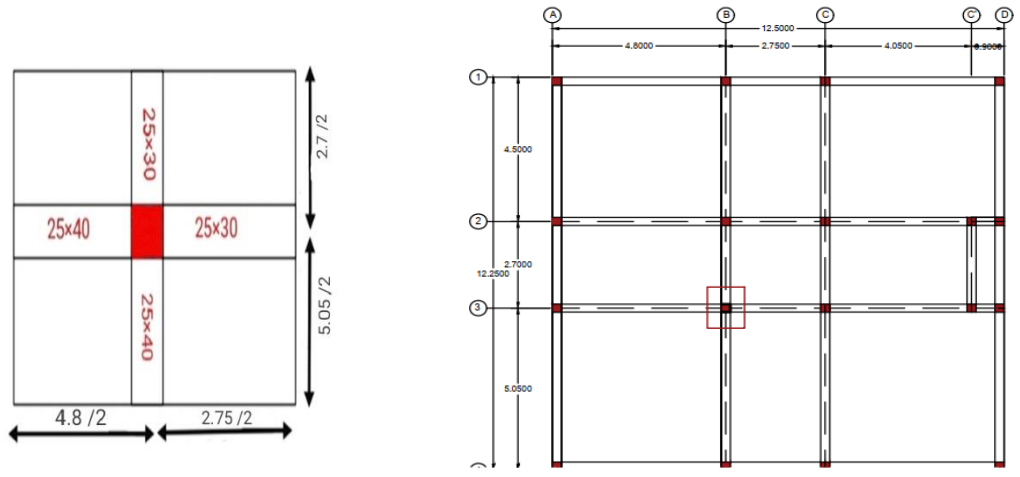


Figure 2.2 : Représentation du poteau le plus sollicité

*b. La surface du plancher supportée par le poteau :*

$$S_{plancher} = \left( \frac{4,8-0,25}{2} + \frac{2,75-0,25}{2} \right) \times \left( \frac{2,7-0,25}{2} + \frac{5,05-0,25}{2} \right)$$

$$S_{plancher} = \left( \frac{4,55}{2} + \frac{2,5}{2} \right) \times \left( \frac{2,45}{2} + \frac{4,8}{2} \right)$$

$$S_{plancher} = 12,78 \text{ cm}^2$$

*c. Calcul de l'effort normal ultime « Nu » :*

$$Nu = [1,35(G_E + G_T) + 1,5(Q_E + Q_T)] \times S_{plancher} + G_{poteau} + G_{p.p} + G_{ch}$$

Avec :

$G_{p.p}$  : poids propre de poutre principale.

$G_{ch}$  : poids propre de poutre secondaire.

Donc :

$$N_{u\ B-3} = [1,35(G_E + G_T) + 1,5(Q_E + Q_T)] \times S_{plancher} + 1,35(G_{poteau} + G_{p.p} + G_{ch})$$

Poids propre de plancher :

$$G_{plancher} = [1,35(5,53 + 6,06) + 1,5(1,5 + 1)]$$

$$G_{plancher} = 19,40 \times 12,78$$

$$G_{plancher} = 247,93 \text{ KN}$$

Poids propre de poteau :

$$G_{poteau} = (a \times b \times h \times \rho_{\text{béton}})$$

$$G_{poteau} = (0,25 \times 0,25 \times 6,12 \times 25) \times 1,35$$

$$G_{poteau} = 12,91 \text{ KN}$$

Poids propre de poutre principale et chaînage :

$$G_{p,p \text{ et } ch} = (0,40 \times 0,25 \times \frac{4,55}{2} \times 25) + (0,30 \times 0,25 \times \frac{2,5}{2} \times 25) + (0,30 \times 0,25 \times \frac{2,45}{2} \times 25) + (0,30 \times 0,25 \times \frac{4,8}{2} \times 25) \times 1,35$$

$$G_{p,p \text{ et } ch} = 22,05 \text{ KN}$$

$$N_{uB-3} = 247,93 + 12,91 + 22,05$$

$$N_{uB-3} = 282,89 \text{ KN}$$

*d. Calcul de section réduite du poteau « B<sub>r</sub> » :*

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

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

$$\text{On à : } \frac{A}{B_r} = 1\%$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \frac{\alpha}{1,1} \left( \frac{25}{0,9 \cdot 1,1,5} + 0,01 \frac{400}{1,15} \right)$$

Calcul  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7l_0$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 \longrightarrow l_f = 2,142$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec : I : Moment d'inertie on « m<sup>4</sup> ».

A : Section de poteau on « m<sup>2</sup> ».

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{0,25^4}{12} = 3,255 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = a \times a \longrightarrow A = 0,25 \times 0,25 \longrightarrow A = 6,25 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0003255}{0,0625}} = 0,07 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,072} = 29,75 \rightarrow \lambda \leq 50 \text{ il n'y pas a un risque de flambement.}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{29,75}{35}\right)^2\right]} = 0,743 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{29,75}{35}\right)^2 \end{cases}$$

Donc :  $\alpha = 0,743$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \frac{0,743}{1,1} \left( \frac{25}{0,9 \times 1 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{400}{1,15} \right)$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 14,85$$

$$\text{Alors : } B_r \geq \frac{N_u}{14,85}$$

$$N_{uB-3} = 289,13 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{282,89 \times 10^{-3}}{14,85}$$

$$B_r \geq \sqrt{0,01904 \times 10^4}$$

$$B_r \geq 13,80 \text{ cm}$$

$$B = a \times b$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

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

$$(a - 2)^2 \geq 13,80$$

$$a \geq \sqrt{13,80} + 2$$

$$a \geq 15,71 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 25 \text{ cm}$

$$B_r = (a - 0,02) \times (a - 0,02)$$

$$B_r = (0,25 - 0,02) \times (0,25 - 0,02)$$

$$B_r = 0,23 \times 0,23$$

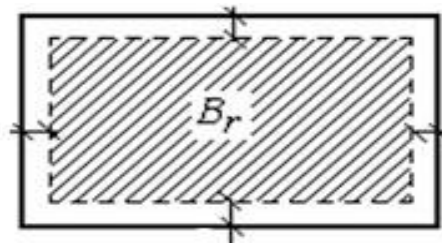


Figure 2.3 : Section réduite du poteau

*e. Calcul de la Section d'acier comprimé « A » :*

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

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

$$A \geq \alpha \frac{\gamma_s \times N_u}{f_e} - \alpha \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A \geq 0,675 \times \frac{1.15}{400} \times 282,89 \times 10^{-3} - 0,675 \times \frac{0,23^2 \times 25}{0,9 \cdot 1 \cdot 1.5} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A \geq -1,35 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

Tableaux 2.4. Dimensionnement des poteaux

Les poteaux	Section des poteaux ( $cm^2$ )	Surface de plancher ( $cm^2$ )	L'effort normal ultime Nu (KN)	Section réduite du poteau $B_r(cm^2)$	Section choisie ( $cm^2$ )	Section d'aciers comprimés A ( $cm^2$ )
A1	5,4	4,83	128,66	9,31	25×25	$-1,65 \times 10^{-3}$
A2	8,64	7,62	182,79	11,09	25×25	$-1,54 \times 10^{-3}$
A3	9,3	8,25	195,01	11,46	25×25	$-1,52 \times 10^{-3}$
A4	6,06	5,46	140,88	9,74	25×25	$-1,62 \times 10^{-3}$
B1	8,5	7,49	180,27	11,02	25×25	$-1,55 \times 10^{-3}$
B2	13,59	11,81	264,07	13,34	25×25	$-1,38 \times 10^{-3}$
B3	14,63	12,78	282,89	13,80	25×25	$-1,35 \times 10^{-3}$
B4	9,53	8,46	199,08	11,54	25×25	$-1,51 \times 10^{-3}$
C1	8,66	7,65	183,37	11,12	25×25	$-1,54 \times 10^{-3}$
C2	12,24	7,95	189,19	11,28	25×25	$-1,53 \times 10^{-3}$
C3	13,18	11,42	256,50	13,14	25×25	$-1,40 \times 10^{-3}$
C4	9,72	8,64	202,58	11,69	25×25	$-1,5 \times 10^{-3}$
C'2	3,34	2,73	87,92	7,7	25×25	$-1,73 \times 10^{-3}$
C'3	2,47	2,23	78,22	7,25	25×25	$-1,74 \times 10^{-3}$
D1	5,57	4,99	131,77	9,42	25×25	$-1,64 \times 10^{-3}$
D2	1,37	1,09	56,11	6,14	25×25	$-1,79 \times 10^{-3}$
D3	1,74	1,18	57,85	6,24	25×25	$-1,78 \times 10^{-3}$
D4	6,25	5,64	144,38	9,86	25×25	$-1,62 \times 10^{-3}$

## 2.4. Calcul et ferrailage des éléments secondaires :

### 2.4.1. Introduction :

Dans notre structure on distingue deux types d'éléments : éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. Ainsi l'escalier, l'acrotère le balcon et le plancher sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique

(puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Dans ce qui suit, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- Plancher à corps creux (poutrelles et table de compression)
- Balcon
- Escalier
- Acrotère

#### 2.4.2. Les planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

- ◆ Des poutrelles en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.
- ◆ Corps creux en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ◆ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble de poutrelles et corps creux qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

##### *a. La dalle de compression :*

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferrailage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ❖ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
- ❖ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 30cm.
- ❖ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante :

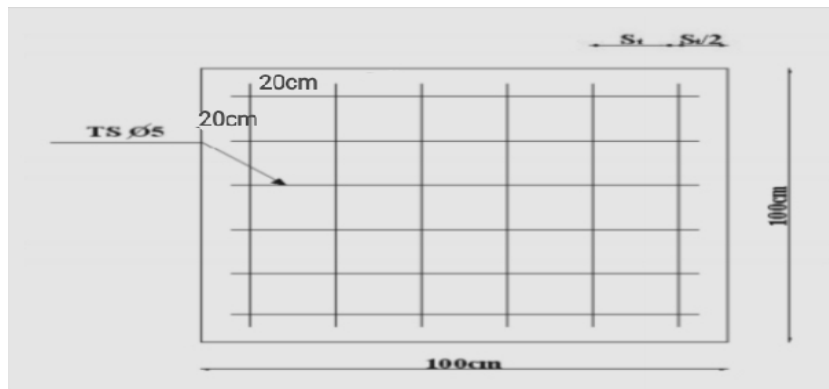
$$A_s \geq \frac{200}{f_e}$$

$f_e$  : Nuance de l'acier FeE235 ( $f_e=235$  le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20 cm× 20 cm

$A_s$ : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc:

$$A_s \geq \frac{200}{235} = 0,85\text{cm}^2/\text{ml}$$



**Figure 2.4 : Disposition des armatures de la table de compression**

#### *b. Les poutrelles :*

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastree aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- Une section en T en travées.
- Une section rectangulaire aux appuis.

Méthode de calcul :

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie

si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à la méthode de Caquot.

#### *1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :*

##### *1.1. Domaine d'application (B.6.210) :*

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

a. La surcharge d'exploitation  $Q$  ne doit pas dépasser le max entre le double des charges permanentes ou bien  $5 \text{ KN/m}^2$  :

$$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases} \longleftrightarrow Q \leq \max(2G, 500 \text{ Kg/m}^2)$$

b. Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25.$$

c. Le moment d'inertie sont constants dans toutes les travées.

d. Fissuration peu nuisible (F.P.N).

1.2. Application de la méthode :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

a.  $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq \text{Max}(1,05 M_0 \text{ et } (1 + 0,3\alpha) M_0).$

b. 
$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

✓  $0,6M_0$  pour une poutre à deux travées.

✓  $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

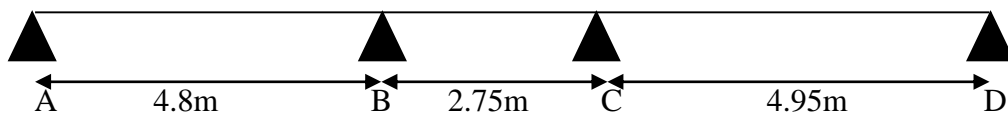
✓  $0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée

$M_0 = \frac{P+L^2}{8}$ , et  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

- Le type des poutrelles : notre structure comporte 01 type de poutrelles :



**Poutrelle à 3 travées**

1.3. Vérification des conditions d'application :

a. 1<sup>er</sup> condition :  $Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m} \leq 2 \times 5,53 = 11,06 \text{ KN/m}$ .....vérifiée

$Q_{\text{Terrasse}} = 1 \text{ KN/m} \leq 2 \times 6,06 = 12,12 \text{ KN/m}$ ..... Vérifiée

b. 2<sup>ème</sup> condition :  $I = \text{constant}$  ..... vérifiée

c. 3<sup>ème</sup> condition : fissuration peu nuisible..... vérifiée

d. 4<sup>ème</sup> condition :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{480}{480+1} = 0,99 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{275}{275+1} = 0,99 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,8 \leq \frac{495}{495+1} = 0,99 \leq 1,25 \end{cases}$$

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

1.4. Calcul des moments:

▪ *Moment isostatique :*

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \text{ (ELU)}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} \text{ (ELS)}$$

$$\text{Donc : } P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65$$

a. *Plancher étage :*

Charge permanente :  $G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

\*ELU :

$$P_u = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,32 \text{ KN}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6,315 \times 4,8^2}{8} = 18,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6,315 \times 2,75^2}{8} = 5,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6,315 \times 4,95^2}{8} = 19,34 \text{ KN. m}$$

\*ELS :

$$P_s = (5,53 + 1,5) \times 0,65 = 4,57 \text{ KN}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,569 \times 4,8^2}{8} = 13,16 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,569 \times 2,75^2}{8} = 4,32 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,569 \times 4,95^2}{8} = 13,99 \text{ KN. m}$$

b. Plancher terrasse :

$$\text{Charge permanente : } G = 6,06 \text{ K N/ m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ K N/ m}^2$$

\* ELU:

$$P_u = (1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 9,15 \text{ KN}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{9,15 \times 4,8^2}{8} = 26,35 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{9,15 \times 2,75^2}{8} = 8,65 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{9,15 \times 4,95^2}{8} = 28,02 \text{ KN. m}$$

\*ELS:

$$P_s = (6,06 + 1) \times 0,65 = 4,59 \text{ KN}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,59 \times 4,8^2}{8} = 13,22 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,59 \times 2,75^2}{8} = 4,34 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4,59 \times 4,95^2}{8} = 14,06 \text{ KN. m}$$

**Tableau 2.5 : Moments isostatiques à ELU et ELS**

Travées	(ELU)			(ELS)		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D

$M_0$ (Étage)	18,19	5,97	19,34	13,16	4,32	13,99
$M_0$ (Terrasse)	26,35	8,65	28,02	13,22	4,34	14,06

Les moments en travées :

a. Étage :

$$\alpha_{\text{Étage}} = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,53 + 1,5} = 0,213$$

$$\text{Travée A-B} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2+0,3(0,213)}{2} \right) 18,187 = 11,49. \\ M_{Pg} = 0,2 M_0 = 0,2 \times (18,187) = 3,64 \\ M_{Pd} = 0,5 M_0 = 0,5 \times (18,187) = 9,09 \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1+0,3(0,213)}{2} \right) 5,969 = 3,18. \\ M_{Pg} = 0,2 M_0 = 0,2 \times (5,969) = 2,98 \\ M_{Pd} = 0,5 M_0 = 0,5 \times (5,969) = 2,98 \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1+0,3(0,213)}{2} \right) 19,341 = 12,22 \\ M_{Pg} = 0,2 M_0 = 0,5 \times (19,341) = 9,67 \\ M_{Pd} = 0,5 M_0 = 0,2 \times (19,341) = 3,87 \end{cases}$$

b. Terrasse :

$$\alpha_{\text{Terrasse}} = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,06 + 1} = 0,14$$

$$\text{Travée A-B} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2+0,3(0,14)}{2} \right) 26,35 = 16,36. \\ M_{Pg} = 0,2 M_0 = 0,2 \times (26,35) = 5,27 \\ M_{Pd} = 0,5 M_0 = 0,5 \times (26,35) = 13,18 \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1+0,3(0,14)}{2} \right) 8,65 = 4,51. \\ M_{Pg} = 0,2 M_0 = 0,2 \times (8,65) = 1,73 \\ M_{Pd} = 0,5 M_0 = 0,5 \times (8,65) = 4,33 \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D} \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1+0,3(0,14)}{2} \right) 28,02 = 14,59 \\ M_{Pg} = 0,5 M_0 = 0,5 \times (28,02) = 14,01 \\ M_{Pd} = 0,2 M_0 = 0,2 \times (28,02) = 5,60 \end{cases}$$

Donc : On choisit les sollicitations max en travée et en appuis :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t \max} = 16,36 \\ M_{p \max} = 14,01 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{t \max} = 8,69 \\ M_{p \max} = 7 \end{cases}$$

## 1.5. Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales : Le ferrailage est calculé en flexion simple :

- La fissuration est peu nuisible.

