

Université ABDELMALEK ESSAADI

# Mini-Projet

Dimensionnement et étude parasismique d'un  
bâtiment R+2

**Zakariae EL KOMIRY**  
**Mohamed ZRAIDI**  
**Anass ABDENNOUR**  
**Mohamed AHATRI**

encadré par :  
**Pr. Mokhtar MABSSOUT**



Béton Armé

# Remerciements

*Tout d'abord nous exprimons notre profond remerciement à notre cher professeur de Béton-Armé et des Méthodes des éléments finis, Monsieur **Mokhtar MABSSOUT**, pour son assiduité et ses efforts afin de nous offrir la formation en béton armé, et aussi pour ses conseils, et ses remarques, qui étaient bénéfiques et indispensables pour nous, afin d'évoluer notre travail.*

# Table des matières

## Introduction

- I. Pré-dimensionnement et descente de charge
  - 1. Pré-dimensionnement de la dalle creuse
  - 2. Pré-dimensionnement des poutres
  - 3. Pré-dimensionnement des poteaux
    - 3.1. Descente de charge
    - 3.2. Pré-dimensionnement à l'ELUR
- II. Dimensionnement des éléments structuraux
  - 1. Dimensionnement de la dalle
    - 1.1. Treillis soudées
    - 1.2. Vérification de la flèche
  - 2. Dimensionnement des poutres
    - 2.1. Détermination des charges du poutre L2
    - 2.2. Evaluation des moments sur appuis
    - 2.3. Evaluation des moments sur travées
    - 2.4. Calcul de ferraillage
    - 2.5. Vérification de la flèche
    - 2.6. Calcul des efforts tranchant
    - 2.7. Les arrêts de barres
  - 3. Dimensionnement des poteaux
    - 3.1. Poteau intérieur 1
    - 3.2. Poteau extérieur 2
- III. Etude de fondation
  - 1. Les semelles
    - 1.1. Semelle centrée
    - 1.2. Semelle excentrée
  - 2. Etude de poutre de redressement
    - 2.1. Définition
    - 2.2. Calcul du moment et l'effort tranchant
    - 2.3. Détermination de la section du poutre
    - 2.4. Calcul de ferraillage

- 2.5. Effort tranchant
- 2.6. Schéma de ferraillage

IV. Etude sismique (dynamique)

- 1. Données sismiques
- 2. Quelques critères de la régularité du bâtiment
- 3. Calcul de la répartition de la force sismique latérale
  - 3.1. La force sismique totale
  - 3.2. Les sollicitations dues à l'action sismique horizontale
  - 3.3. La force sismique verticale et sollicitations résultantes
  - 3.4. Sollicitations dues à l'action sismique verticale
- 4. Vérification des déformations entre étages (fonctionnalité)
- 5. Calcul d'une poutre en tenant compte du séisme (Travée 2 du 2ème étage)

Conclusion

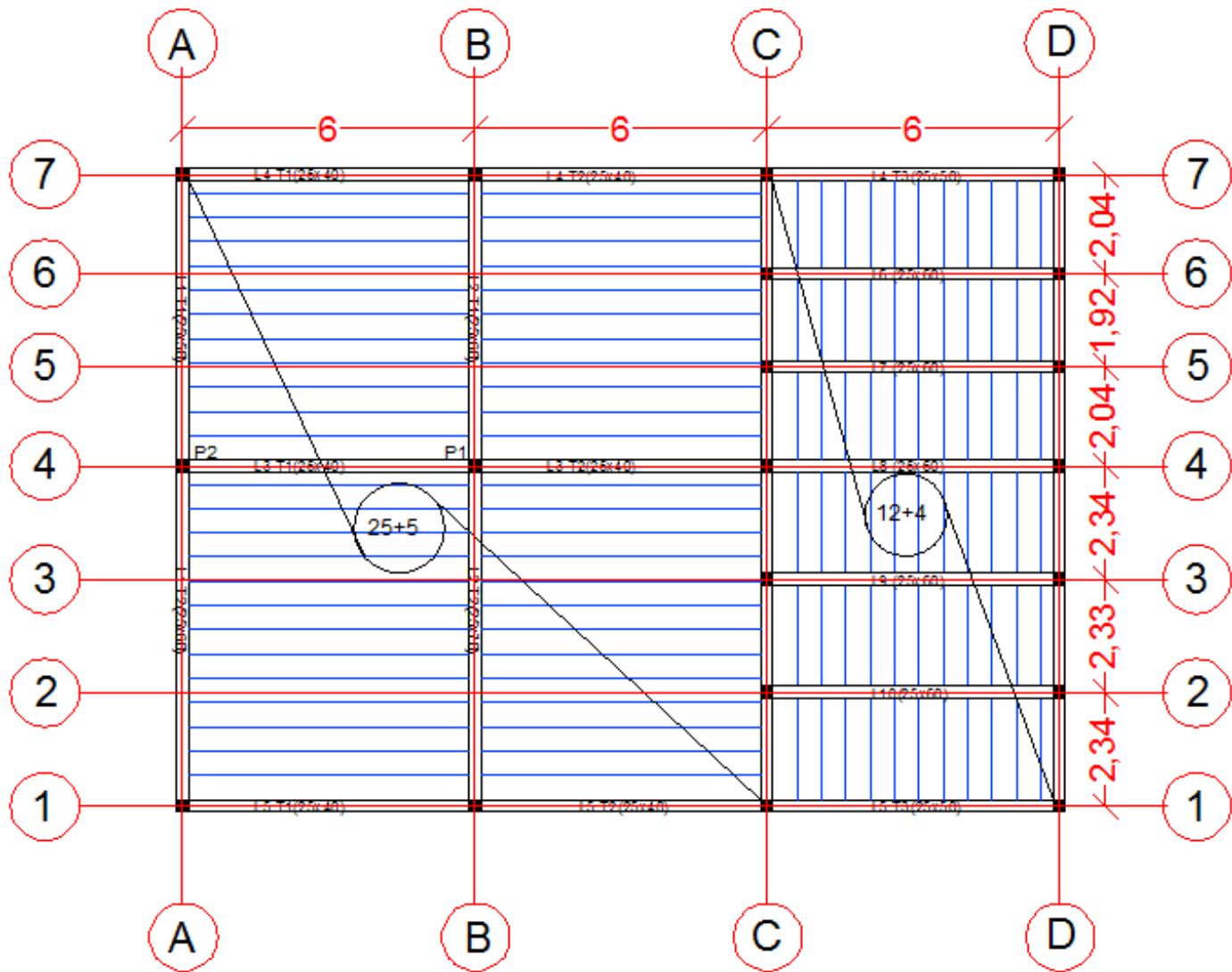
# Introduction

Notre projet consiste à se familiariser avec le calcul manuel d'une structure simple en béton-armé de (R+2) afin de savoir toute les étapes nécessaires pour le dimensionnement des éléments structuraux et d'appréhender les règles de calcul en se basant sur le règlement de construction en Béton armé le (**B.A.E.L 91**).

Pour entamer le projet on a suivi les étapes ci-dessous :

- Pré dimensionnement et dimensionnement de tous les éléments structuraux principaux de la construction.
- Détermination des sections d'acières et ferraillage des éléments porteurs du bâtiment.
- Une étude parasismique a part, basée sur le règlement parasismique Marocain **RPS 2000**.
- Utilisation des Logiciels pour schématiser les figures et calcul de la structure sous le Logiciel Autodesk AutoCad, **CBS** et **Robot**.

# Description du Projet



Le projet en question consiste à faire l'étude du béton armé d'un bâtiment constitué d'un RDC et deux étages, les données caractéristiques sont comme suit :

La structure occupe une superficie d'environ  **$S = 241.8 \text{ m}^2$** .

Repose sur un terrain de contrainte admissible égale à **2 bars**, valeur correspondante à un sol argileux.

Les caractéristiques du béton utilisé sont :

Contrainte de compression vaut :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Contrainte de traction vaut :  **$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$**

L'acier utilisé est de nuance **HA** de limite élastique **500 MPa**

L'étude de cette structure est faite en tenant compte des règlements suivants :

- Règlement BAEL 91 modifie 99 et DTU associé.
- Règlement parasismique en vigueur (RPS 2000).

## I- Pré dimensionnement et descentes de charge :

### 1. Pré-dimensionnement de la dalle creux (D1 de l'étage courant)

La nature du plancher utilisé est un plancher en corps creux ou bien une dalle creuse dont il nous faut savoir ses dimensions, et précisément son épaisseur.

L'épaisseur du plancher à corps creux est connue à l'aide de la condition ci-dessous :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Généralement on travail avec la formule ci-cote :  $e = \frac{L}{22.5}$

Avec : *L* est la grande portée du panneau considéré selon le sens des poutrelles.

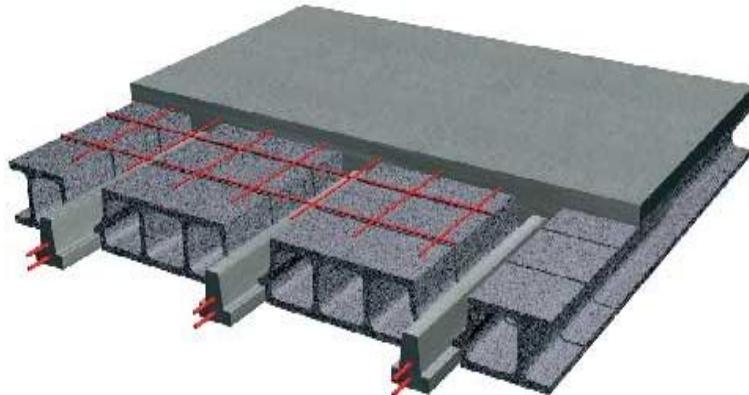
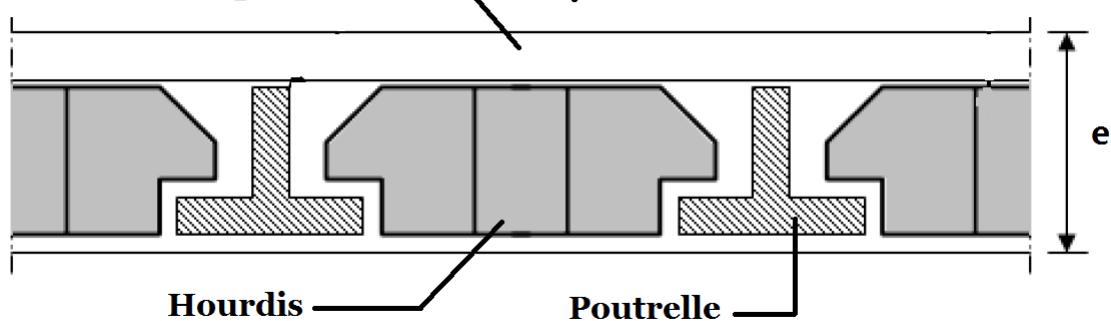


Figure1. Éléments de la dalle creuse

Table de compression



Pour la dalle D1 de dimension  $(6 \times 7) \text{ m}^2$  on a :

$$e = \frac{6}{22.5} = 0.267 \text{ m} \text{ Soit } \approx 26.7 \text{ cm prendre } e = 30 \text{ cm.}$$

Par standardisation on choisit alors l'épaisseur  $(25+5) \text{ cm}$  tel que :

- 25 cm : épaisseur du corps creux (poutrelles+Hourdis).
- 5 cm : épaisseur de la table de compression.

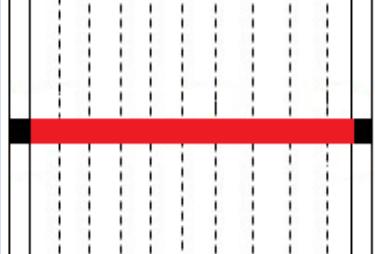
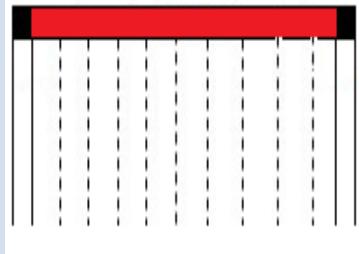
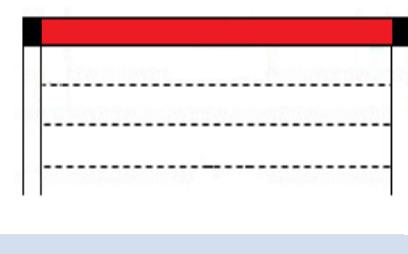
## 2. Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait d'une manière forfaitaire

Pour des raisons architecturales on a pris  $b=25 \text{ cm}$ . Il nous restait que la hauteur  $h$  à déterminer.

**Détermination de  $h$**  : La détermination de  $h$  dépend de l'emplacement de la poutre sous la dalle et de son chargement.

Le tableau ci-dessous présente les formules à utiliser pour chaque cas de figure :

chargée sur deux coté	chargée sur un seul coté	non chargée
		
$h = \frac{L}{10}$	$h = \frac{L}{12}$	$h = \frac{L}{16}$

## Application :

Poutre	Porté(m)	h (cm)	b×h
L1 T1	6	50	25×50
L1T2	7	60	25×60
L2 T1	6	60	25×60
L2T2	7	70	25×70
L3T1	6	40	25×40
L3T2	6	40	25×40
L3T3	6	60	25×60

### Remarque :

La condition parasismique  $b > \frac{h}{4}$  est vérifiée pour toutes les poutres.

## 3. Pré dimensionnement des Poteaux

### 3.1 Descente de charge

On distingue deux types de charges dans une construction en Béton Armé :

- Les charges permanentes G
- Les charges d'exploitation ou variables Q

Charges sur le plancher Terrasse :

➤ **Permanentes :**

Corps creux 25+5 ..... 4.15 KN/ m<sup>2</sup>.

Gravillons de Poids Volumique 20 KN/ m<sup>3</sup> et 5 cm d'épaisseur  
 $20 \times 0.05 = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$  ..... 1 KN/ m<sup>2</sup>

Etanchéité ..... 0.1 KN/ m<sup>2</sup>

D'où :  $G_{\text{terrasse}} = 4.15 + 1 + 0.1 = 5.25 \text{ kN}/\text{m}^2$

➤ **Variables :**

Terrasse inaccessible ..... 1 KN/ m<sup>2</sup>

Alors :  $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ kN}/ \text{m}^2$

## Charges sur le plancher haut RDC et PH Etage :

### ➤ Permanentes :

Corps creux 25+5 ..... 4.15 KN/ m<sup>2</sup>. Cloisons

légères et faux-plafond..... 1 KN/m<sup>2</sup>

Chape de 4 cm de Poids Volumique de 20 KN/ m<sup>3</sup>

→  $0.04 \times 20 = 0.8 \text{ KN/m}^2$  ..... 0.8 KN/m<sup>2</sup>

$$\text{D'où : } G_{\text{courant}} = 4.15 + 1 + 0.8 = \mathbf{5.95 \text{ kN/m}^2}$$

### ➤ Variables :

Bâtiment a usage d'habitation Alors :  $Q_{\text{courant}} = \mathbf{1.5 \text{ kN/m}^2}$

## 3.2 Pré dimensionnement des Poteaux a L'ELUR :

Tout d'abord posons :  $\lambda = 35$  (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

### 3.2.1 Poteau intérieur 1

#### **sous la Terrasse – Deuxième Etage :**

La longueur de flambement pour un poteau encastré-articulé est :  $L_f = 0.7 \times l_0 = 2.1 \text{ m}$

$$a = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{35} = 20.78 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } a = 25 \text{ cm et l'élancement devient } \lambda = 29.09$$

On suppose que :  $a=b=25 \text{ cm}$  (section minimale selon le RPS 2000)

$$\text{On a : } \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{29.09}{35} \right)^2 = 1.14$$

Ensuite on Calcule la section réduite avec la formule ci-joint :  $B_r = \frac{\beta \cdot N_u}{f_{bc} + 0.85 \frac{A \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$

Le Pré dimensionnement des sections en BA nécessite la connaissance de l'effort normale  $N_u$ , pour cela il existe deux Méthodes d'évaluation :

- La méthode de surface d'influence
- La méthode des efforts tranchants isostatiques.

Pour ce projet la méthode adoptée est celle de l'effort tranchant, le développement de la méthode est expliqué dans ce qui suit :

**Pour la poutre continue L2 on a :**

**Travée 1(poutre L2 T1) :**

$$G_{21} = G_{Terrasse} \times 6 + p.p \text{ de la poutre} = 35.25 \text{ KN/m}$$

$$Q_{21} = Q_{Terrasse} \times 6 = 6 \text{ KN/m}$$

$$p_{u21} = 1.35G_{21} + 1.5Q_{21} = 56.59 \text{ KN/m}$$

$$V_{21} = \frac{p_{u21} \times l_{21}}{2} = 169.77 \text{ kN}$$

**Travée 2(poutre L2 T2) :**

$$G_{22} = G_{Terrasse} \times 6 + p.p \text{ de la poutre} = 35.875 \text{ KN/m}$$

$$Q_{22} = Q_{Terrasse} \times 6 = 6 \text{ KN/m}$$

$$p_{u22} = 1.35G_{22} + 1.5Q_{22} = 57.43 \text{ KN/m}$$

$$V_{22} = \frac{p_{u22} \times l_{22}}{2} = 201.005 \text{ kN}$$

**Pour la poutre continue L3 on a :**

**Travée 1(poutre L3 T1) :**

$$G_{31} = G_{Terrasse} \times 0.6 + p.p \text{ de la poutre} = 5.65 \text{ KN/m}$$

$$Q_{31} = Q_{Terrasse} \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$p_{u31} = 1.35G_{31} + 1.5Q_{31} = 8.53 \text{ KN/m}$$

$$V_{31} = \frac{p_{u31} \times l_{31}}{2} = 25.59 \text{ kN}$$

**Travée 2(poutre L3 T2) :**

$$G_{32} = G_{Terrasse} \times 0.6 + p.p \text{ de la poutre} = 5.65 \text{ KN/m}$$

$$Q_{32} = Q_{Terrasse} \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$p_{u32} = 1.35G_{32} + 1.5Q_{32} = 8.53 \text{ KN/m}$$

$$V_{32} = \frac{p_{u32} \times l_{32}}{2} = 25.59 \text{ kN}$$

**Remarque : La longueur des hourdis utilisé égale a 6 cm .**

Puisqu'on a une poutre à deux travées donc on majore la charge d'appui intermédiaire par un pourcentage de 15%.

$$N_{u1} = 1.15 \left( \sum V + 1.35 \times pp \text{ du poteau} (25 \times 25) \right)$$

**Application Numérique :**

$$N_{u1} = 1.15 \left( \sum V + 1.35 \times (25 \times 0.25 \times 0.25 \times (3 - 0.6)) \right) = 491.08 \text{ kN}$$

$$tel que : \sum V = V_{21} + V_{22} + V_{31} + V_{32}$$

**N<sub>u</sub> = 491.08 kN**

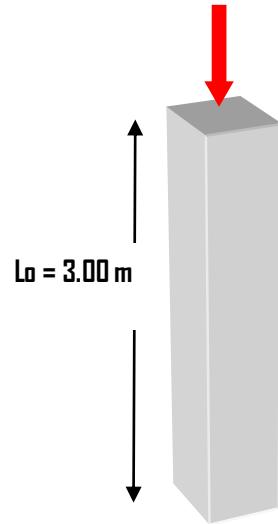
$$B_r = 287.95 \text{ cm}^2$$

En utilisant la formule :  $B_r = (a - 2)(b - 2)$

On trouve d'après le calcul que  $b = 14.5 \text{ cm} < a$

Donc  $b = a = 25 \text{ cm}$  est vérifiée.