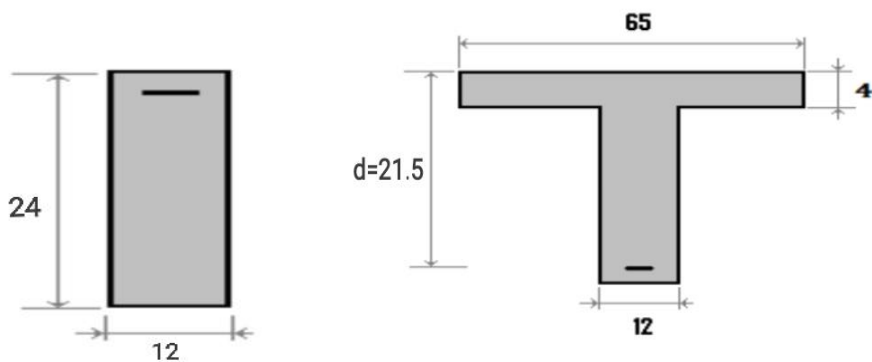


Figure 2.5 : Les sections considérées pour le calcul des ferrailages

- En travée

$$M_T = b h_0 (d - h_0/2) f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,16 \text{ MPA}$$

$$M_T = 65 \times 4 (21,5 - 4/2) \times 14,16$$

$$M_T = 71,79 \text{ KN.M} = 71,79 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$M_u = 13,395 \text{ Kn.m}$$

$$M_u \geq M_T \longrightarrow 16,36 \geq 71,79 \longrightarrow \text{Non vérifié (section rectangulaire).}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,36 \times 10^3}{65 \times 21,5^2 \times 14,16} = 0,038$$

$$F_e = 400 \text{ MPA} \longleftrightarrow \mu_L = 0,392$$

$$\mu \leq \mu_L \longleftrightarrow 0,038 \leq 0,392 \rightarrow \text{Oui vérifié } A'_s = 0$$

Tableau 6:

$$\alpha = 0,0485$$

$$\beta = 0,981$$

$$\alpha \leq 0,259 \quad \text{Pivot A} \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_L = 1,739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \longrightarrow 10 \geq 1,739 \longrightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$AS = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}} = \frac{16,36 \times 10^3}{0,981 \times 21,5 \times 347,826} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>

Vérification :

$F_c = 400 \text{ MPA} \longrightarrow$  Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,36}{8,69} = 1,88$$

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

$$0,0485 \leq \frac{1,88-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow 0,0485 \leq 0,69 \longrightarrow \text{Oui ELSCB OK}$$

- En appuis :

$$M_T = bh_0 (d-h_0/2) f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,16 \text{ MPA}$$

$$M_T = 65 \times 4 (21,5-4/2) \times 14,16$$

$$M_T = 71,79 \text{ KN.M} = 71,79 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$M_u = 14,01 \text{ KN.m}$$

$$M_u \geq M_T \longrightarrow 14,01 \geq 71,79 \longrightarrow \text{Non vérifié (section rectangulaire) .}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,01 \times 10^3}{65 \times 21,5^2 \times 14,16} = 0,032$$

$$F_c = 400 \text{ MPA} \longleftrightarrow \mu_L = 0,392$$

$$\mu \leq \mu_L \longleftrightarrow 0,032 \leq 0,392 \longrightarrow \text{Oui vérifié } A'_s = 0$$

Tableau 6:

$$\alpha = 0,0406$$

$$\beta = 0,984$$

$$\alpha \leq 0,259 \quad \text{Pivot A} \quad \varepsilon_{ST} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_L = 1,739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \rightarrow 10 \geq 1,739 \rightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}} = \frac{14,01 \times 10^3}{0,984 \times 21,5 \times 347,826} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

♦ Vérification :

$F_e = 400 \text{ MPA} \rightarrow$  Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,01}{7} = 2$$

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

$$0,0406 \leq \frac{2-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,0406 \leq 0,75 \rightarrow \text{ELSCB OK}$$

♦ Armatures transversale :

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21 BAEL91)}$$

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 12 \text{ mm} \right) = (6,86; 12; 12) = 6,86 \text{ mm}$$

$\emptyset \leq 6,86 \text{ cm}$  On prend  $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales seront réalisées par étrier de  $\emptyset 6$

Vérification de la condition de non fragilité

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

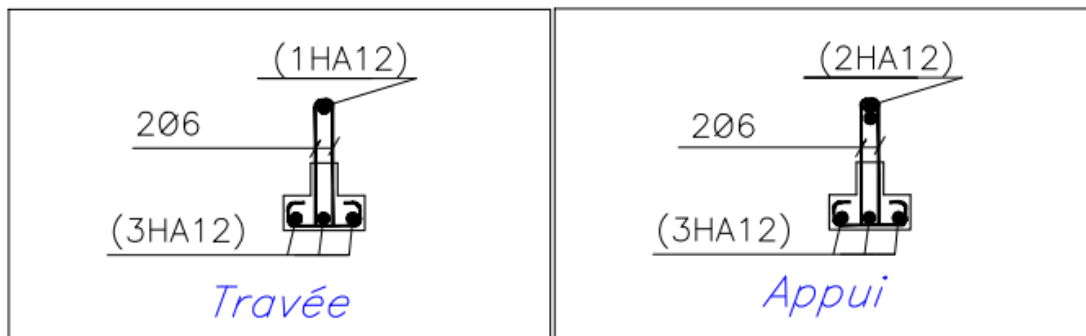
$$f_{t28} = 2,1 \text{ MAP}$$

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21,5 \frac{2,1}{400} = 1,687 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,5 \frac{2,1}{400} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,687 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

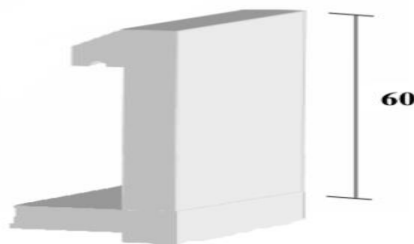
$$A_a = 1,9 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,311 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$



**Figure 2.6 : Ferrailage des poutrelles**

2.4.3. Acrotère :

L’acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d’éviter le ruissellement d’eau sur la façade. Nous utilisons dans l’acrotère trois des parpaings de 20 cm .



**Figure 2.7. Schéma représentatif de l’acrotère**

2.4.4. Balcon :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur deux appuis, assimilée à une console de portée de 1,20 m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

*a. Pré dimensionnement :*

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{120}{20} \rightarrow e \geq 6$$

$$e \geq 6 \text{ cm} \rightarrow e=15\text{cm}$$

*b. Détermination des charges et surcharges :*

**Tableau 2.6 : Evaluation des charges de balcon**

Charges permanentes de la dalle pleine (étage courant) :	
Carrel age (e = 2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (e = 2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine	$3,75 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 6,33 \text{ KN/m}^2$
Poids du mur (briques creuses, e= (10 cm)	$2,88 \times 9 \times 0,2 = 5,18 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment (e=2*2)	$0,04 \times 15 \times 2,88 = 1,72 \text{ KN/m}^2$
	$g = 6,9 \text{ KN/ml}$
Surcharges sur le balcon	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

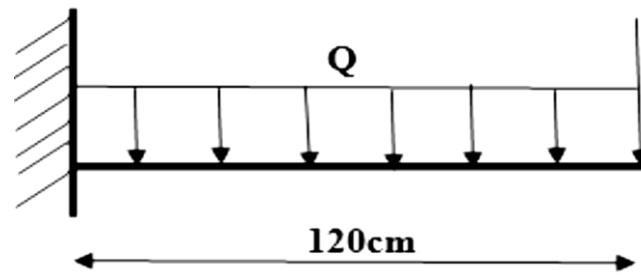


Figure 2.8 : Schéma statique de balcon

## d. Combinaison des charges :

Pour l'état limite ultime :

$$P_u = (1,35 G + 1,5Q) = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 3,5) = 13,79 \text{ KN/ml}$$

$$F_u = (1,35 \cdot g) = 1,35 \times 6,9 = 9,32 \text{ KN}$$

$$M_u = (F_u \times L) + P_u (L^2 / 2) = (9,32 \times 1,20) + 13,79 (1,2^2 / 2) = 21,11 \text{ KN.m}$$

$$T_u = F_u + P_u \times L = 9,32 + 13,79 \times 1,20 = 25,86 \text{ KN}$$

Pour l'état limite service :

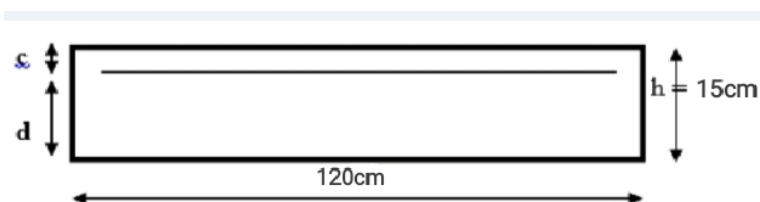
$$P_s = (G+Q) = (6,33 + 3,5) = 9,83 \text{ KN/ml}$$

$$F_s = (g) = 6,9 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = (F_s \times L) + P_s (L^2 / 2) = (6,9 \times 1,20) + 9,83 (1,2^2 / 2) = 15,35 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = (F_s + P_s \times L) = 6,9 + 9,83 \times 1,20 = 18,69 \text{ KN}$$

## d. Calcul du ferrailage par flexion simple :



$d'$ : 4 cm dans la fissuration peu nuisible

$$d = h - d' = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

Tableau 2.7 : Contraintes caractéristique du béton et de l'acier

$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)
--------------------------------	--------------------------------	-----------------	-----------------

15	347,826	25	2,1
----	---------	----	-----

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21,11 \times 10^3}{120 \times 12,5^2 \times 14,16} = 0,08$$

$$F_e = 400 \text{ MPA} \longleftrightarrow \mu_L = 0,392$$

$$\mu \leq \mu_L \longleftrightarrow 0,08 \leq 0,392 \rightarrow \text{Oui vérifié } A'_s = 0$$

Tableau 6:

$$\alpha = 0,104$$

$$\beta = 0,958$$

$$\alpha \leq 0,259 \quad \text{Pivot A} \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_L = 1,739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \longrightarrow 10 \geq 1,739 \longrightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}} = \frac{21,11 \times 10^3}{0,958 \times 12,5 \times 347,826} = 5,06 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

Vérification :

$F_e = 400 \text{ MPA} \longrightarrow$  Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,11}{15,35} = 1,37$$

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

$$0,104 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow 0,104 \leq 0,435 \longrightarrow \text{Oui ELSCB OK}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 1,27 \text{ cm}^2$$

On choisit: 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

Armature principal:  $S_t \text{ min (3h, 33 cm) } = 33 \text{ cm} > S_t = 30 \text{ cm}$

Armature de répartition :  $S_t \text{ min (4h, 45 cm) } = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

- ♦ Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d (f_{tj} / f_c)$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 120 \times 12,5 \times 2,1/400 = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

- ♦ Vérification au cisaillement :

Fissuration préjudiciable : ( $\alpha = 90^\circ$ ) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right] \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} = 2,5 \right] \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{25,86 \times 10^3}{(120 \times 12,5) \times 100} = 0,17 \text{ MPA}$$

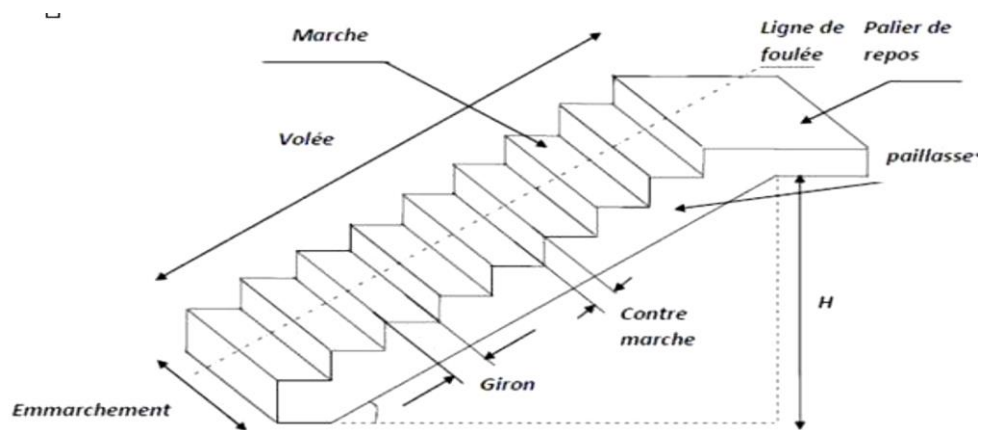
$$\tau_u = 0,17 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ condition vérifiée (pas de risque de cisaillement)}$$

2.4.5. Les escaliers :

#### a. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier de type droit composé de deux volées identiques pour les étages.



**Figure 2.9 : Schéma d'escalier**

Un escalier est un ouvrage formé de marches permettant de passer d'un niveau à un autre. Les caractéristiques géométriques d'un escalier sont les suivantes :

$g$  : giron (largeur des marches)

$h$  : Hauteur des marches

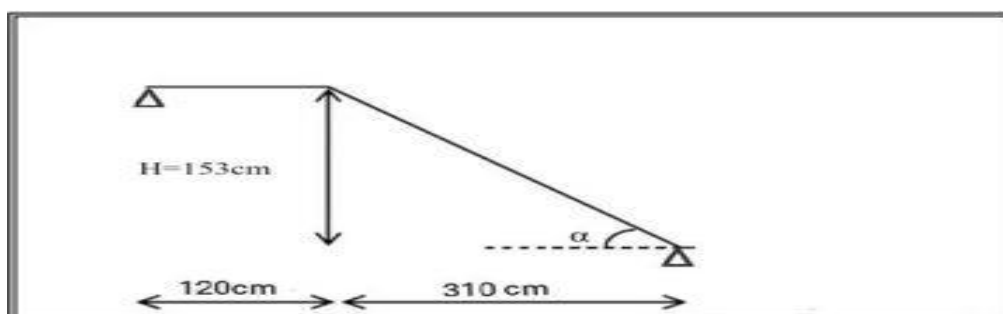
$E$  : Emmarchement

$H$  : hauteur de la volée

$e_p$ : épaisseur de la paillasse et du palier

$L$  : longueur de la volée projetée

Schéma statique :



**Figure 2.10 : schéma statique**

*b. Dimensionnement :*

Marches et contres marches :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée à partir de la

Formule de Blondel qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des

Marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour une structure à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les

Dimensions Suivantes :  $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ .

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet. Application :

Dans notre cas  $H = 3,06 \text{ m}$ .

Soient :

$$H = 17 \text{ cm}.$$

$$G = 30 \text{ cm}.$$

On aura donc :  $n = \frac{3,06}{0,17} = 18$  marches.

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que ; chacune comporte 9 marches.

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}.$$

On remarque bien que  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$  : La condition est vérifiée.

♦ Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \longrightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

♦ La longueur de volée :

$$L = \frac{1,53}{\sin\alpha} = \frac{1,53}{\sin_{29,53}} = 3,10 \text{ m}$$

- ◆ Epaisseur de la paillasse et le palier :

L'épaisseur de la paillasse et de le palier est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l_1+l_2}{30} = \frac{310+120}{30} = 14,33 \text{ cm} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $l_1$  : La longueur de la paillasse (cm).

$l_2$  : La longueur du palier (cm).

### c. Évaluation des charges et surcharges :

#### 1. La paillasse :

**Tableau 2.8 : Evaluation de charge permanent de palier de l'escalier**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse (e=15cm)	$\frac{\rho \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15}{\cos 29,53} = 4,30 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des marches	$\frac{\rho \times h}{2} = \frac{25 \times 0,17}{2} = 1,87 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) (horizontale)	0,02 x 20 = 0,4 KN/m <sup>2</sup>
- Carrelage (e=2cm) (horizontale)	0,02 x 22 = 0,44 KN/m <sup>2</sup>
- Garde-corps	1 KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose (e=3cm) (verticale)	0,03 x 20 = 0,6 KN/m <sup>2</sup>
- Enduit en ciment (e=2cm)	0,02 x 18 = 0,36 KN/m <sup>2</sup>
- Carrelage (e=2cm) (vertical)	0,02 x 22 = 0,44 KN/m <sup>2</sup>
- La charge Permanente : .....	G <sub>1</sub> = 9,41 KN/m <sup>2</sup>
- La charge d'exploitation : .....	Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>

#### 2. Palier :

**Tableau 2.9 : Evaluation de charge permanent de palier de l'escalier**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle (e = 15cm)	0,15 x 25 = 3,75 KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose (e = 3cm)	0,03 x 20 = 0,6 KN/m <sup>2</sup>

- Carrelage (e = 2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
-Enduit en ciment (e = 2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- La charge Permanente : .....	$G_2 = 5,15 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : .....	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

e. Détermination des efforts :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

d.1. À l'état limite ultime :

La paillasse :  $P_1 = (1,35.G_1 + 1,5.Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 9,41 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,45 \text{ KN/m}$ .

Le palier :  $P_2 = (1,35.G_2 + 1,5.Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,70 \text{ KN/m}$

Schéma statique :

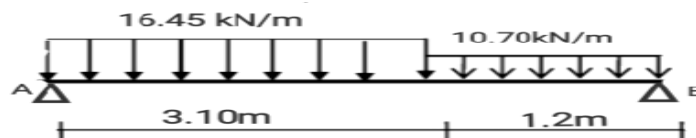


Figure2.11 : Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance

Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

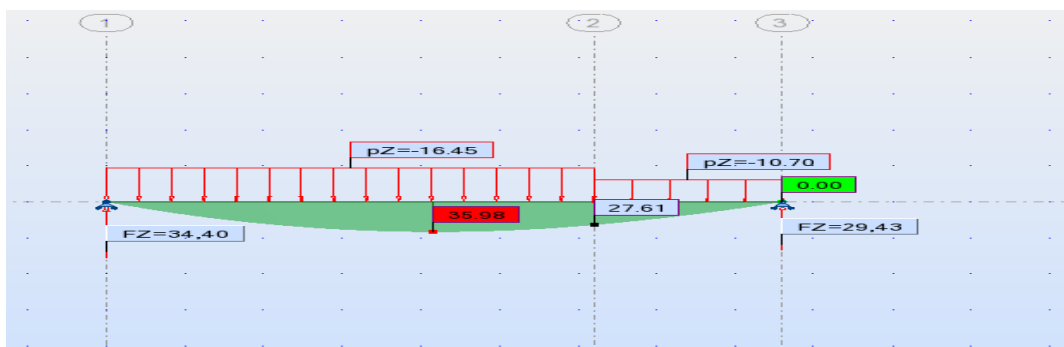


Figure 2.12 : Le diagramme des moments à ELU

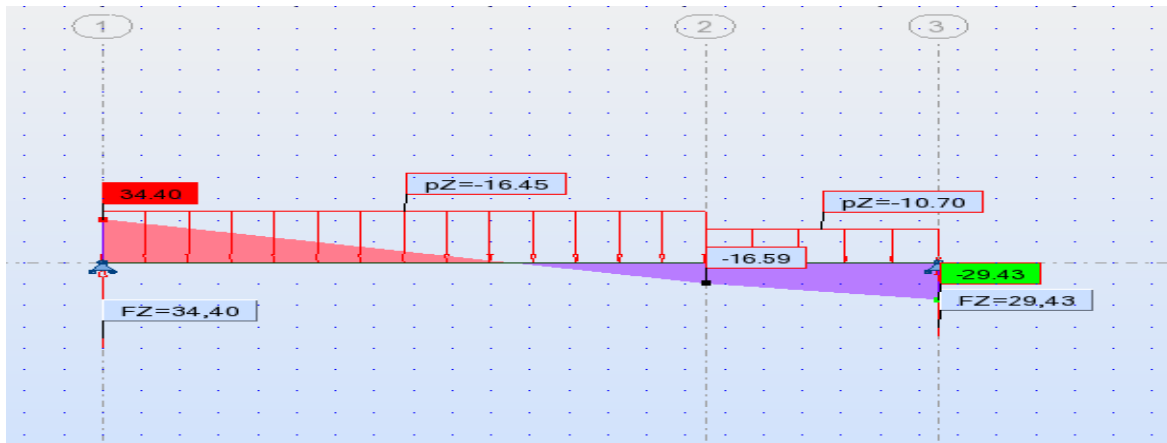


Figure 2.13 : Le diagramme de l'effort tranchant à ELU

d.2. À l'état limite de service :

La paillasse :  $P_1 = (G_1 + Q) \times 1 \text{ m} = (9,41 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,91 \text{ KN/m}$ .

Le palier :  $P_2 = (G_2 + Q) \times 1 \text{ m} = (5,15 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,65 \text{ KN/m}$ .

Schéma statique :

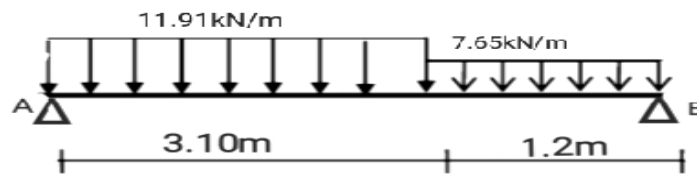


Figure 2.14 : Sollicitation a' l'état limite de service

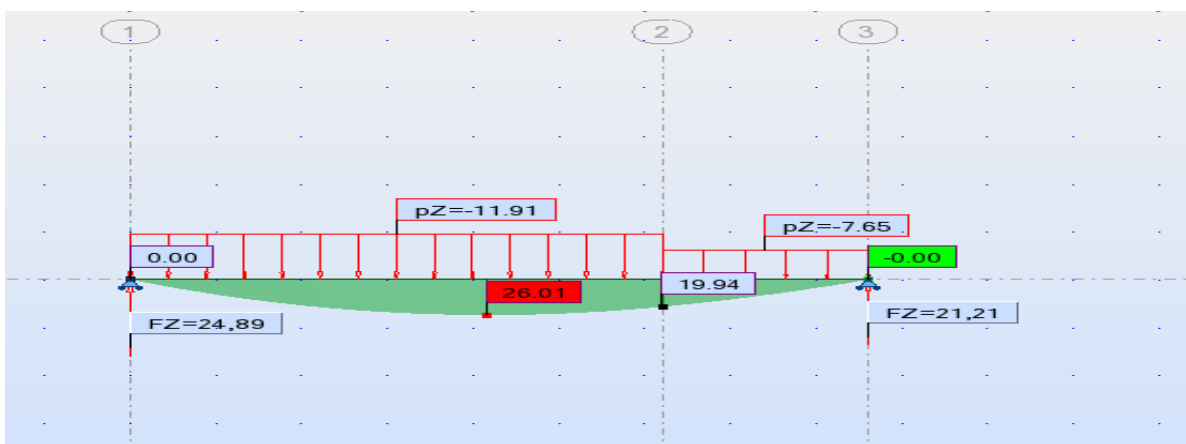


Figure 2.15 : Le diagramme des moments à ELS

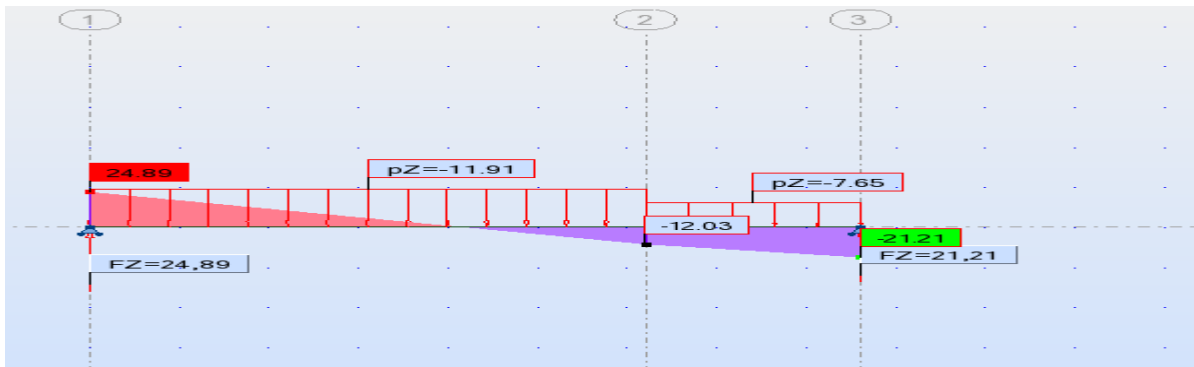


Figure2.16 : Le diagramme de l’effort tranchant à ELS

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
La paillasse	9,41	2,5	16,45	11,91
Le palier	5,15	2,5	10,70	7,65

Tableau 2.10 : Combinaison des charges de l’escalier

	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	T (KN)
ELU	35,98	10,80	34,40
ELS	26,01	7,8	24,89

Tableau 2.11 : Les moments à ELU et ELS

*e. Calcul le ferrailage :*

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

\*En travée :

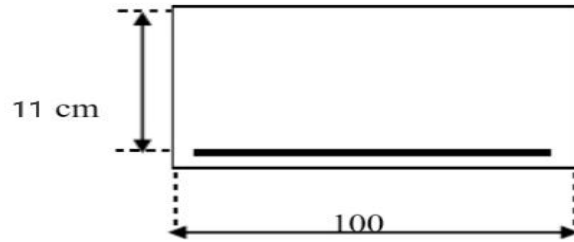
d’= 4cm dans la fissuration préjudiciable.

donc  $d = h - d' = 15 - 4 = 11\text{cm}$

M<sub>T</sub> = -26, 01 KN.m; b=100 cm; d= 11cm

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1 + k} = \frac{1}{1 + 0,896} = 0,527$$



$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 100 \times 11^2 \times 15 \times 10^{-3} = 39,39 \text{ (N.m)}$$

$$M_{ser} = 26,01 \leq M_{rb} = 39,39 \text{ oui donc } A'_s = 0$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{26,01 \times 10^3}{100 \times 11^2 \times 201,63} = 0,010$$

Tableau 7 :  $\alpha = 0,444$  ;  $\beta = 0,852$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{26,01 \times 10^3}{0,852 \times 11 \times 201,63} = 13,76 \text{ cm}^2$$

Le choix de  $A_s$  : 7HA16 =  $14,07 \text{ cm}^2$

♦ *Condition de non fragilité :*

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \{1,5 ; 1,81\} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{min}) = \max (13,76 ; 1,81)$$

$$A = 13,76 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :  $A = 7\text{HA}16 = 14,07 \text{ cm}^2$ .

♦ *L'espacement :*

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

♦ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{14,07}{4} = 3,52 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_r = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

♦ *L'espacement:*

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

♦ Vérification à l'ELU :

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 11 = 2,849 \text{ cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1 b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 2,849 \times 100 \times 14,16 \times 10^{-1} = 322,73 \text{ KN}$$

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} 10^{-1} = 14,07 \times \frac{400}{1,15} 10^{-1} = 489,39 \text{ KN}$$

$$F_{b1} \neq F_s \rightarrow F_{b1} < F_s$$

*pivot B* : On suppose:  $\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l$

$$y_2 = \frac{F_s \cdot 10}{0,8 \cdot b \cdot f_{bu}} = \frac{489,39 \times 10}{0,8 \times 100 \times 14,16} = 4,32 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 3,5 \left( \frac{d - y_2}{y_2} \right) = 3,5 \times \frac{11 - 4,32}{4,32} = 5,41$$

$$\varepsilon_{st} = 5,41 \geq \varepsilon_l = 1,739 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{donc: } F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot b f_{bu} \cdot 10^{-1} = 0,8 \times 4,32 \times 100 \times 14,16 \times 10^{-1} = 489,37 \text{ KN}$$

$$M_{RU} = F_{b2} (d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{RU} = 489,37 \times (11 - 0,4 \times 4,32) \times 10^{-2} = 45,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{RU} = 45,37 > M_U = 35,98 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

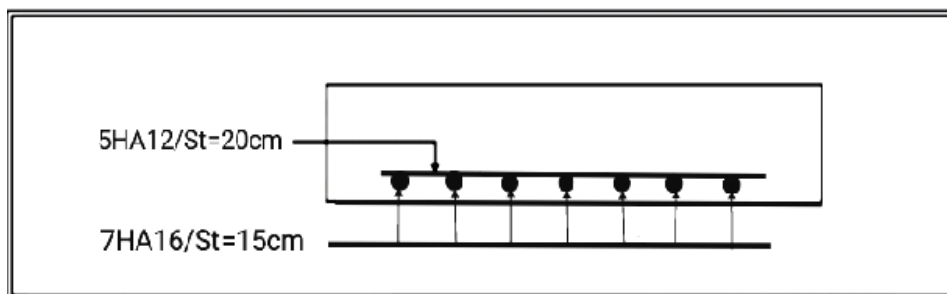


Figure 2.17 : Ferrailage de l'escalier en travée

*f. Calcul des armatures transversales :*

♦ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Contrainte tangentielle limite ultime :

Fissuration préjudiciable : ( $\alpha = 90^\circ$ ) :

$$\bar{\tau}_u \text{ min} = \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right] \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \left[ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} = 2,5 \right] \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 (\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{34,40 \times 10^3}{(100 \times 11) \times 10^2} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,312 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ condition vérifiée}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_t^{\text{min}}; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{150}{35} = 4,29; \phi_t^{\text{min}} = 12; \frac{1000}{10} = 100 \right]$$

$$\phi_t \leq 4,29 \text{ donc } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 6 \times \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 3,01$$

$$1 - S_t \leq \min[0,9 \times d; 40] (\text{cm})$$

$$S_t \leq \min[(0,9 \times 11) = 9,9; 40] (\text{cm}) \rightarrow s_t \leq 9,90 (\text{cm})$$

$$2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} = S_t \leq \frac{3,01 \times 235}{100 \times 0,4} = 17,68 (\text{cm})$$

$$3 - S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times \tau_u - (0,3 \times f_{tj} \times K)}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 235 \times 3,01 \times (\sin 90 + \cos 90)}{100 \times 0,312 - (0,3 \times 2,1 \times 1)} = 18,45 \text{ (cm)}$$

$$S_t \leq \min[S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}]$$

$$S_t \leq \min[9,90; 17,68; 18,45]$$

$$S_t = 9,9 \text{ (cm)}$$

Position de premier cours à une distance  $\frac{S_t}{2}$  de l'appui  $\frac{9,90}{2} = 4,95$

Donc : premier cours et 5 cm.