La section finale est  $25 \times 25$



**Poteau sous plancher Terrasse**

**Section carrée de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$**

### Poteau de l'étage courant – Premier Etage :

Calcul de longueur de flambement  $L_f = 0.7 \times L_0 = 2.1 \text{ m}$

On en déduit que  $a = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{35} = 20.78 \text{ cm}$  Donc on prend  $a = 25 \text{ cm}$

L'élancement  $\lambda = 29.09$  Le coefficient  $\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{29.09}{35} \right)^2 = 1.14$

La charge Normale ultime est donc :  $N_{u2} = 1065,14 \text{ kN}$  ( PPM( $25 \times 25$ ) inclus )

On en déduit la section réduite :  $B_r = 624,56 \text{ cm}^2$

Tout calcul fait on trouve que :  $b = 29.15 \text{ cm}$  donc la valeur à prendre est  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification de la section trouvée en tenant compte du poids propre réel

$N_u = 1066.30 \text{ KN}$

$B_r = 624,56 \text{ cm}^2$   $b = 29.15 \text{ cm}$  Vérifie

Donc La section finale est :  $25 \times 30$

### Poteau du RDC :

Longueur de flambement :  $L_f = 0.7 \times L_0 = 2,45 \text{ m}$

On en déduit que :  $a = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{35} = 24,24 \text{ cm}$  Donc on prend  $a = 25 \text{ cm}$

L'élancement est :  $\lambda = 33,95$  avec :  $\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{33,94}{35} \right)^2 = 1.18$

L'effort Normale ultime supporte est :  $N_{u3} = 1642,77 \text{ kN}$

La section réduite vaut :  $B_r = 1003,89 \text{ cm}^2$

La coté du poteau trouvée vaut :  $b=45,64 \text{ cm}$ , La valeur a considérer est alors :  $b=50 \text{ cm}$ .

Vérification de la section trouvé en tenant compte du poids propre réel

$N_u=1649.77 \text{ KN}$

$B_r=1008.09 \text{ cm}^2$

$b = 45.83$  Vérifie

La section finale est  $25 \times 50$

### 3.2.2 Poteau P2 :

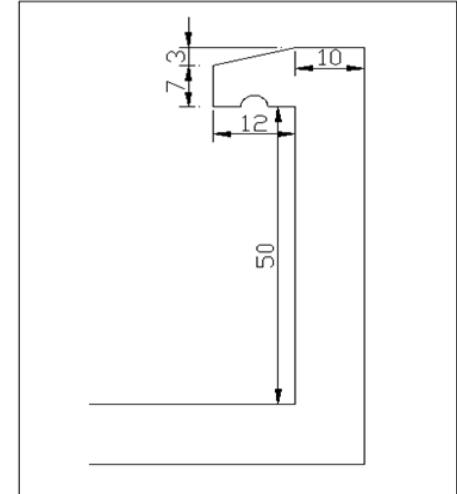
Pour le poteau P2 sous la semelle excentrée on procède par la même démarche

Sauf au niveau de la Terrasse on ajoute la charge de l'acrotère qui est calculée ci-dessous :

$$G_{acrot\ ère} = 25 \times Surface$$

$$= 25 \times \left( 0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.12 + \left( \frac{0.03 \times 0.12}{2} \right) \right)$$

$$G_{acrot\ ère} = 1.755 \text{ kN/m}$$



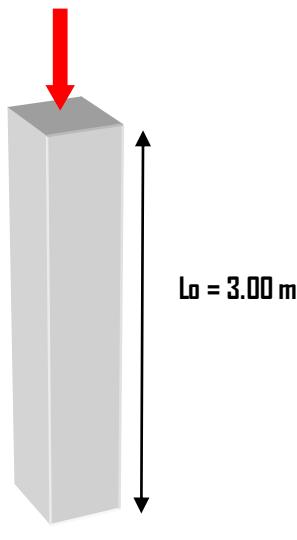
Au niveau de l'étage courant on ajoute la charge de la façade en éléments légers préfabriqués de charge  $1.2 \text{ KN/m}$ .

En bref le tableau ci-dessous résume tous les résultats trouvés :

Poteaux	Accumule	$N_u(KN)$	$N_{ser}(KN)$	$B_{r calculée}(cm^2)$	$b_{calculée}$	$a \times b$	$B_r(cm^2)$
P1	Terrasse(T)	491.08	315.33	287.95	14.5	25 × 25	529
	T+etage1(T+E1)	1066.30	776.26	624.56	29.15	25 × 30	644
	T+E1+RDC	1649.77	1200.31	1003.89	45.64	25 × 50	1104
P2	Terrasse(T)	244.29	178.58	143.24	8.22	25 × 25	529
	T+etage1(T+E1)	519.8	379.17	304.79	15.25	25 × 25	529
	T+E1+RDC	917.32	668.73	560.52	26.37	25 × 30	644

Récapitule concernant les poteaux :

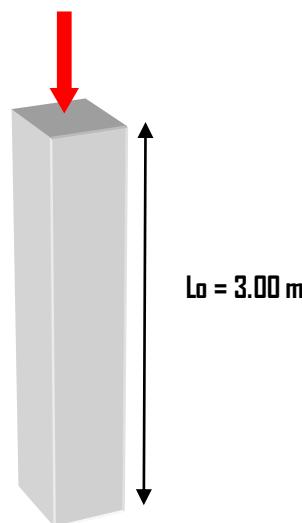
$N_u = 491.08 \text{ kN}$



Poteau sous plancher Terrasse  
Niveau Etage 2

Section carrée de 25x25 cm<sup>2</sup>

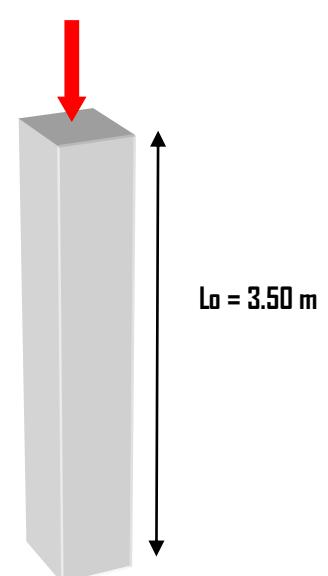
$N_u = 1066.30 \text{ kN}$



Poteau sous plancher courant  
Niveau Etage 1

Section de 25x30 cm<sup>2</sup>

$N_u = 1649.77 \text{ kN}$



Poteau sous plancher courant  
Niveau RDC

Section de 25x50 cm<sup>2</sup>

## II. Dimensionnement des éléments :

### 1. Dimensionnement du plancher

#### 1.1 Treillis soudés :

La distance entre fils des panneaux de treillis soudés ne doit pas dépasser :

- $E=20$  cm pour les fils perpendiculaires aux nervures,
- $e=33$  cm pour les fils parallèles aux nervures.
- Si l'entre-axes des nervures (Longueur d'hourdis) est plus ou égal à 50 cm, la section A est calculée en  $cm^2/m$  des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :

$$A \geq 0.4 \text{ } cm^2/m$$

- Si  $50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm}$  la section des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :  
 $A \geq \frac{L}{125} \text{ } cm^2/m$  avec L en cm

$$\text{Dans notre cas } L=60 \text{ cm } A \geq \frac{60}{125} = 0.48 \text{ } cm^2/m$$

D'après le catalogue ADETS on trouve la section minimale d'armatures  $A = 0.80 \text{ cm}^2/m$

La section d'armature à prendre en considération dépend des espacements selon les deux directions :