- ♦ Vérification de la compression des bielles :

$$v_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 11 = 9,9$$

$$34,40 \leq 0,267 \times 100 \times 9,9 \times 25 = 6608,25 \text{ condition vérifié}$$

- ♦ Vérification de la section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive :

$$A_s \geq \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$15,71 \geq \frac{34,40 \times 1,15}{400} = 0,098 \text{ condition vérifiée}$$

*g) Calcul de la poutre palière :*

*1. Définition :*

La poutre palière reçoit le chargement qui provient de la paille et palier en plus de son poids propre, elle est encadrée dans les deux côtés.

*2. Pré dimensionnement :*

$$L = 2,70$$

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

$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18,33 \leq h \leq 27,0$$

Donc : la hauteur de la poutre est :  $h=30$  cm

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 20$$

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

Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Évaluation des charges :

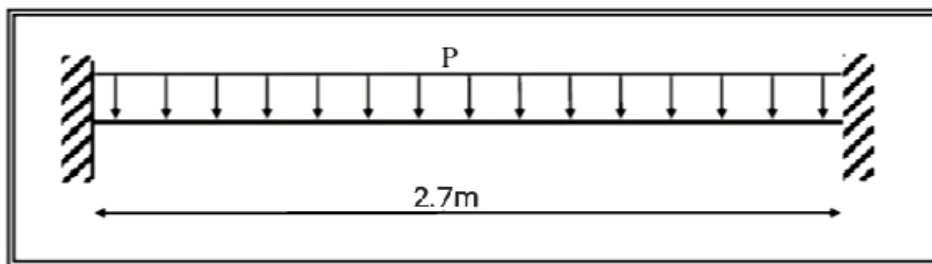
**Tableau 2.12: Evaluation de charge permanente de poutre palière**

- Poids propre de la poutre	$0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,88 \text{ KN} / \text{m}^2$
-La charge permanente de palier	$G = 5,15 \text{ KN/m}^2$
-La charge permanente de poutre palière : $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$	
-La charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$	

d. Détermination des efforts :

$$ELU : P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,2 = (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2 = 12,84 \text{ KN/m}$$

$$ELS : P_s = (G + Q) \times 1,2 = (5,15 + 2,5) \times 1,2 = 9,18 \text{ KN/m}$$



**Figure 2.18 : Schéma statique de la poutre palière**

e. Sollicitations:

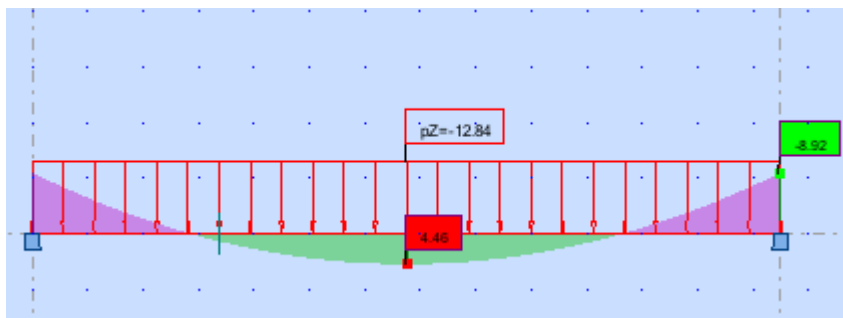


Figure 2.19 : diagramme des moments à ELU

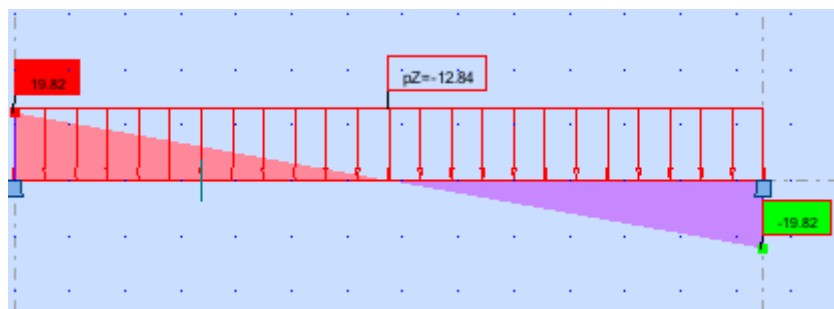


Figure 2.20 : diagramme de l'effort tranchant à ELU

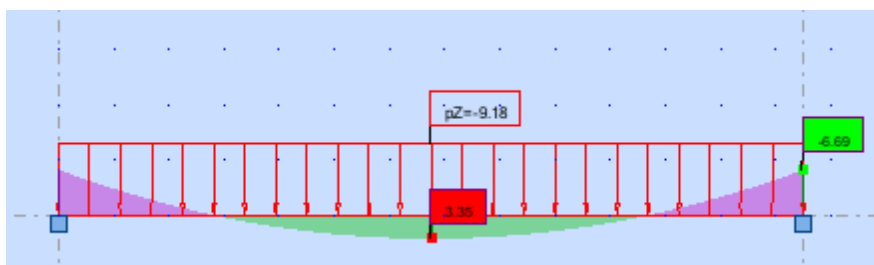


Figure 2.21 : Le diagramme des moments à ELS

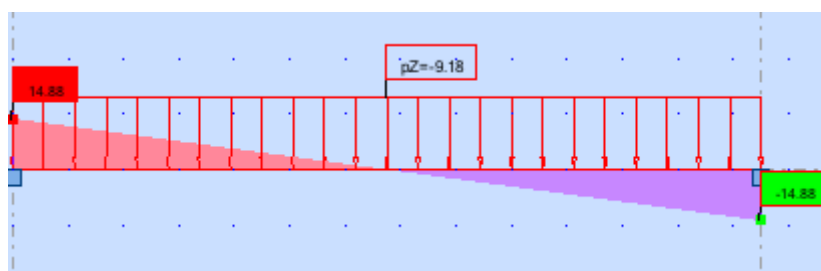


Figure 2.22: Le diagramme de l'effort tranchant à ELS

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	T(KN)
ELU	4,46	-8,92	19,82
ELS	3.35	-6.69	14,88

Tableau 2.13 : Les moments à ELU et ELS

e. calcul de ferrailage de poutre palière :

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 26 \text{ cm}$$

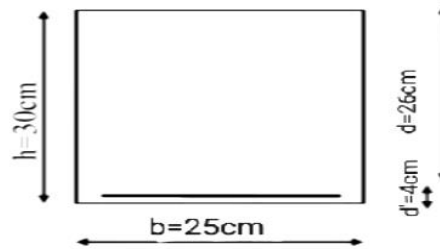


Figure 2.23 : Dimensions de la poutre palière

1. En travée :  $M_T = 3,35 \text{ KN.m}$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1+k} = \frac{1}{1+0,896} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 25 \times 26^2 \times 15 \times 10^{-3} = 55 \text{ N. m}$$

$$M_{ser} = 3,35 \leq M_{rb} = 55 \text{ oui donc } A'_s = 0$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,35 \times 10^3}{25 \times 26^2 \times 201,63} = 0,0009$$

Tableau 7 :  $\alpha = 0,159 ; \beta = 0,947$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,35 \times 10^3}{0,947 \times 26 \times 201,63} = 0,67 \text{ cm}^2$$

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

♦ Vérification de ELU :

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 26 = 6,73 \text{ cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1 b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 6,73 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 190,59 \text{ KN}$$

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} 10^{-1} = 3,39 \times \frac{400}{1,15} 10^{-1} = 117,91 \text{ KN}$$

$$F_{b1} \neq F_s \rightarrow F_{b1} > F_s$$

*pivot A pivot A*: 2ème itération

$$y_2 = \frac{F_s \cdot 10}{0,8 \cdot b \cdot f_{bu}} = \frac{117,91 \times 10}{0,8 \times 25 \times 14,16} = 4,16 \text{ cm}$$

donc:  $F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 4,16 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 117,81 \text{ KN}$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 117,81 \times (26 - 0,4 \times 4,16) \times 10^{-2} = 28,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{RU} = 28,67 > M_U = 4,46 \text{ condition vérifié.}$$

2. En appui :  $M_a = -6,69 \text{ KN.m}$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1+k} = \frac{1}{1+0,896} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 25 \times 26^2 \times 15 \times 10^{-3} = 55 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = -6,69 \leq M_{rb} = 55 \text{ oui donc } A'_s = 0$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,69 \times 10^3}{25 \times 26^2 \times 201,63} = 0,002$$

Tableau 7 :  $\alpha = 0,225 ; \beta = 0,925$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,69 \times 10^3}{0,925 \times 26 \times 201,63} = 1,38 \text{ cm}^2$$

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

♦ Vérification de ELU :

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 26 = 6,73 \text{ cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1 b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 6,73 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 190,59 \text{ KN}$$

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} 10^{-1} = 3,39 \times \frac{400}{1,15} 10^{-1} = 117,91 \text{ KN}$$

$$F_{b1} \neq F_s \rightarrow F_{b1} > F_s$$

*pivot A pivot A*: 2ème itération

$$y_2 = \frac{F_s \cdot 10}{0,8 \cdot b \cdot f_{bu}} = \frac{117,91 \times 10}{0,8 \times 25 \times 14,16} = 4,16 \text{ cm}$$

donc:  $F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 4,16 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 117,81 \text{ KN}$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 117,81 \times (26 - 0,4 \times 4,16) \times 10^{-2} = 28,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{RU} = 28,67 > M_U = -8,92 \text{ condition vérifié.}$$

f. Calcul des armatures transversales :

♦ *Vérification de la contrainte tangentielle :*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Contrainte tangentielle limite ultime :

Fissuration préjudiciable : ( $\alpha = 90^\circ$ ) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right] \text{ MAP}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} = 2,5 \right] \text{ MAP}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{19,82 \times 10^3}{(25 \times 26) \times 10^2} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ condition vérifié}$$

♦ *Diamètre des armatures transversales :*

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_t^{\min}; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{300}{35} = 8,57; \phi_t^{\min} = 7; \frac{250}{10} = 25 \right]$$

$$\phi_t \leq 7 \text{ donc } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

♦ *Espacement des armatures transversales :*

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

$$1 S_t \leq \min[0,9 \times d; 40](\text{cm})$$

$$S_t \leq \min[(0,9 \times 26) = 23,4; 40](\text{cm}) \rightarrow s_t \leq 23,4 \text{ cm}$$

$$2 S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} = s_t \leq \frac{2 \times 235}{25 \times 0,4} = 46,4 \text{ cm}$$

$$3 S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times \tau_u - (0,3 \times f_{tj} \times K)}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 235 \times 2 \times (\sin 90 + \cos 90)}{25 \times 0,30 - (0,3 \times 2,1 \times 1)} = 54,73 \text{ (cm)}$$

$$S_t \leq \min[S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}]$$

$$S_t \leq \min[23,4 ; 46,4 ; 54,73]$$

$$S_t = 23,4 \text{ (cm)}$$

Position de premier cours à une distance  $\frac{S_t}{2}$  de l'appui  $\frac{23,4}{2} = 11,7$

Donc : premier cours et 11 cm.

♦ *Vérification de la compression des bielles :*

$$v_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 26 = 23,4$$

$$19,82 \leq 0,267 \times 25 \times 23,9 \times 25 = 3988,31 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification de la section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive :

$$A_s \geq \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$1,15 \geq \frac{19,82 \times 1,15}{400} = 0,056 \text{ condition Vérifiée}$$

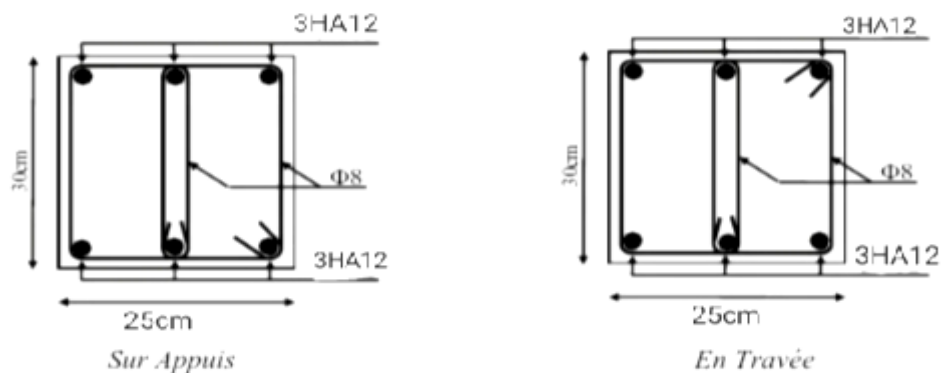
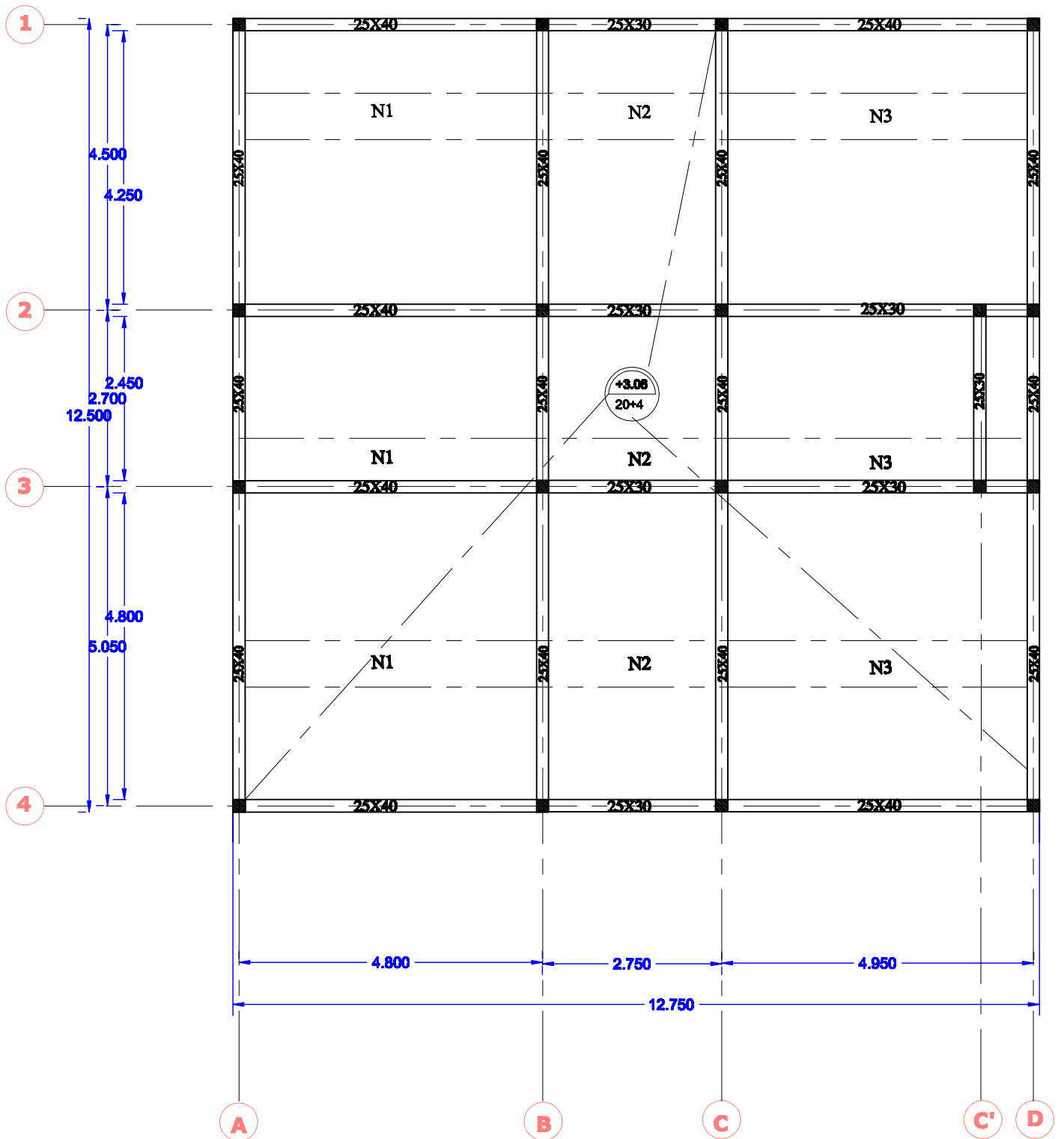


Figure 2.24 : Ferrailage de la poutre palière



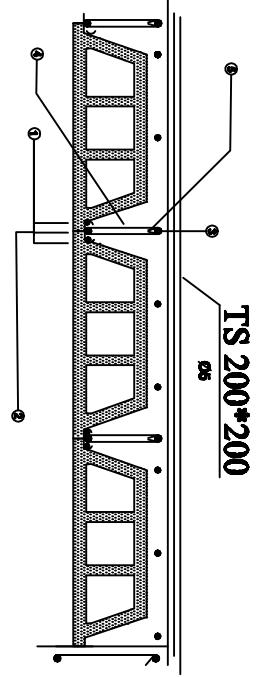
**COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +3.06**

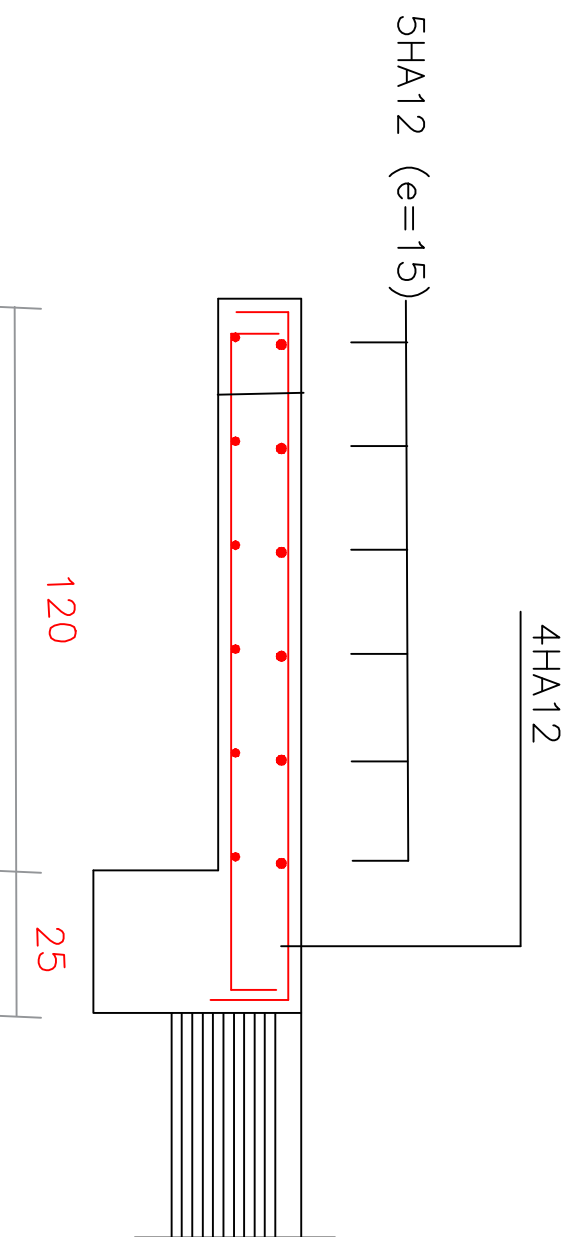
25x40

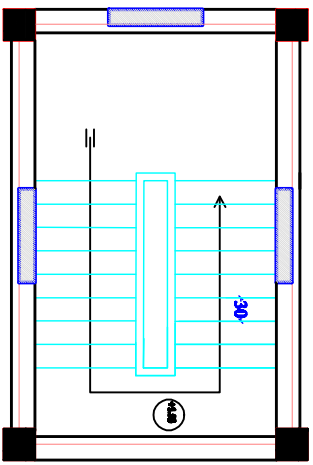
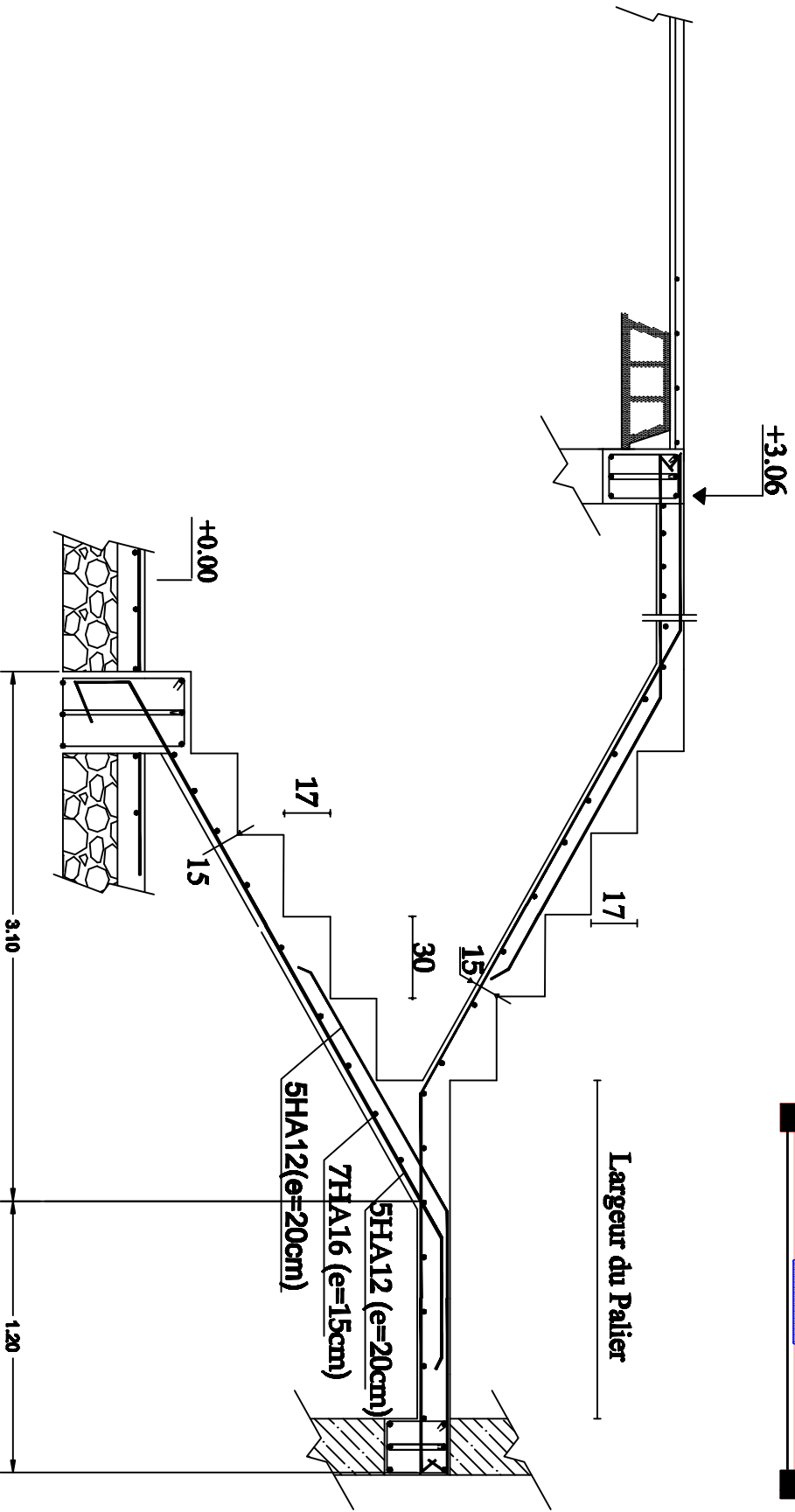
4.950

D

EAU +6.12

NERVURES					
N°	cutte size	1	2	3	
N 1	4.80	$\frac{4.80}{2HA12 L=4.80}$	$\frac{4.80}{1HA12 L=4.80}$	$\frac{4.80}{2HA12 L=4.80}$	$\frac{1.00}{\sqrt{15}}$ 1HA12 $\frac{2.00}{2.00}$
N 2	2.75	$\frac{2.75}{2HA12 L=2.75}$	$\frac{2.75}{1HA12 L=2.75}$	$\frac{2.75}{2HA12 L=2.75}$	$\frac{1.00}{\sqrt{15}}$ 1HA12 $\frac{2.00}{2.00}$
N 3	4.95	$\frac{4.95}{2HA12 L=4.95}$	$\frac{4.95}{1HA12 L=4.95}$	$\frac{4.95}{2HA12 L=4.95}$	$\frac{1.00}{\sqrt{15}}$ 1HA12 $\frac{2.00}{2.00}$





# *Chapitre 3*

## **Calculs des éléments structuraux et des fondations**

### 3.1. Introduction :

Une construction en béton armé doit résister contre toutes les charges grâce à ses éléments principaux. Dans ce chapitre on va calculer le ferrailage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

### 3.2. Etude des éléments porteurs :

#### 3.2.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M).

Pour les armatures longitudinales elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet risquent à leur tour de flamber sous l'effet des charges verticales et entraîner l'éclatement du béton :

Leur pourcentage minimal sera de 0,7% de la section totale du béton.

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de  $40\varnothing$

*a. Calcul du ferrailage par flexion composée à l'ELU (flexion simple +compression) :*

**Tableau3.1 : Résultants obtenus par l'Autodesk Robot structural 2019**

Poteau	ELU						ELS					
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corrsp</sub> (KN. m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>corrsp</sub> (KN. m)	M <sub>Max</sub> (KN. m)	N <sub>corrsp</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corrsp</sub> (KN. m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>corrsp</sub> (KN. m)	M <sub>Max</sub> (KN. m)	N <sub>corrsp</sub> (KN)
25× 25	369,5	11,13	28,31	1,20	35,72	105,26	269,34	8,06	20,75	1,37	26,04	76,89

ELU :

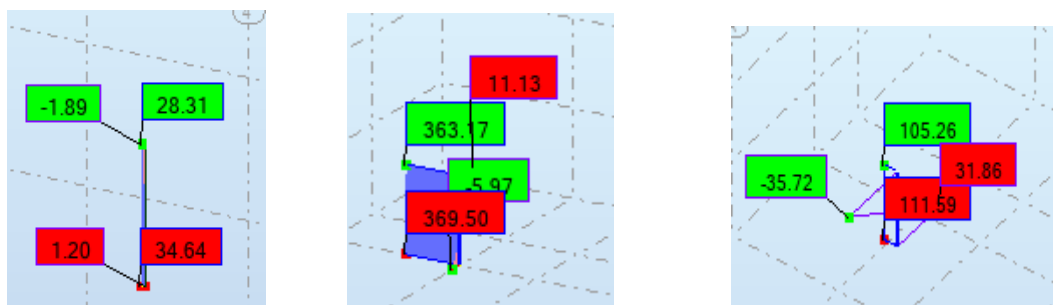


Figure 3.1: Moments et efforts normaux à ELU

ELS :

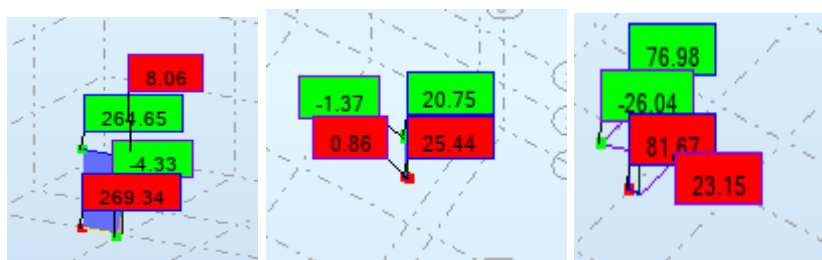


Figure 3.2: Moments et efforts normaux à ELS

On calcule :

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)
15	347,826	25	2,1

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} \geq N_u(d - d') - M1$$

-Avec  $M1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$

$$M1 = 35,72 + 105,26 (0,22 - \frac{0,25}{2}) = 45,72 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,25 - 0,81 \times 0,02) 0,25 \times 0,25 \times 14,16 \times 10^3 \geq 105,26 (0,22 - 0,02) - M1$$

60,22  $\geq$  - 24,67 condition vérifiée .