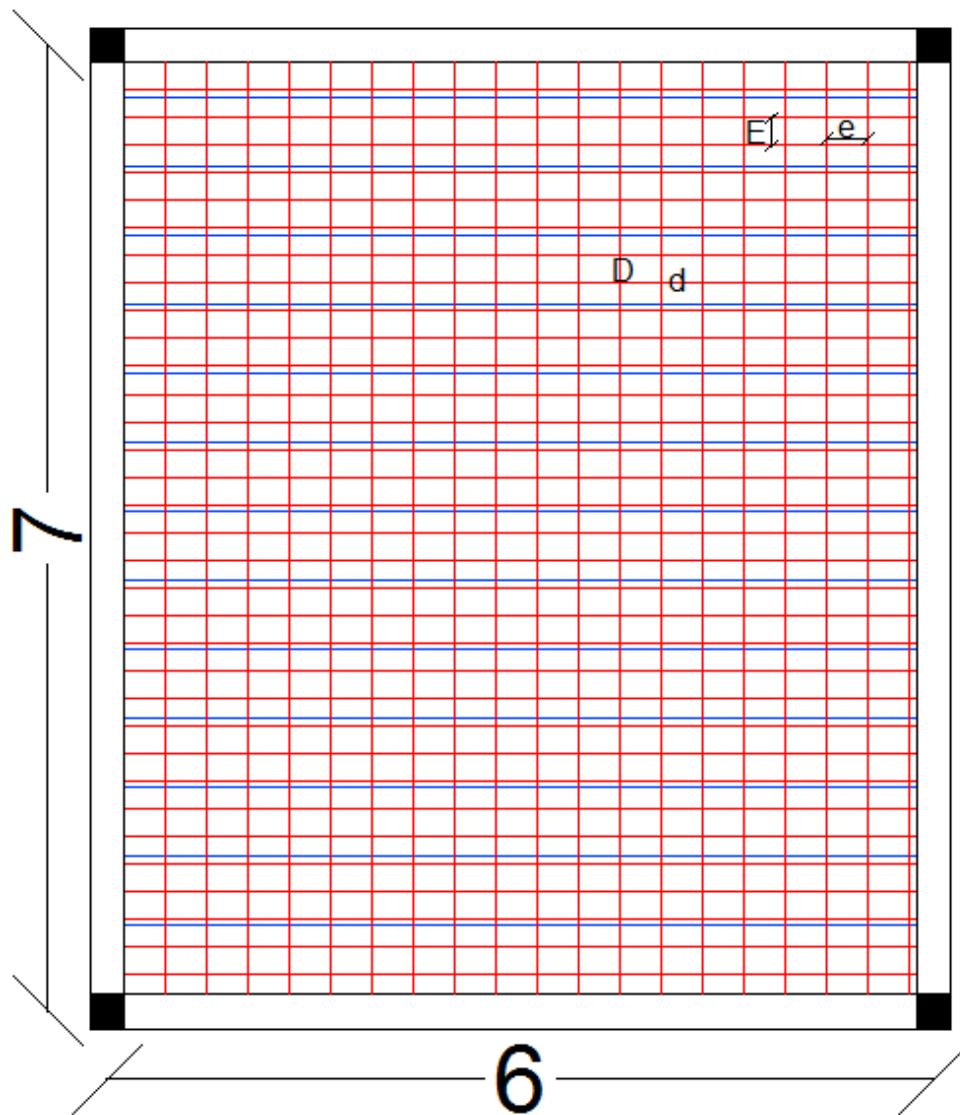
Section As en $cm^2/m$	Diamètre d'acier en mm	Espacements
0.8	D = 4.15	E = 20 cm
0.53	d = 4.15	e = 30 cm

D : Diamètre fil le plus long

d : Diamètre fil le plus court

E : Espacement fil le plus long

e : Espacement fil le plus court



### 1.2 Vérification de la flèche de dalle :

La vérification de la dalle se fait selon l'axe le plus sollicité ; l'axe : x

D'abord On transforme notre dalle à corps creux à une dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle à corps creux est  $25+5$  correspondant à une charge de:  $4.15 \text{ kN/m}^2$ . La charge de la table de compression de 5cm est :  $25 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}$

Donc la charge du corps creux (hourdis+poutrelles) est :  $4.15 - 1.25 = 2.9 \text{ kN/m}^2$

$$25 \times e = 29 \text{ On en déduit } e = \frac{2.9}{25} = 11.6 \text{ cm} \quad \text{Avec } e : \text{l'épaisseur de la dalle pleine}$$

Donc l'épaisseur totale de la dalle pleine équivalente est :

$$E_p = 11.6 + (5\text{cm de la table de compression}) = 16.6 \text{cm}$$

$$E_p > \frac{Lx}{40} = 15 \text{cm} \rightarrow \text{OK (Dalle continue)}$$

Dalle d'Etage courant :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0.857 = 0.86 \text{ (Dalle portante dans les deux sens)}$$

ELU	ELS
$\mu_{ux} = 0.0496$	$\mu_{sx} = 0.0566$
$Pu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 1.5$ $= 10.28 \frac{KN}{m^2}$	$Pser = G + Q = 7.45 kN/m^2$

A L'ELU :

$$M_{oux} = \mu_{ux} Pu L_x^2 = 18.36 \text{ kN}$$

A L'ELS :

$$M_{osx} = \mu_{sx} Pser L_x^2 = 15.18 \text{ kNm}$$

A L'ELU :  $M_{tux} = 0.85 M_{oux} = 15.61 \text{ KNm}$

A L'ELS:  $M_{tsx} = 0.85 M_{osx} = 12.9 \text{ KNm}$

Calcul du Moment réduit :  $\mu = \frac{M_{tux}}{bd^2 f_{bu}} = 0.05 \implies \text{Pivot A}$

On arrive à l'équation :  $15\alpha^4 - 60\alpha^3 + 19.8\alpha^2 + 0.4\alpha - 0.2 = 0$

La solution  $\alpha = 0.11$   $\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = 0.054$

La section d'armature trouvée est :  $As = 2.63 \text{ cm}^2$  et  $A's = 0$

**Verification a L'ELS:**

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(As d + As' d') = 0$$

On arrive à l'équation :  $100y^2 + 78.9y - 1178.76 = 0$

La solution est  $y = 3.06 \text{ cm}$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15As'(y - d')^2 + 15As(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.06^3}{3} + 15 \times 2.63(14.94 - 3.06)^2 = 6522.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mtsx}{I}y = \frac{12.90 \times 3.06 \times 10^3}{6522.84} = 6.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15Mtsx}{I}(d - y) = \frac{15 \times 12.90 \times (14.94 - 3.06) \times 10^3}{6522.84} = 352.42 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 250 \text{ MPa} \quad \text{CNV}$$

Alors on doit redimensionner la section à L'ELS :

$$\mu_1 = \frac{Mtsx}{bd^2\overline{\sigma}_{st}} = \frac{12.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.149^2 \times 250} = 0.0023$$

$$\alpha_s = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = 0.47 \rightarrow \mu_s = \frac{\alpha_s^2(1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30(1 - \alpha_s)} = 0.0117 \quad \text{Alors } \mu_1 < \mu_s$$

$$\text{L'équation : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 0.207\alpha + 0.207 = 0$$

$$\alpha = 0.24 \rightarrow A'_{ser} = 0 \text{ et } A_{ser} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)}bd = 3.77 \text{ cm}^2$$

### Dispense de la vérification de la flèche:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} = \frac{0.166}{6} = 0.02767 \leq \frac{Mtsx}{20M_{osx}} = 0.0425 \quad \text{Condition Non Vérifiée} \\ Mtsx = 12.90 \text{ kNm} \geq 0.75M_{osx} = 11.40 \text{ kNm} \quad \text{Condition Vérifiée} \\ A_{ser} = 3.77 \text{ cm}^2 \leq \frac{2bd}{f_e} = 5.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Dans ce cas il nous faut calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible :

$$\text{On a: } \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) = \frac{15 \times 12.9 \times (14.94 - 3.07) \times 10^3}{6522.84} = 352.12 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{\frac{0}{1.75 \times f_{t28} \times b \times d}}{4 \times As \times \sigma_s + b \times d \times f_{t28}} = 0.35 \right\} = 0.35$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times d \times f_{t28}}{As(2 + 3 \frac{b}{b_0})} = 8,32 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ As \times \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + As' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = 40612.40 \text{ cm}^4 \quad \text{Avec : } d'' = h - d$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 11419,64 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000(f_{cj})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } f_g = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{12.90 \times 6^2}{10 \times 32164.19 \times 10^3 \times 11419,64 \times 10^{-8}} = 0.0126 \text{ m} = 1,26 \text{ cm}$$

On le compare par la formule ci-dessous :

$$(1 - 0.1\alpha) \times f_g \leq 1.25 \times f_{admissible}$$

**Application Numérique :**  $(1 - 0.1\alpha) \times f_g = 1,15 \text{ cm}$

$$f_{admissible} = 0.05 + \frac{L}{1000} = 1.1 \text{ cm}$$

*On a :  $(1 - 0.1\alpha) \times f_g = 1,15 \leq 1.25 \times f_{admissible} = 1,375 \text{ cm}$  donc la flèche est vérifiée selon la direction x.*

## 2. Dimensionnement des poutres :

### Procédure suivie :

La poutre en question comporte deux travées et contenant une inertie variable, en tenant compte de la fissuration préjudiciable le choix de la méthode forfaitaire s'est vu écarté et la démarche suivie est faite en se basant sur la méthode de Caquot.

La procédure de calcul est décrite comme suit :

- Détermination des charges G et Q sur chaque Travée
- Evaluation des moments sur appui B dans tout les 3 cas de chargement
- Evaluation des moments en travée dans tout les 3 cas de chargement

### 2.1. Détermination des charges de poutre L2 d'Etage Courant :

#### ➤ Travée 1(poutre L2 T1) :

$$G_{21} = G_{courant} \times 6 + p.p \text{ de la poutre} = 39.45 \text{ KN/m}$$

$$Q_{21} = Q_{courant} \times 6 = 9 \text{ KN/m}$$

$$p_{u21} = 1.35G_{21} + 1.5Q_{21} = 66.76 \text{ KN/m}$$

➤ **Travée 2(poutre L2 T2) :**

$$G_{22} = G_{\text{courant}} \times 6 + \text{p. p de la poutre} = 40.075 \text{ KN/m}$$

$$Q_{22} = Q_{\text{courant}} \times 6 = 9 \text{ KN/m}$$

$$p_{u22} = 1.35G_{21} + 1.5Q_{21} = 67.60 \text{ KN/m}$$

**Récapitule :**

Travée	Travée 1	Travée 2
Charge permanente <b>G</b> (kN/m)	<b>39.45</b>	<b>40.075</b>
Charge Variable <b>Q</b> (kN/m)	<b>09.00</b>	<b>09.00</b>
<b>P<sub>u</sub> Chargé (kN/m)</b>	<b>66.76</b>	<b>67.60</b>
<b>P<sub>u</sub> Déchargé (KN/m)</b>	<b>53.26</b>	<b>54.1</b>

**2.2. Evaluation des Moments sur appui :**

Le moment sur appui s'écrit :  $M_B = -[M_w' \frac{K_e}{D} + M_e' (1 - \frac{K_e}{D})]$

Avec :

$$M_w' = \frac{p_w L_w'^2}{8.5} ; \quad K_w = \frac{I_w}{L_w} ; \quad D = K_e + K_w$$

$$M_e' = \frac{p_e L_e'^2}{8.5} ; \quad K_e = \frac{I_e}{L_e} ; \quad I_i = \frac{b h^3}{12}$$

✓ **Cas Chargé-Chargé (CC) :**

$$I_w = 0.0045 \text{ m}^4 \rightarrow K_w = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$I_e = 0.0071 \text{ m}^4 \rightarrow K_e = 1.02 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$D = 1.77 \times 10^{-3} m^3$$

$$M'_w = \frac{p_{u21} L'_w{}^2}{8.5} = 282.75 \text{ KNm}$$

$$M'_e = \frac{p_{u22} L'_e{}^2}{8.5} = 389.7 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_B = -328.07 \text{ kNm}$$

✓ **Cas Chargé-Déchargé(CD) :**

$$M'_w = \frac{p_{u21} L'_w{}^2}{8.5} = 282.75 \text{ KNm}$$

$$M'_e = \frac{1.35 G_{22} L'_e{}^2}{8.5} = 311.87 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_B = -295.1 \text{ kNm}$$

✓ **Cas Déchargé-chargé(DC) :**

$$M'_w = \frac{1.35 G_{21} L'_w{}^2}{8.5} = 225.57 \text{ KNm}$$

$$M'_e = \frac{p_{u22} L'_e{}^2}{8.5} = 389.7 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_B = -295.12 \text{ kNm}$$

**2.3. Evaluation des moments en Travées :**

La formule de calcul du moment est la suivante :

$$\begin{aligned} M_t(x) &= M_0(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} \\ &= \frac{p_u L x}{2} - \frac{p_u x^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} \end{aligned}$$

**Travée 1 :**

$$M_w = 0 \text{ kNm} \quad M_e = M_B$$

- Cas CC :

$$M_B = -328.07 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = -33.38 x^2 + 145.6x$$

$$\frac{dM_{t1}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2.18 \text{ m} \quad (\text{Zone du Moment Maximale en travée})$$

$$M_{t1\max} = 158.77 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.36 \quad (\text{Zone où le moment s'annule})$$

- Cas CD :

$$M_B = -295.1 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = -33.38 x^2 + 150.83x$$

$$\frac{dM_{t1}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2.26 \text{ m}$$

$$M_{t1\max} = 170.38 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.52 \text{ m}$$

- Cas DC :

$$M_B = -295.12 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = -26.63x^2 + 110.6x$$

$$\frac{dM_{t1}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2.1 \text{ m}$$

$$M_{t1\max} = 114.82 \text{ KNm}$$

$$M_{t1}(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.15 \text{ m}$$

**Travée 2 :**

$$M_w = M_B \quad M_e = 0 \text{ KNm}$$

- Cas CC :

$$M_B = -328.07 \text{ KNm}$$

$$M_{t2}(x) = -33.8 x^2 + 283.47x - 328.07$$

$$\frac{dM_{t2}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.2 \text{ m}$$

$$M_{t2}(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = \begin{cases} 1.4 \text{ m} \\ 7 \text{ m} \end{cases} \quad M_{t2\max} = 266.27 \text{ KNm}$$

- Cas CD :

$$M_B = -295.1 \text{ KNm}$$

$$M_{t2}(x) = -27.1 x^2 + 231.51x - 295.1$$

$$\frac{dM_{t2}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.27 \text{ m}$$

$$M_{t2\max} = 199.34 \text{ KNm}$$

$$M_{t2}(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = \begin{cases} 1.55 \text{ m} \\ 7 \text{ m} \end{cases}$$

- Cas DC :

$$M_B = -295.12 \text{ KNm}$$

$$M_{t2}(x) = -33.8x^2 + 278.76x - 295.12$$

$$\frac{dM_{t2}(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 4.12 \text{ m}$$

$$M_{t2\max} = 286.77 \text{ KNm}$$

$$M_{t2}(x) = 0 \rightarrow x = \begin{cases} 1.25 \text{ m} \\ 7 \text{ m} \end{cases}$$

Les tableaux suivants résument ce que nous avons calculé précédemment, dans les deux états limites ELU et ELS :

La poutre L2 dans Terrasse

ELU	T1	T2	
portée l (m)	6	7	
portée fictive l' (m)	6	7	
G (kN/m)	35,25	35,875	
Q (kN/m)	6	6	
Pu chargée C ( 1.35G+1.5Q)	56,59	57,43	
Pu' déchargée D ( 1.35G)	47,59	48,43	
Ma cas1 : CC	0,00	-278,40	0,00
Ma cas2 : CD	0,00	-256,42	0,00
Ma cas3 : DC	0,00	-256,44	0,00
X Mt max (m)	2,18	4,19	
Mt (max) (kN. m)	134,52	226,60	C-C
X Mt min (m)	4,36	1,38 et 7	
X Mt max (m)	2,25	4,25	
Mt (max) (kN. m)	143,31	183,05	C-D
X Mt min (m)	4,50	1,51 et 7	
X Mt max (m)	2,10	4,14	
Mt (max) (kN. m)	105,11	235,48	D-C
X Mt min (m)	4,20	1,28 et 7	

ELS	T1	T2	
portée l (m)	6	7	
portée fictive l' (m)	6	7	
G (kN/m)	35,25	35,875	
Q (kN/m)	6	6	
Pu chargée C ( G+Q)	41,25	41,88	
Pu' déchargée D ( G)	35,25	35,88	
Ma cas1 : CC	0,00	-202,98	0,00
Ma cas2 : CD	0,00	-188,32	0,00
Ma cas3 : DC	0,00	-188,33	0,00
X Mt max (m)	2,18	4,18	
Mt (max) (kN. m)	98,00	162,94	C-C
X Mt min (m)	4,36	1,39 et 7	
X Mt max (m)	2,24	4,25	
Mt (max) (kN. m)	103,37	135,68	C-D
X Mt min (m)	4,48	1,5 et 7	
X Mt max (m)	2,11	4,14	
Mt (max) (kN. m)	78,41	235,48	D-C
X Mt min (m)	4,22	1,28 et 7	

La poutre L2 dans Etage & RDC

ELU	T1	T2	
portée l (m)	6	7	
portée fictive l' (m)	6	7	
G (kN/m)	39,45	40,075	
Q (kN/m)	9	9	
Pu chargée C ( 1.35G+1.5Q)	66,76	67,60	
Pu' déchargée D ( 1.35G)	53,26	54,10	
Ma cas1 : CC	0,00	-328,07	0,00
Ma cas2 : CD	0,00	-295,10	0,00
Ma cas3 : DC	0,00	-295,12	0,00
X Mt max (m)	2,18	4,20	
Mt (max) (kN. m)	158,77	266,27	C-C
X Mt min(m)	4,36	1,4 et 7	
X Mt max (m)	2,26	4,27	
Mt (max) (kN. m)	170,38	199,34	C-D
X Mt min(m)	4,52	1,55 et 7	
X Mt max (m)	2,10	4,12	
Mt (max) (kN. m)	114,82	286,77	D-C
X Mt min(m)	4,15	1,25 et 7	

ELS	T1	T2	
portée l (m)	6	7	
portée fictive l' (m)	6	7	
G (kN/m)	39,45	40,075	
Q (kN/m)	9	9	
Pu chargée C ( G+Q)	48,45	49,08	
Pu' déchargée D ( G)	39,45	40,08	
Ma cas1 : CC	0,00	-238,12	0,00
Ma cas2 : CD	0,00	-216,14	0,00
Ma cas3 : DC	0,00	-216,16	0,00
X Mt max (m)	2,18	4,20	
Mt (max) (kN. m)	115,20	193,27	C-C
X Mt min(m)	4,36	1,4 et 7	
X Mt max (m)	2,26	4,27	
Mt (max) (kN. m)	123,33	149,24	C-D
X Mt min(m)	4,51	1,54 et 7	
X Mt max (m)	1,94	4,13	
Mt (max) (kN. m)	74,21	202,15	D-C
X Mt min(m)	3,90	1,26 et 7	

## 2.4. Calcul de ferraillage :

### Travée 1 :

#### ✓ Calcul des armatures a l'ELU

##### Calcul des armatures longitudinales

Par utilisation de l'organigramme de flexion simple a l'ELUR on arrive aux résultats suivant :

##### Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{t1max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{170.38 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.165 \rightarrow 0.1042 < \mu < 0.1859 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2\mu} = 0.23 \rightarrow \beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0.18$$

$$\text{La section d'acier est : } As_u = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = 7.9 \text{ cm}^2 \text{ et } As' = 0 \text{ cm}^2$$

En totalisant, la section réelle est de  $8.01 \text{ cm}^2$

Les barres d'acier utilisées sont : 3HA14 + 3HA12

#### ✓ Vérification a L'ELS :

y solution positive de l'équation :