$$\text{SPC} \longrightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{35,72}{105,26} = 33,94 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max \left( 2\text{cm} ; \frac{306}{250} \right) = \max \left( 2\text{cm} ; 1,22 \right)$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm} ; \frac{306}{250} \right) = \max \left( 2\text{cm} ; 1,22 \right) = 2\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = 33,94 + 2 = 35,94 \text{ cm}$$

$$\frac{0,7 \times 306}{25} \leq \max \left( 15 ; 20 \frac{35,94}{25} \right)$$

$$8,57 \leq \max \left( 15 ; 28,75 \right)$$

$$8,57 \leq 28,75 \text{ condition vérifiée}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_{G \text{ étage}} = \frac{G_{\text{étage}} \times l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,06^2}{8} = 6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{G \text{ Terrasse}} = \frac{G_{\text{Terrasse}} \times l^2}{8} = \frac{6,06 \times 3,06^2}{8} = 7,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q \text{ étage}} = \frac{Q_{\text{étage}} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,06^2}{8} = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q \text{ Terrasse}} = \frac{Q_{\text{Terrasse}} \times l^2}{8} = \frac{1 \times 3,06^2}{8} = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_{G \text{ étage}} + M_{G \text{ Terrasse}} = 6,47 + 7,10 = 13,57 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = M_{Q \text{ étage}} + M_{Q \text{ Terrasse}} = 1,76 + 1,17 = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{13,75}{13,75 + 2,93} = 0,82$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times (0,7 \times 306^2)}{10^4 \times 25} (2 + 2 \times 0,82) = 2,86 \text{ cm}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2$$

$$e' = 33,94 + 2 + 2,86 = 38,8 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées :  $N_u' = N_u$

$$M_u' = N_u' (e_0 + e_a + e_2) = N_u' e'$$

$$M_u' = 105,26 (33,94 + 2 + 2,86) = 105,26 \times 38,8 \times 10^{-2}$$

$$M_u' = 40,86 \text{ KN. M}$$

$$M_1' = M_u' + N_u' \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u' \left( e' + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1' = 40,86 + 105,26 \left( 0,22 - \frac{0,25}{2} \right) = 105,26 \left( 0,38 + 0,22 - \frac{0,25}{2} \right)$$

$$M_1' = 50,86 \text{ KN .m}$$

En utilisant l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_1'}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,86 \times 10^3}{25 \times 22,5^2 \times 14,16} = 0,28$$

$$F_e = 400 \text{ MPA} \longleftrightarrow \mu_L = 0,392$$

$$\mu \leq \mu_L \longleftrightarrow 0,28 \leq 0,392 \rightarrow \text{Oui vérifié } A'_s = 0$$

Tableau 6:

$$\alpha = 0,420$$

$$\beta = 0,832$$

$$\alpha \geq 0,259 \quad \text{Pivot 8} \quad \varepsilon_{ST} = 3,5\% \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\varepsilon_L = 1,739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \longrightarrow 4,83 \geq 1,739 \longrightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}} = \frac{35,72 \times 10^3}{0,832 \times 22,5 \times 347,826} = 5,49 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>

Vérification :

$F_c = 400\text{MPa}$  → Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,72}{26,04} = 1,37$$

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

$$0,420 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,420 \leq 0,435 \rightarrow \text{Oui ELSCB OK}$$

### *b. Armatures transversales :*

Les armatures transversale Maintient l'armature longitudinal et reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement elles évitent ainsi leur flambement. Le diamètre des armatures transversales (les cadres, épingles et étriers) est la valeur la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Donc on prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

### *c. l'espacement :*

L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

$$e \leq \min (15 \cdot \phi_{l \min} ; 40 \text{ cm} ; 35\text{cm})$$

$\phi_{l \min}$  = est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau .

$$\phi_{l \min} = 12\text{mm} = 1,2\text{cm}$$

$$e \leq \min (15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 35\text{cm})$$

$$e \leq \min (18 ; 40 \text{ cm} ; 35\text{cm})$$

$$e \leq 18 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $e = 15\text{cm}$ .

### *d. La longueur de recouvrement :*

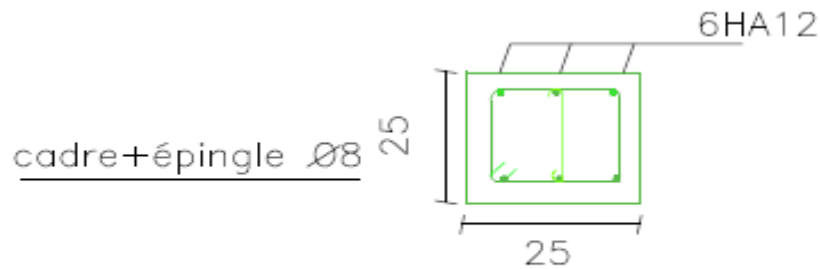
Est une zone recouvrement de deux armatures, suffisante pour transmettre un effort d'une barre à l'autre et le recouvrement de barre comprimés sont obligatoirement rectilignes les cadre réalisées pour des raisons de sécurité doivent être coupés au moment du bétonnage sans calcul plus précis on peut prendre :

$$l_s = 40 \varnothing$$

$$\text{Donc : } l_s = 40 \times 12$$

$$l_s = 480 \text{ mm} = 48 \text{ cm.}$$

on prend : 50 cm



**Figure 3.3 : Ferrailage de poteau**

### 3.2.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

Pour le ferrailage des poutres on distingue deux zones : zone en travée et zone en appuis et on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99.

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99.

- ◆ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :  
4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.

#### a. Calcul du ferrailage :

Les combinaisons prises en compte :

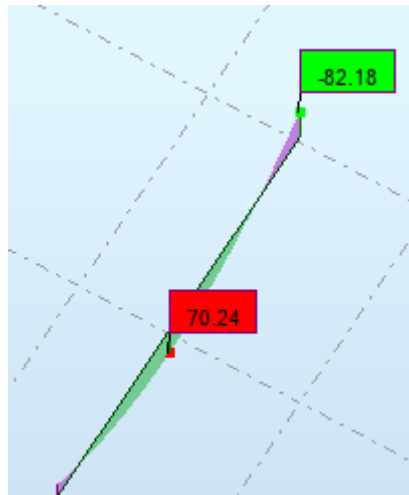
$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

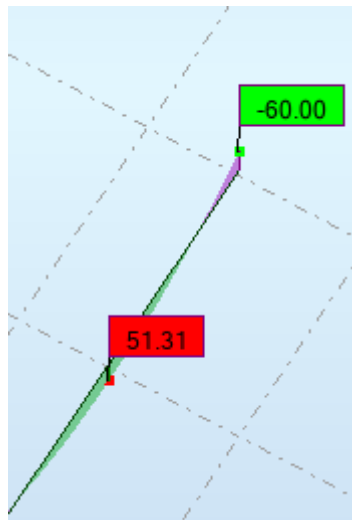
A l'aide du fichier des résultants donnée par l'Autodesk Robot structural 2019, on a les résultats suivants :

**Tableau 3.3 : Résultats obtenus par l'Autodesk Robot structural 2019**

	Moment (KN.m)				V(KN)
	ELU		ELS		ELU
Type	appui	travée	appui	travée	111,23
Poutre (25× 40)	-82,18	70,24	-60,00	51,31	



**Figure 3.4: Le diagramme des moments des poutres à ELU**



**Figure 3.5: Le diagramme des moments des poutres à ELS**

❖ *Calcul des armatures longitudinales :*

Pour poutre (25× 40) :

En travée :

$d' = 3$  cm dans la fissuration préjudiciable

donc  $d = h - d' = 40 - 3 = 37$  cm

**Tableau 3.4 : contraintes du béton et de l'acier**

$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)
15	201,63	25	2,1

$$\bar{K} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{15\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1 + k} = \frac{1}{1 + 0,896} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 25 \times 36^2 \times 15 \times 10^{-3} = 210,924 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = 51,31 \leq M_{rb} = 210,92 \text{ donc } A_s = 04$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{51,31 \times 10^3}{25 \times 36^2 \times 201,63} = 0,007$$

Tableau 7 :  $\alpha = 0,387$  ;  $\beta = 0,871$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{51,31 \times 10^3}{0,871 \times 36 \times 201,63} = 8,12 \text{ cm}^2$$

Le choix de  $A_s$  : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>

♦ Vérification à l'ELU :

$f_e/\gamma_s$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
347,82	14,16	9,23

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 36 = 9,32 \text{ cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1bf_{bu}10^{-1} = 0,8 \times 9,32 \times 36 \times 14,16 \times 10^{-1} = 263,94 \text{ (KN)}$$

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} 10^{-1} = 9,23 \times \frac{400}{1,15} 10^{-1} = 321,04 \text{ (KN)}$$

$$F_{b1} \neq F_s \rightarrow F_{b1} < F_s$$

*pivot B* : On suppose:  $\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l$

$$y_2 = \frac{F_s \cdot 10}{0,8 \cdot b \cdot f_{bu}} = \frac{321,04 \times 10}{0,8 \times 25 \times 14,16} = 11,34 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 3,5 \left( \frac{d - y_2}{y_2} \right) = 3,5 \times \frac{36 - 11,34}{11,34} = 7,61$$

$$\varepsilon_{st} = 7,61 \geq \varepsilon_l = 1,739 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{donc: } F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot b f_{bu} \cdot 10^{-1} = 0,8 \times 11,34 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 321,15 \text{ (KN)}$$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 321,15 \times (36 - 0,4 \times 11,34) \times 10^{-2} = 101,05 \text{ (KN.m)}$$

En appui :

$$\dot{d} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{donc } d = h - \dot{d} = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1+k} = \frac{1}{1+0,896} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 25 \times 36^2 \times 15 \times 10^{-3} = 210,924 \text{ (N.m)}$$

$$M_{ser} = -60 \leq M_{rb} = 210,924 \text{ Donc } \dot{A}_s = 0$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{60 \times 10^3}{25 \times 36^2 \times 201,63} = 0,009$$

Tableau 7 :  $\alpha = 0,426$  ;  $\beta = 0,858$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{67,06 \times 10^3}{0,858 \times 36 \times 201,63} = 9,63 \text{ cm}^2$$

Le choix de  $A_s$  : 6HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>

♦ Vérification à l'ELU :

$f_e/\gamma_s$	$f_{bu}$	$A_s(25 \times 40)$
347,82	14,16	12,06

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 36 = 9,32\text{cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1bf_{bu}10^{-1} = 0,8 \times 9,32 \times 36 \times 14,16 \times 10^{-1} = 263,94(\text{KN})$$

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} 10^{-1} = 12,06 \times \frac{400}{1,15} 10^{-1} = 419,48(\text{KN})$$

$$F_{b1} \neq F_s \rightarrow F_{b1} < F_s$$

: pivot B : On suppose  $\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l$

$$y_2 = \frac{F_s \cdot 10}{0,8 \cdot b \cdot f_{bu}} = \frac{419,48 \times 10}{0,8 \times 25 \times 14,16} = 14,81\text{cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 3,5 \left( \frac{d - y_2}{y_2} \right) = 3,5 \times \frac{36 - 14,81}{14,81} = 5$$

$$\varepsilon_{st}=5 \geq \varepsilon_l = 1,739 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{donc: } F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot bf_{bu} \cdot 10^{-1} = 0,8 \times 14,81 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1} = 419,42(\text{KN})$$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 419,42 \times (36 - 0,4 \times 14,81) \times 10^{-2} = 126,14(\text{KN} \cdot \text{m})$$

Pour poutre (25 × 30) :

Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section .

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Le choix de  $A_s$  : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

**Tableau3.5 : choix les armatures des poutres**

	As (cm <sup>2</sup> )		Le choix	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Poutre (25×40)	9,63	8,12	6HA16=12,06 cm <sup>2</sup>	6HA14=9,23cm <sup>2</sup>

Poutre (25×30)	3,75	3,75	3HA14 = 4,62 cm <sup>2</sup>	3HA14 = 4,62 cm <sup>2</sup>
----------------	------	------	------------------------------	------------------------------

❖ *Calcul des armatures transversales :*

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Contrainte tangentielle limite ultime :

Fissuration préjudiciable : ( $\alpha = 90^\circ$ ) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right] \text{ (MPa)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} = 2,5 \right] \text{ (MPa)}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ (MPa)}$$

Justification de l'âme d'une poutre (25 × 40) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{111,23 \times 10^3}{(25 \times 36) \times 100} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,23 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ condition vérifiée}$$

*Diamètre des armatures transversales :*

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_t^{\min}; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{400}{35} = 11,42; \phi_t^{\min} = 14; \frac{250}{10} = 25 \right]$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ donc } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

*Espacement des armatures transversales :*

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 2$$

$$1-S_t \leq \min[0,9 \times d ; 40] \text{ (cm)}$$

$$S_t \leq \min[(0,9 \times 36) = 32,4 ; 40] \text{ (cm)} \rightarrow s_t \leq 32,4 \text{ (cm)}$$

$$2-S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} = S_t \leq \frac{2 \times 235}{25 \times 0,4} = 47 \text{ (cm)}$$

$$3-S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times (\tau_u - (0,3 \times f_{tj} \times K))} = \frac{0,8 \times 235 \times 2 \times (\sin 90 + \cos 90)}{25 \times (1,23 - (0,3 \times 2,1 \times 1))} = 25,06 \text{ (cm)}$$

$$S_t \leq \min[S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}]$$

$$S_t \leq \min[32,4; 47; 25,06]$$

$$S_t = 25,06 \text{ (cm)}$$

Position de premier cours à une distance  $\frac{S_t}{2}$  de l'appui  $\frac{25,06}{2} = 12,53 \text{ cm}$

Donc : premier cours et 13cm.

♦ *Vérification de la compression des bielles poutre (25 × 40) :*

$$v_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4$$

$$111,23 \leq 0,267 \times 25 \times 32,4 \times 25 = 5406,75 \text{ condition vérifiée}$$

♦ *Vérification de la section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive :*

$$A_s \geq \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$9,23 \geq \frac{111,23 \times 1,15}{400} = 0,31 \text{ condition vérifiée}$$



Figure 3.6 : Ferrailage de poutre (25×40)



Figure 3.7 : Ferrailage de poutre (25×30)

### 3.3. Système de fondations :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculées que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire). Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

On distingue plusieurs types de fondation : fondation profonde (pieux ; puits) et fondation Superficielle (semelle isolée ; semelle filante ; radier).

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels :

- Nature de du sol.
- Nature de la structure : (voile ; auto stable ; mixte...).
- Contrainte admissible du sol.

#### 3.3.1. Etude du sol :

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car le choix d'un type de fondation et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physique et mécanique du sol.

Elles doivent cependant être suffisamment détaillées pour permettre :

- Le classement du site par apport aux sites types.
- L'utilisation d'une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les essais de laboratoire ont montrent que :

- Le sol est assez homogène
- Une analyse chimique n'a relevée aucune agressivité vis à vis du béton de fondation.
- La profondeur d'ancrage est de 2m par rapport au terrain naturel.
- La contrainte admissible est prise égale à :  $\sigma_{sol} = 2bars$ .

De ce fait des fondations superficielles de type isolées seront utilisées.