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(As d + As' d') = 0$$

$$25y^2 + 240.3y - 12976.2 = 0$$

Solution :  $y = 18.48 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15As'(y - d')^2 + 15As(d - y)^2$$

$$I = \frac{25 \times 18.48^3}{3} + 15 \times 8.01(54 - 18.48)^2 = 204182.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{123.33 \times 18.48 \times 10^3}{204.1823} = 11.16 < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) = \frac{15 \times 123.33 \times (54 - 18.48) \times 10^3}{204182.3} = 321.82 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 250 \text{ MPa} \quad NV$$

$$\text{Avec } FP : \quad \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\}$$

Donc on doit redimensionner à l'ELS

✓ **Redimensionnement à L'ELS : (Organigramme à L'ELS)**

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd^2\overline{\sigma_{st}}} = \frac{123.33 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.54^2 \times 250} = 0.0068$$

$$\alpha_s = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = 0.47 \quad \Rightarrow \quad \mu_s = \frac{\alpha_s^2(1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30(1 - \alpha_s)} = 0.012$$

$$\mu_s > \mu_1 \quad \Rightarrow \quad \alpha^3 - 3\alpha^2 - 0.162\alpha + 0.612 = 0$$

Pour résoudre cette équation (3ème degré) on utilise la méthode de Newton Raphson :

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n - \frac{f(\alpha_n)}{f'(\alpha_n)} \quad \text{On a : } 0 < \alpha < 1 \text{ Donc on prend } \alpha_0 = \frac{1-0}{2} = 0.5$$

La solution Converge vers  $\alpha = 0.38$ . racine unique  $\in [0,1]$

$$\text{D'où : } A's=0 \text{ et } As = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd = 10.48 \text{ cm}^2$$

➔ 3HA16+3HA14 totalisant une section de  $10.65 \text{ cm}^2$

*Calcule de la section minimale*

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2, 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2 \right\} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq A_{min} \quad Ok$$

Les tableaux suivants récapitulent tous les résultats de calcul des sections d'acier pour les Travées et les appuis à l'ELU et ELS concernant la terrasse et l'étage courant :

Béton Armé

		Dimensionnement à l'ELU					
		M <sub>u</sub> (KN)	μ	α	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
ETAGE & RDC	Travé 1	170.38	0.165	0.23	0.18	7.9	0
	Travé 2	286	0.2	0.28	0.224	11.49	0
	Appui A	45.06	0.03	0.082	0.03	1.32	0
	Appui B	328.07	0.32	0.5	0.4	17.6	0
	Appui C	62.4	0.044	0.1	0.0453	2.32	0

TERRASSE	Travé 1	143.31	0.138	0.2	0.147	6.46	0
	Travé 2	235.48	0.167	0.24	0.19	9.75	0
	Appui A	38.2	0.037	0.091	0.038	1.67	0
	Appui B	278.4	0.2695	0.4	0.32	14.07	0
	Appui C	52.76	0.0375	0.092	0.039	2.22	0

Vérification à l'ELS								
	M <sub>ser</sub>	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	V/NV	σ <sub>st</sub> (Mpa)	V/NV	
ETAGE & RDC	Travé 1	123,33	18,48	204182,3	11,16	V	321,82	NV
	Travé 2	202,15	23,8	390322,11	12,33	V	304,52	NV
	Appui A	32,07	9,03	51941,07	5,68	V	424,67	NV
	Appui B	238,12	25,4	367837,06	16,44	NV	277,71	NV
	Appui C	45,1	12,02	106475,32	5,09	V	323,9	NV

TERRASSE	Travé 1	103,37	18,1	196338,85	9,53	V	283,5	NV
	Travé 2	170,97	22,7	356924,07	10,875	V	289,56	NV
	Appui A	27,84	11,03	76545,96	4,01	V	234,42	V
	Appui B	202,98	23,71	323838,82	14,86	V	284,78	NV
	Appui C	38,48	12,02	106475,32	4,34	V	276,36	NV

Dimensionnement à l'ELS									
	μ <sub>1</sub>	α <sub>s</sub>	μ <sub>s</sub>	μ <sub>1</sub> ≤μ <sub>s</sub>	α <sub>1</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Feraillage	
ETAGE & RDC	Travé 1	0,0068	0,47	0,012	oui	0,38	10,48	0	3HA16+3HA14
	Travé 2	0,008	0,47	0,012	oui	0,4	14	0	3HA20+3HA16
	Appui A	0,0079	0,47	0,012	oui	0,4	12	0	6HA16
	Appui B	0,0131	0,47	0,012	non	-	18,75	0,036	6HA20
	Appui C	0,00182	0,47	0,012	oui	0,215	3,1	0	3HA12

TERRASSE	Travé 1	0,00567	0,47	0,012	oui	0,35	8,48	0	3HA16+3HA12
	Travé 2	0,0069	0,47	0,012	oui	0,38	12,23	0	6HA16
	Appui A	-	-	-	-	-	1,67	0	3HA10
	Appui B	0,011	0,47	0,012	oui	0,459	17,52	0	6HA20
	Appui C	0,0016	0,47	0,012	oui	0,27	5,24	0	3HA16

## 2.5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

### Travée 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition Verifiee} \\ \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0.0565 \text{ Condition Verifiee} \quad \text{OK} \\ As = 10.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2bd}{f_e} = 11.34 \text{ cm}^2 \text{ Condition verifiee} \end{array} \right.$$

### Travée 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition Verifiee} \\ \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0.0672 \text{ Condition Verifiee} \\ As = 15.46 \text{ cm}^2 \geq \frac{4.2bd}{f_e} = 13.23 \text{ cm}^2 \text{ Condition Non verifiee} \end{array} \right.$$

Dans ce cas il nous faut calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible :

$$\text{On a: } \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 304.52 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28} \times b \times d}{4 \times As \times \sigma_s + b \times d \times f_{t28}} = 0.26 \right\}$$

$$\lambda i = \frac{0.05 \times b \times d \times f_{t28}}{As(2 + 3\frac{b}{d})} = 2.139 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ As \times \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + As' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = 896392.93 \text{ cm}^4 \quad \text{Avec: } d'' = h - d$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu} = 633639.8 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000(f_{cj})^{1/3} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } f_g = \frac{M_{ser}L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{202.15 \times 7^2}{10 \times 32164.19 \times 10^3 \times 633639.8 \times 10^{-8}} \approx 0.5 \text{ cm}$$

$$f_{admissible} = 0.05 + \frac{L}{1000} = 1.2 \text{ cm}$$

On a :  $f_g \leq 1.25 \times f_{admissible}$  donc la flèche est vérifiée selon la direction x.

## 2.6. Calcul des efforts tranchants :

On utilise la méthode de Caquot :

On générale l'effort tranchant est maximale lorsque les travées qui encadrent l'appui considéré sont chargées.

La formule de Caquot pour l'effort tranchant est comme suit :

$$V_{iw} = V_{ow} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_w} \quad V_{ie} = V_{oe} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_e}$$

Avec  $V_{ow}$  et  $V_{oe}$  sont les efforts tranchant dans la travée de référence

### ✓ Poutre L2 d'étage courant :

$$M_A = M_c = 0 \text{ KN.m} \text{ et } M_{b(chargée-chargée)} = -238.07 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants isostatiques sur les deux travées sont :

$$V_{01} = 200.28 \text{ kN} \text{ et } V_{02} = 236.6 \text{ kN}$$

Sur l'appui A :

$$V_{wA} = 0 \text{ KN} \\ V_{eA} = V_{01} + \frac{M_B - M_A}{6} = 145.60 \text{ KN.m}$$

Sur l'appui B:

$$V_{wB} = -V_{0w} + \frac{M_B - M_A}{6} = -254.95 \text{ KN.m} \\ V_{eB} = V_{02} + \frac{M_C - M_B}{7} = 283.46 \text{ KN.m}$$

Sur l'appui C :

$$V_{wC} = V_{02} + \frac{M_C - M_B}{7} = -189.73 \text{ KN.m} \\ V_{eC} = 0 \text{ KN}$$

Le Tableau suivant résume les efforts tranchants calculés pour la poutre L2 au niveau de la terrasse et d'étage courant :

	Appui A		Appui B		Appui C	
	$V_{wA}$	$V_{eA}$	$V_{wB}$	$V_{eB}$	$V_{wC}$	$V_{eC}$
<b>Terrasse</b>	<b>0</b>	<b>123.16</b>	<b>-215.96</b>	<b>240.77</b>	<b>-161.22</b>	<b>0</b>
<b>étage</b>	<b>0</b>	<b>145.6</b>	<b>-254.95</b>	<b>283.46</b>	<b>-189.73</b>	<b>0</b>

### 2.6.1 Calcul de l'espacement :

#### ✓ Travée 1 :

$$V_{umax} = \max(|V_{eA}|, |V_{wB}|) = \max(145.60 ; 254.95) = 254.95 \text{ kN} .$$

Pour tenir compte du fait de la transmission directe des efforts aux appuis, on calcule l'effort Tranchant réduit suivant :

$$V_{ur} = V_{umax} - p_u \frac{5h}{6} = 221.57 \text{ KN}$$

#### ✓ Vérification du béton (contrainte de cisaillement) :

$$\text{Contrainte tangente conventionnelle : } \tau_{ur} = \frac{V_{ur}}{bd} = 1641.29 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\text{FP } \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ur} < \bar{\tau}_u \quad \text{OK}$$

#### ✓ Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre des armatures transversales : } \emptyset_t = \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_{lmin} = 14 \text{ mm} , \frac{h}{35} = 17.14 \text{ mm} , \frac{b}{10} = 25 \text{ mm} \right\}$$

$$\text{Sections d'Armatures transversales : } A_t = n \times \emptyset_t(6 \text{ mm}) = 84.82 \text{ mm}^2$$

Avec n : Nombre de Brins égale à 3

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau - 0.3 \cdot f_{t28})} = 13.12 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b} = 42.41 \text{ cm}$$

*La condition de non-fragilité est vérifiée*

Espacement maximale :

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}, 15\phi'_{lmin} \text{ si } A's \neq 0) = 40 \text{ cm}$$

Donc l'espacement à prendre en compte est  $S_t = 13 \text{ cm}$

Pour faire la répartition des armatures transversales, on utilise la méthode de Caquot puisque les conditions de l'application sont satisfaites.

2,5 ; 5 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 40 cm

Le premier espacement égale à  $\frac{S_t}{2} = 6.5 \text{ cm}$

Le nombre de répétitions des armatures transversales est :  $\frac{L}{2} = 3$

De même manière pour la travée 2 on trouve :

Contrainte tangente conventionnelle :  $\tau_{ur} = 1.54 \text{ MPa}$

$\tau_{ur} < \bar{\tau}_u$  : OK    Donc Calculons les armatures d'âme.

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_{lmin} = 16 \text{ mm}, \frac{h}{35} = 20 \text{ mm}, \frac{b}{10} = 25 \text{ mm} \right\}$$

$$A_t = 3 \times \phi_t (8 \text{ mm}) = 150.79 \text{ mm}^2$$

$$S_t = \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau - 0.3 \cdot f_{t28})} = 25.67 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité :  $S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b} = 75.39 \text{ cm}$

*La condition de non-fragilité est vérifiée*

**Espacement maximale :**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}, 15\phi'_{lmin} \text{ si } A's \neq 0) = 40 \text{ cm}$$

Donc l'espacement à prendre en compte est  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 2.6.2 Justification aux appuis :

**Pour la poutre L2 d'Etage courant :**

#### ✓ Justification d'appui de rive A :

**Calcul de la profondeur utile d'appui :**

$$a = 25 - 2 - 3 = 20 \text{ cm} \quad \frac{3.75V_u}{bf_{c28}} \leq a \leq 0.9d \rightarrow \frac{3.75 \times 145.6}{25 \times 25 \times 0.1} \leq a \leq 0.9 \times 54$$

$$\rightarrow 8.7 \text{ cm} \leq a \leq 48.6 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

**Vérification de la compression des bielles**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ba} = 5.824 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

**Section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive:**

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} = 3.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

#### ✓ Justification d'appui de rive C :

**Calcul de la profondeur utile d'appui :**

$$a = 25 - 2 - 3 = 20 \text{ cm} \quad \frac{3.75V_u}{bf_{c28}} \leq a \leq 0.9d \rightarrow \frac{3.75 \times 189.73}{25 \times 25 \times 0.1} \leq a \leq 0.9 \times 63$$

$$\rightarrow 11.38 \text{ cm} \leq a \leq 56.7 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

**Vérification de la compression des bielles**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ba} = 7.58 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

**Section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive:**

$$A_s = 15.46 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} = 4.36 \text{ cm}^2$$

**Condition Vérifiée**

✓ **Justification d'appui intermédiaire B :**

$$V_u = \max(|V_{eB}|, |V_{wB}|) = \max(283.46, 254.95) = 283.46 \text{ kN}$$

$$Ru = |V_{eB}| + |V_{wB}| = 538.41 \text{ kN}$$

**Calcul de la profondeur minimale d'appui :**

$$a = 25 - 1 - 1 = 23 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{3.75V_u}{bf_{c28}} = 17 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

**Contrainte moyenne de compression sous l'appui :**

$$\frac{Ru}{b \times a} = 0.93 \text{ MPa} \leq \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 2.16 \text{ MPa}$$

**Condition Vérifiée**

On a :  $Vu - \frac{Mu}{0.9d} = -391.58 \text{ kN} < 0$  donc la vérification de la section d'acier sur appui

$$As \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( Vu - \frac{Mu}{0.9d} \right) \text{ N'est pas nécessaire}$$

## 2.7. Les arrêts des barres

✓ **Travée 1 :**

$$\text{Moment en travée } M_{ser} = -24,23 x^2 + 109,33$$

On a  $A_s(3HA16) = 6,03 \text{ cm}^2$  donc le moment résistant

$$\begin{aligned} M_r &= A_s \bar{\sigma}_{st} (d - \frac{y}{3}) \\ &= 6,03 \times 250 \cdot 10^3 \times (0,54 - \frac{18,48}{3}) \\ &= 72,13 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_{ser}(x) = M_r \rightarrow -24,23 x^2 + 109,33 x - 72,13 = 0 \rightarrow \begin{cases} x_1 = 80,24 \text{ cm} \\ x_2 = 3,71 \text{ m} \end{cases}$$

Faire un décalage de la courbe de  $z = 0,8 \text{ h}$

Donc 1 arête  $\Delta x = x_1 - 0,8 \text{ h} = 33 \text{ cm}$

✓ Travée 2 :

$$M_{ser}(x) = -24,54 x^2 + 202,64x - 216,16$$

$$A_s(3HA20) = 9,42 \text{ cm} \rightarrow M_r = 129,68 \text{ KNm}$$

$$M_{ser}(x) = M_r \rightarrow -24,54 x^2 + 202,64x - 345,48 = 0 \rightarrow \begin{cases} x_1 = 2,41 \text{ m} \\ x_2 = 5,84 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta x = x_1 - 0,8 \text{ h} = 1,85 \text{ m}$$

- Longueur de scellement :

✓ Travée 1

On a 3HA16

La constraint d'adhérences :  $\tau_{su} = 0,6 \text{ } \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$  donc la longueur de scellement est

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} = 70,54 \text{ cm} \quad \text{On a} \quad L_s > a = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Croché}$$

$$\text{On choisit un croché de } 135^\circ \quad \text{donc} \quad L_s(135^\circ) = 2,57L_1 + L_2 + 3,92r$$

$$\text{Avec le rayon de courbure maximale est : } r = 5,5 \emptyset = 8,8 \text{ cm}$$

$$a = c + \frac{\emptyset}{2} + r + L_2 \rightarrow L_2 = 12,4 \text{ cm} \rightarrow L_1 = 9,20 \text{ cm}$$

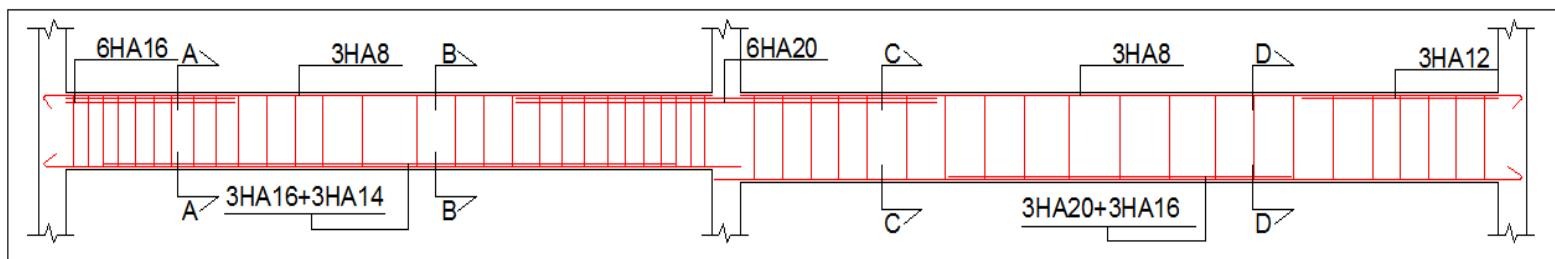
✓ Travée 2 :

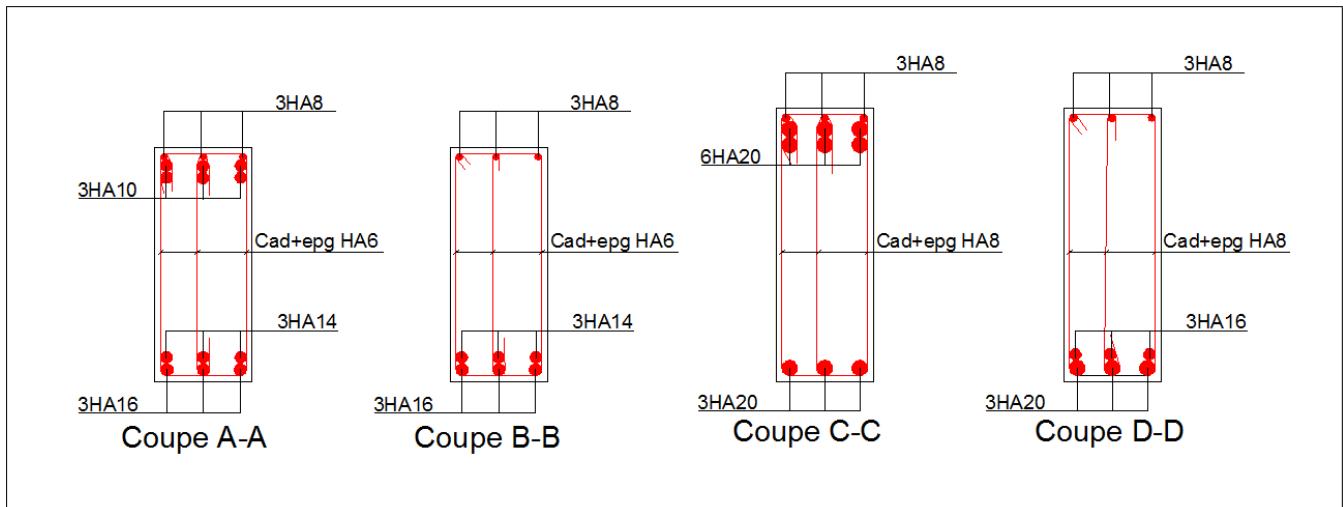
De même manière

Barre 3HA20  $\rightarrow L_s = 88,18 \text{ cm} > a \rightarrow$  croché

$r = 11 \text{ cm} \rightarrow L_2 = 10 \text{ cm}$  donc on trouve  $L_1 = 13,61 \text{ cm}$