### 3.3.2 : Définition d'une fondation superficielle :

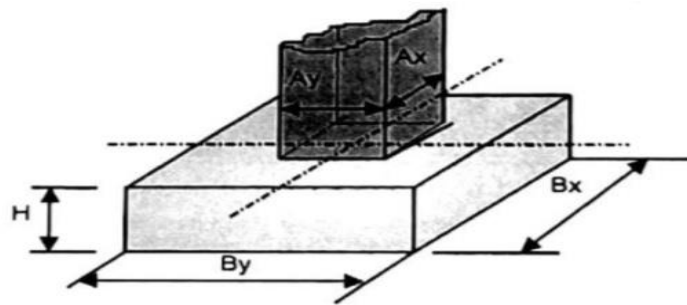
Les fondations superficielles (semelles) sont limitées en dimensions, au-delà, les techniques de mise en œuvre sont relatives aux fondations profondes. Elles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel.

Les fondations superficielles sont de trois types :

#### *a. Semelles isolées :*

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimension de surface sont homothétique à celles du poteau que fondation supporte :



**Figure 3.8 : Semelles isolées**

$$\text{Homothétie : } \frac{B_x}{B_y} = \frac{A_x}{A_y}$$

$$\text{Hauteur H : } \frac{B_x - A_x}{4} \leq H - 100 < B_x - A_x$$

#### *b. semelles filantes :*

Les semelles filantes sont les fondations des voiles.

La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées

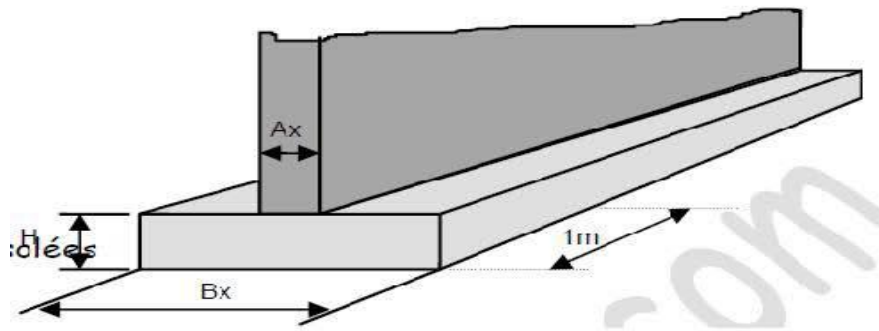


Figure 3.9 : Semelles filantes

## 3.3.3. Calcul des fondations :

## a. Dimensionnement des fondations superficielles :

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol. Les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\sigma_{sol}[\text{MPa}] = \frac{F [\text{N}]}{S [\text{m}^2]}$$

La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations.

$$\sigma_{sol} = \frac{F}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 2 \text{ kg/cm}^2 = 0,2 \text{ MPA}$$

La surface S d'une semelle s'exprime :

$$S[\text{mm}^2] \geq \frac{N_s[\text{N}]}{\sigma_{sol}[\text{MPa}]}$$

Donc :

$$N_s = 269,34$$

$$S[\text{cm}^2] \geq \frac{N_s[\text{kg}]}{\sigma_{sol}[\text{kg/cm}^2]}$$

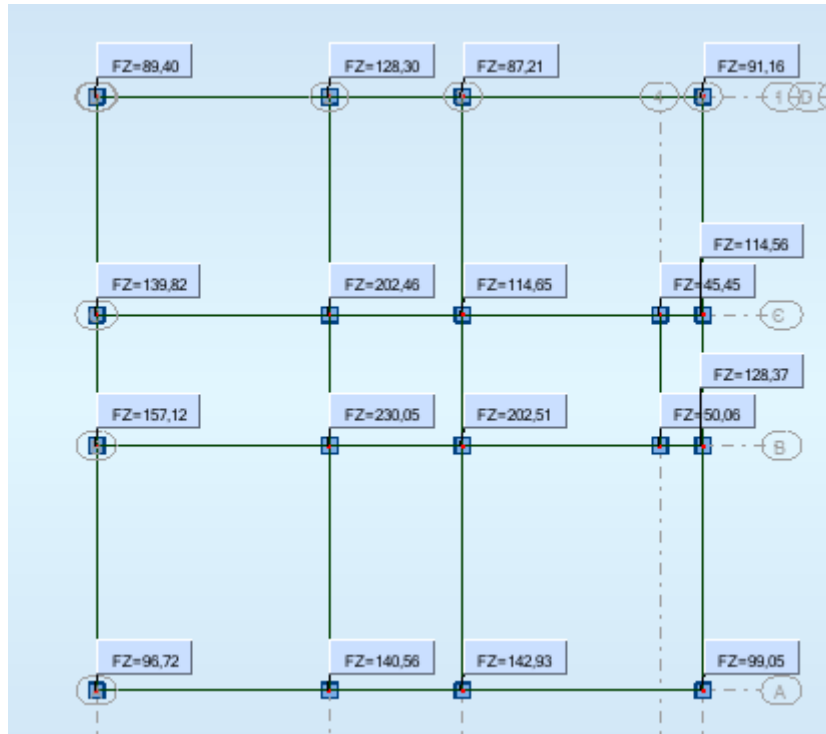
$$S \geq \frac{269,34 \times 10^2}{2}$$

$$S \geq 13467 \text{ cm}^2$$

$$S = (A \times B)$$

$$(A \times B) \geq \sqrt{13467} = 116,05 \text{ cm}$$

$$\text{donc: } A = 120 \text{ cm} = 1,20 \text{ m} \quad B = 120 \text{ cm} = 1,20 \text{ m}$$



Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées dans les tableaux suivants :

**Tableaux 3.6 : les surfaces des semelles**

Les semelles	$N_s$ [kg]	$\delta_{sol}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Dimension [cm]	Les dimensions « A » et « B » (cm)
S <sub>1</sub>	54,65	2	52,27	60
S <sub>2</sub>	113,52	2	75,34	80
S <sub>3</sub>	182,10	2	95,42	100
S <sub>4</sub>	269,34	2	116,05	120

La hauteur :

$$H \geq \frac{A - a}{4}$$

Avec :

H : La hauteur de la semelle (cm)

A : Dimension de la semelle (cm)

a : Dimension de poteau (cm)

Donc :

$$H_1 \geq \frac{60 - 25}{4} = 8,75 \text{ cm} \quad H_1 = 20 \text{ cm.}$$

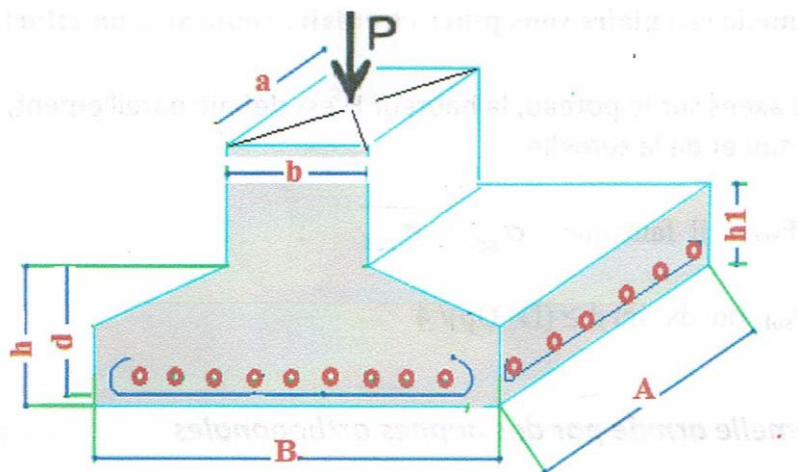
$$H_2 \geq \frac{80 - 25}{4} = 13,75 \text{ cm} \quad H_2 = 20 \text{ cm.}$$

$$H_3 \geq \frac{100 - 25}{4} = 18,75 \text{ cm} \quad H_3 = 25 \text{ cm.}$$

$$H_4 \geq \frac{120 - 25}{4} = 23,75 \text{ cm} \quad H_4 = 30 \text{ cm.}$$

3.3.4. Calcul du ferrailage :

- La section des armatures parallèles à la dimension B est :  $A_b = \frac{N_u(B-b)\gamma_s}{8 d' f_e}$
- La section des armatures parallèles à la dimension A est :  $A_a = \frac{N_u(B-b)\gamma_s}{8 d' f_e}$

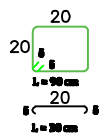


Donc :

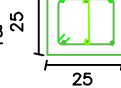
$$A_b = \frac{N_u (B - b) \gamma_s}{8 d' f_e} = \frac{282.89 (120 - 25) \times 1.15}{8 \times 5 \times 400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{N_u (B - b) \gamma_s}{8 d' f_e} = \frac{289.13 (120 - 25) \times 1.15}{8 \times 5 \times 400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s : 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$



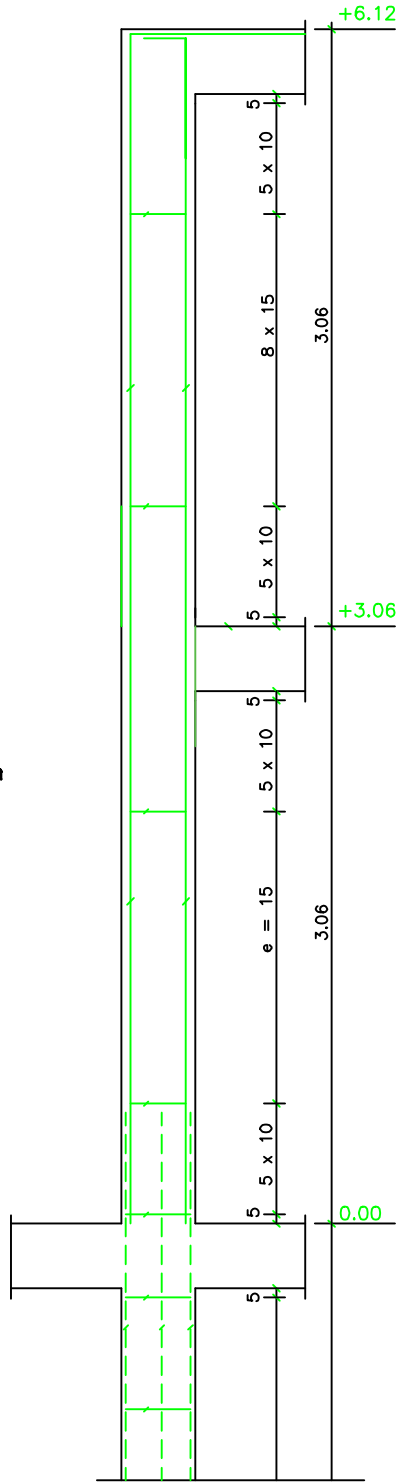
cadre+épingle Ø8



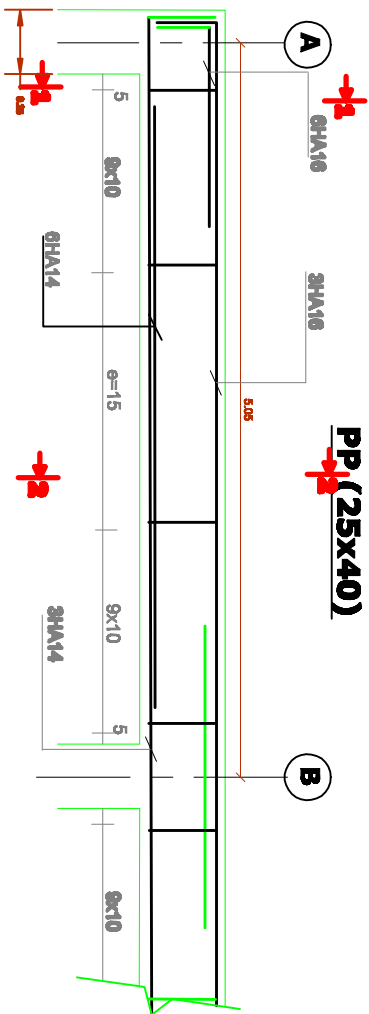
6HA12  
L=3.3 m



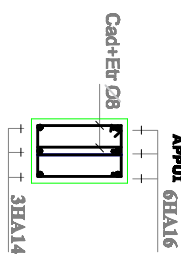
6HA12  
L= 3.3 m



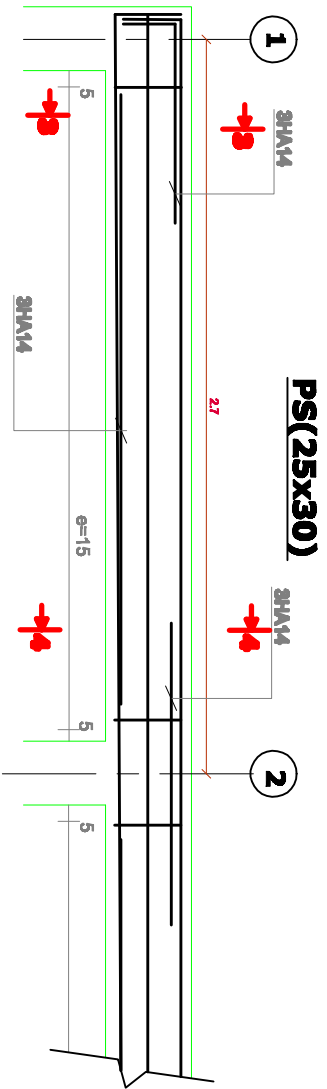
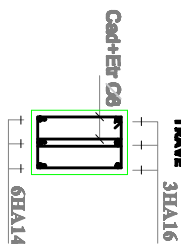
Ferrailage de poteau



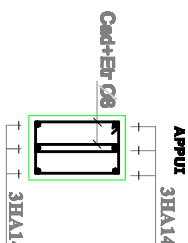
**-COUPE 1-1 -**



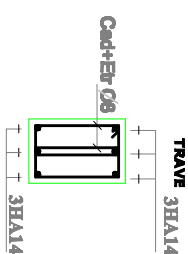
**-COUPE 2-2 -**



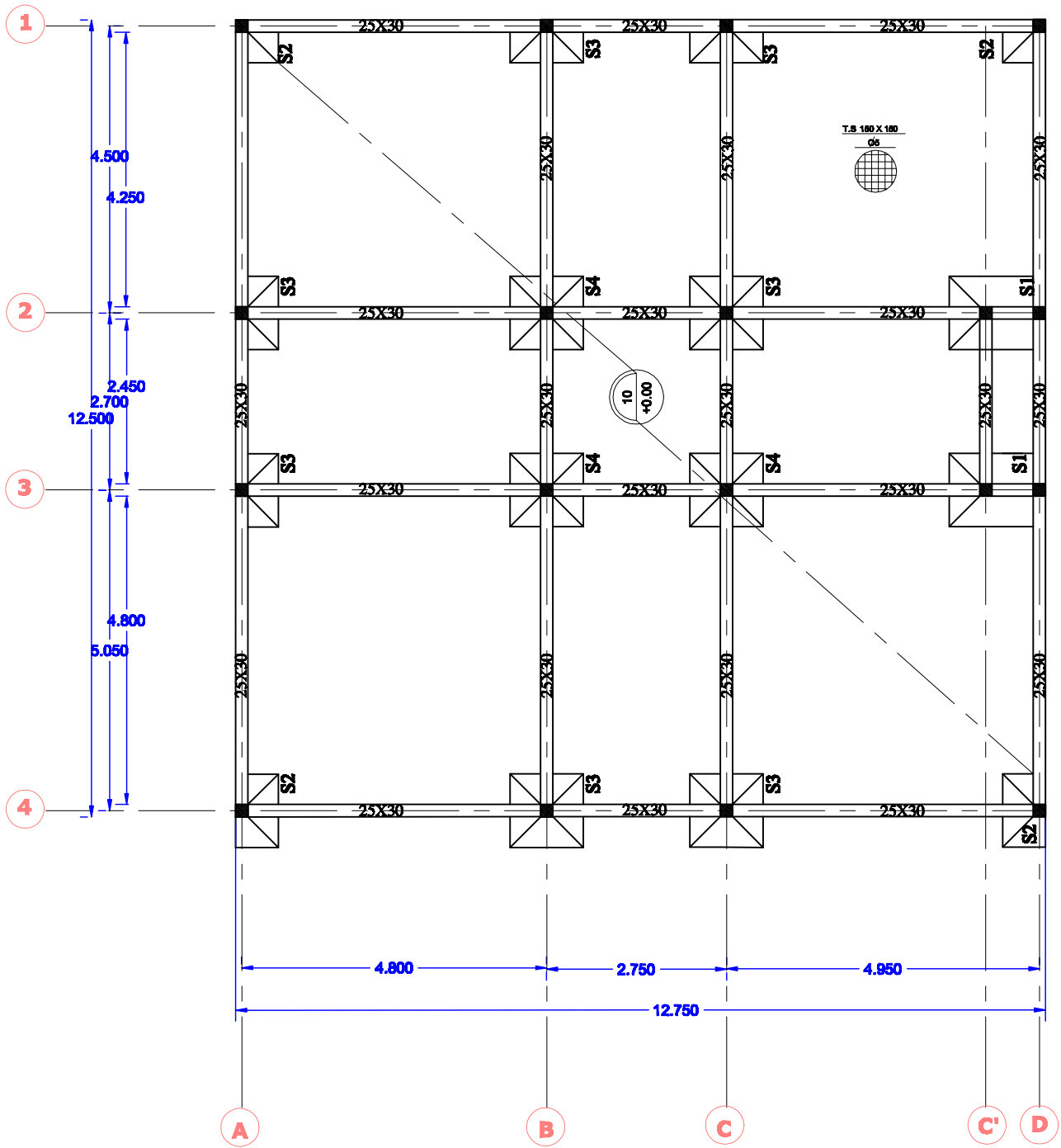
**-COUPE 3-3 -**



**-COUPE 4-4 -**



**COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES**

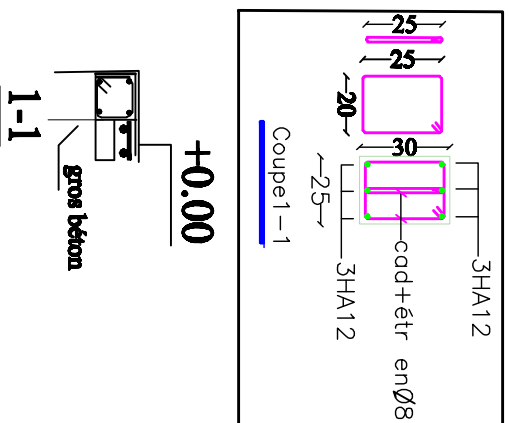


**Tableau Des Semelles**

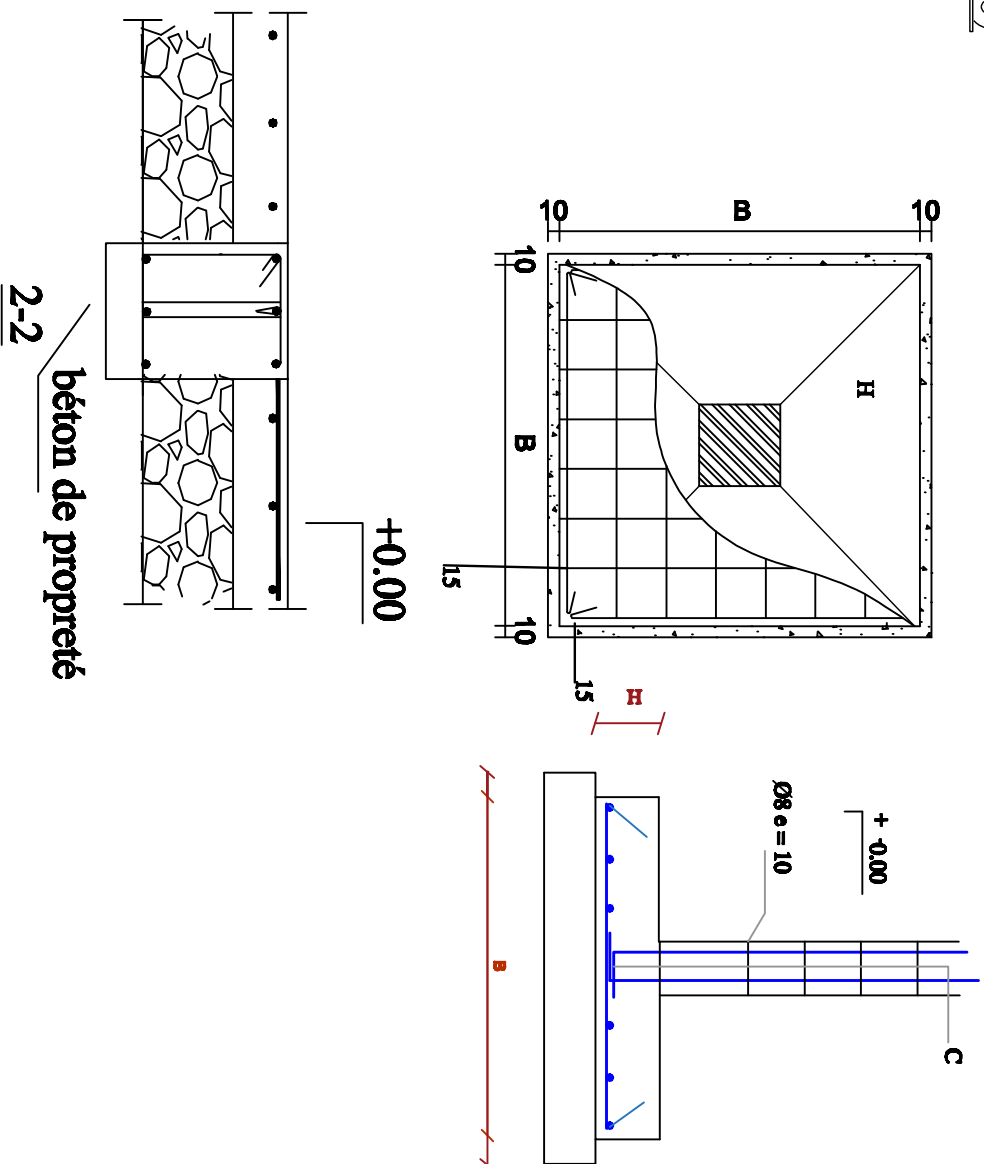
TYPE DES SEMELLES	DIMENSION A x B	HAUTEUR H	FERRAILLAGE		
			$f_a$ # <sub>A</sub>	$r_b$ # <sub>B</sub>	C
S1	60x60	20	$\begin{matrix} 15 & & 15 \\ \swarrow & 50 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=80 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 15 & & 15 \\ \swarrow & 50 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=80 \end{matrix}$	$\begin{matrix} \infty \\ e=10 \end{matrix}$
S2	80x80	20	$\begin{matrix} 15 & & 15 \\ \swarrow & 74 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.05 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 15 & & 15 \\ \swarrow & 74 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.05 \end{matrix}$	$\begin{matrix} \infty \\ e=10 \end{matrix}$
S3	1.00x1.00	25	$\begin{matrix} 20 & & 20 \\ \swarrow & 94 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.35 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 20 & & 20 \\ \swarrow & 94 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.35 \end{matrix}$	$\begin{matrix} \infty \\ e=10 \end{matrix}$
S4	1.20x1.20	30	$\begin{matrix} 20 & & 20 \\ \swarrow & 1.04 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.44 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 20 & & 20 \\ \swarrow & 1.04 & \searrow \\ T12 & e=15 & L=1.44 \end{matrix}$	$\begin{matrix} \infty \\ e=10 \end{matrix}$

## PLAN DE FONDATIONS

FERRAILLAGE LONGRINE (25x30)



FERRAILLAGE SEMELLE



## *Conclusion générale*

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus universitaire qui s'est étalé sur trois ans de Licence. L'élaboration de ce projet nous a permis de mieux comprendre la phase d'étude que doit un projet suivre afin de le concrétiser sur terrain. A travers ce travail nous avons mis en considération la réglementation en vigueur (CBA 93 et RPA 99 version 2003).

A l'heure actuelle, il est nécessaire d'utiliser des logiciels de calculs pour gagner du temps et pour plus de précision et par conséquent plus sécurité pour l'ouvrage.

En fin, nous concluons que pour réussir la phase d'étude de projet il est nécessaire de bien mener la phase de conception à laquelle une collaboration efficace entre l'architecte et l'ingénieur civil est fortement recommandée

# *Références bibliographiques*

## ***REGLEMENTS :***

- ◆ Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé CBA93.
- ◆ Règles de calcul de Béton Armé BAEL91.
- ◆ Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

## ***LIVRES :***

- ◆ Béton armé –Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- ◆ Etude des structures en béton, Jean-Marie Husson.

## ***COURS :***

- ◆ Béton armé 2<sup>ème</sup> Génie civil MCIL.
- ◆ Projet structures en Béton armé M2 Génie civil –option : structures Dr.M .BERRADIA-UHB Chlef .

## ***LOGICIELS :***

- ◆ WORD 2013.
- ◆ AUTO CAD 2015.
- ◆ AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019.

# ***ANNEXES***

## Annexe 01 : Organigramme Calcul du ferrailage par flexion composée

Flexion composée (F+c)

Section rectangulaire à ELU.

$$(0,337h - 0,81d') \leq h \leq h_{\max} \geq N_u(d-d') - M_1$$

$$\text{avec } M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$



$$\text{si } \frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15; 20 \frac{e_1}{h} \right) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

⇒ Prise en compte forfaitaire des effets  
du second ordre (flambement).

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l_f}{250} \right)$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2$$

Sollicitations corrigées  $N_u' = N_u$  ;

$$M_u' = N_u' (e_0 + e_a + e_2) = N_u' e'$$

$$M_1' = M_u' + N_u' \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u' \left( e' + d - \frac{h}{2} \right)$$

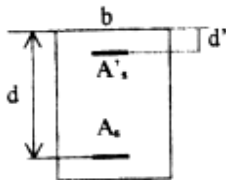
↓ org F.c

$$\mu = \frac{M_1'}{b d^2 f_{bu}}$$

## Annexe 02 : Organigramme de flexion simple

### FLEXION SIMPLE SECTION RECTANGULAIRE

#### A) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable



Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELS

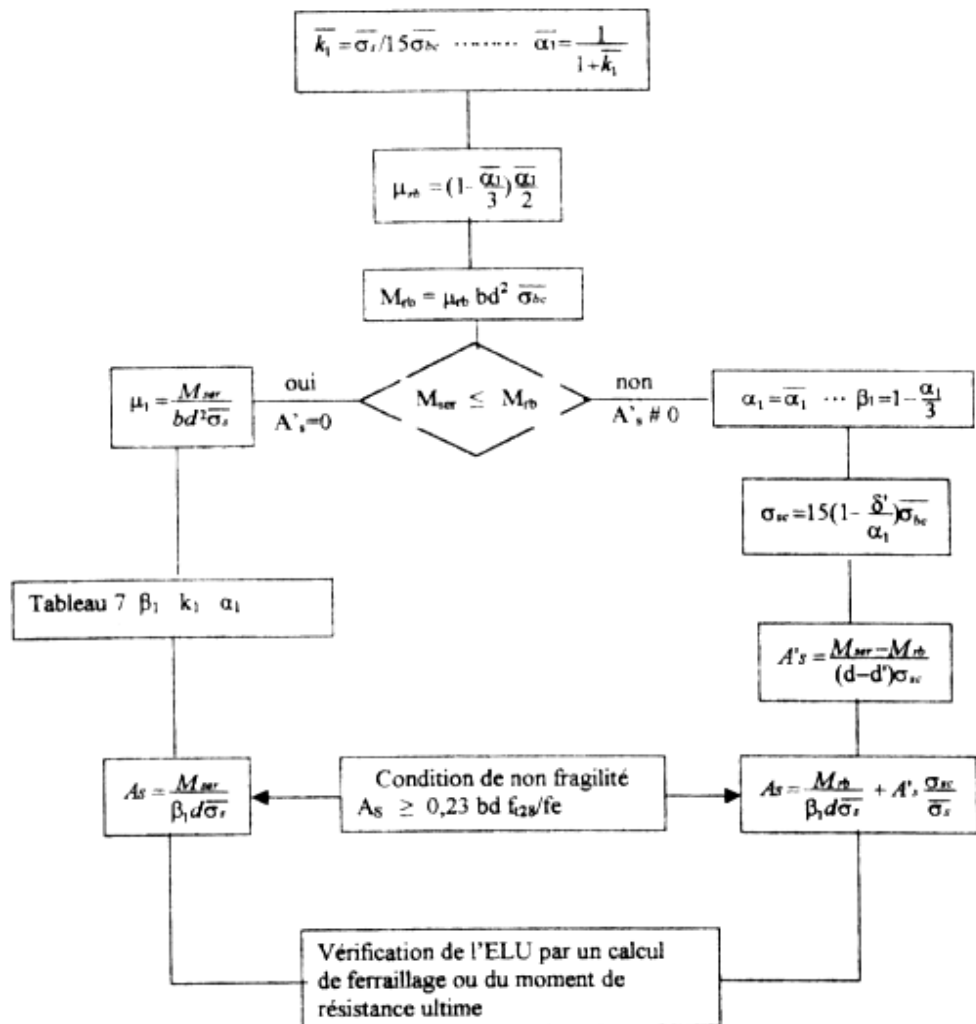
Données :  $M_{U1}$  et  $M_{ser}$  en (N.m)  $b, d, d'$  en (cm)  $\delta' = d'/d$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$   $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_s, 110\sqrt{\eta f_{c28}}) \dots$  fissuration préjudiciable

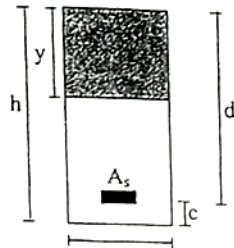
$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_s, 90\sqrt{\eta f_{c28}}) \dots$  fissuration très préjudiciable

$f_{c28}, f_{c28}, f_s$  en (MPa)

Inconnues :  $A_s, A'_s$  en ( $cm^2$ )



## Annexe 03 : Organigramme de vérification de l'ELU calcul de ferrailage ou du moment de résistance ultime



**Données:**  
 $f_{c28}$ ;  $f_e$  [MPa]  
 $d$ ;  $c$ ;  $d'$ ;  $b$ ; [cm]

### Calcul moment résistant ultime (Section sans armatures comprimées)

**Caractéristiques des matériaux:**  
 Acier :  $\frac{f_c}{\gamma_s}$ ;  $\epsilon_{st} = \frac{1}{2} \cdot 10^{-2} \cdot \frac{f_c}{\gamma_s}$   
 Béton :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