## 2.8 Schéma de ferraillage





### 3. Dimensionnement des poteaux :

#### 3.1. Poteau P1 :

##### 3.1.1. Poteau sous plancher terrasse :

##### Calcul des sections d'acier :

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

$$N_{u1} = 491.08 \text{ kN}$$

$$\beta = 1.14 \rightarrow \alpha = 0.75 \rightarrow As = \left( \frac{491.08}{0.75} - \frac{529 \times 25 \times 0.1}{0.9 \times 1.5} \right) \times \frac{1.15}{500 \times 0.1}$$

$$As = -7.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(4u; 0.2\%B) = \max(4 \text{ cm}^2; 1.25 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $As = \max(As; A_{min}) = A_{min} = 4 \text{ cm}^2$

Totalisant une section de  $Aréel = 4.52 \text{ cm}^2$  aciers : 4HA12

##### Diamètre transversale :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

### Espacement (zone courant) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \right.$$

### Écartements - suivant les deux directions :

$$e = 25 - (2 \times 1) - (2 \times 0.6) - 1.2 = 20.6 \text{ cm}$$

$$e = 20.6 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \right. \text{ OK}$$

### 3.1.2. Poteau du premier étage :

#### Calcul des sections d'acier :

$$a = 25 \text{ cm} \text{ et } b = 30 \text{ cm}$$

$$N_{u2} = 1066.30 \text{ kN}$$

$$\beta = 1.14 \rightarrow \alpha = 0.75 \rightarrow As = \left( \frac{1066.30}{0.75} - \frac{644 \times 25 \times 0.1}{0.9 \times 1.5} \right) x \frac{1.15}{500 \times 0.1}$$

$$As = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(4u; 0.2\%B) = \max(4.4 \text{ cm}^2; 1.5 \text{ cm}^2) = 4.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $As = \max(As; A_{min}) = As = 5.27 \text{ cm}^2$

Totalisant une section de  $Aréel = 6.16 \text{ cm}^2$  acier : 4HA14

#### Diamètre transversale :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \rightarrow \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

### Espacement (zone courant) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{15\emptyset_l}{40 \text{ cm}} = 21 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm} \right.$$

### Écartements :

#### Suivant a :

$$e_a = 25 - (2 \times 1) - (2 \times 0.6) - 1.4 = 20.4 \text{ cm}$$

$$e_a = 20.4 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \right. \text{ OK}$$

#### Suivant b :

$$e_b = 30 - (2 \times 1) - (2 \times 0.6) - 1.4 = 25.4 \text{ cm}$$

$$e_b = 25.4 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + b} = 40 \text{ cm} \text{ OK} \right.$$

**Longueur de recouvrement entre le Poteau de terrasse et de 1 ère étage :**

$$L_s = 44\phi_{lmin} = 44 \times 1.2 = 52.8 \text{ cm} \text{ Donc } L_r = 0.6L_s = 31.68 \text{ cm}$$

**Espacement (zone de recouvrement) :**

$$S_t = \frac{L_r - 4\phi_t}{2} = \frac{31.68 - 4 \times 0.6}{2} = 14.64 \text{ cm} \text{ Donc on prend } S_t = 14 \text{ cm}$$

### 3.1.3 Poteau P1 du RDC :

$$a = 25 \text{ cm} \text{ et } b = 50 \text{ cm} \quad N_{u3} = 1649.77 \text{ KN}$$

$$\beta = 1.188 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.7 \quad \rightarrow \quad As = \left( \frac{1649.77}{0.75} - \frac{1104 \times 25 \times 0.1}{0.9 \times 1.5} \right) x \frac{1.15}{500 \times 0.1} = 7.18 \text{ cm}^2$$

$$As = 7.18 \text{ cm}^2$$

$$Amin = \max(4u ; 0,2\%B) = \max(6 \text{ cm}^2; 2.5 \text{ cm}^2) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = \max(As; Amin) = As = 7.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Totalisant une section de } Aréel = 8.42 \text{ cm}^2 \quad \text{acier : } 4HA14+2HA12$$

**Diamètre transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

**Espacement (zone courant) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{15\phi_{lmin}}{a + 10} = 18 \text{ cm} \right. \quad \left. 40 \text{ cm} \right.$$

**Écartements :**

**Suivant a :**

$$e_a = 25 - (2 \times 1) - (2 \times 0.6) - 1.4 = 20.4 \text{ cm}$$

$$e_a = 20.6 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \quad \text{OK} \right.$$

**Suivant b:**

$$e_b = \frac{b - 2c - \phi_{14} - \phi_{12}}{2} = 22.7 \text{ cm}$$

$$e_b = 22.7 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + b} = 40 \text{ cm} \quad \text{OK} \right.$$

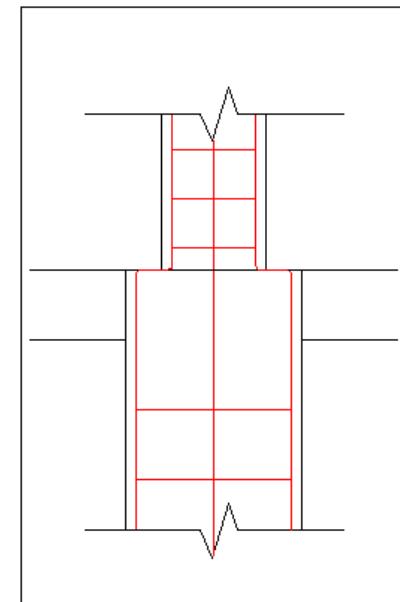
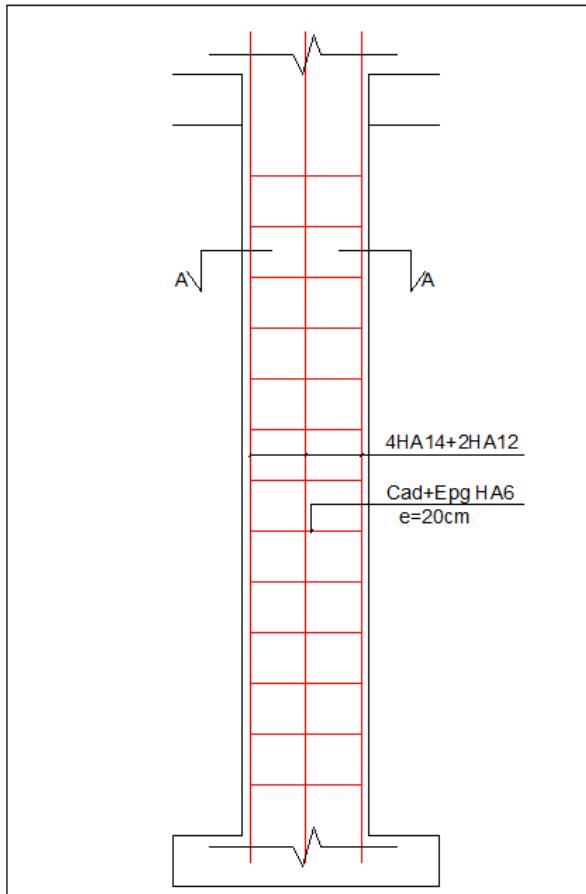
**Longueur de recouvrement entre le Poteau RDC et de 1 ère étage :**

$$L_s = 44\phi_{lmin} = 44 \times 1.4 = 61.6 \text{ cm} \quad \text{Donc } L_r = 0.6L_s = 36.96 \text{ cm}$$

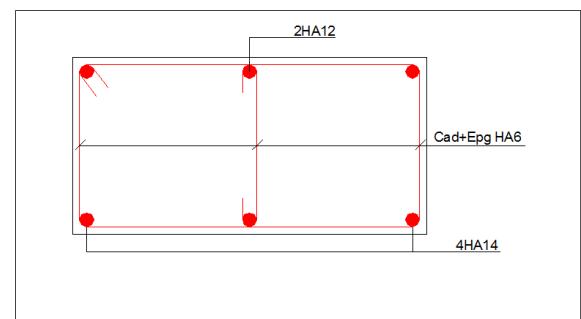
**Espacement (zone de recouvrement) :**

$$S_t = \frac{L_r - 4\phi_t}{2} = \frac{31.68 - 4 \times 0.6}{2} = 17.28 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend } S_t = 17 \text{ cm}$$

### 3.1.4 Schéma de ferraillage



Zone de recouvrement



Coupe A-A

### 3.2. Poteau P2 en-dessus de la semelle excentrée :

#### 3.2.1. Niveau Terrasse :

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

$$N_{u1} = 244.29 \text{ kN}$$

$$\beta = 1.14 \rightarrow \alpha = 0.75 \rightarrow As = -15.04 \text{ cm} \quad Amin = 4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $As1 = \max(As; Amin) = Amin = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA12}$

Totalisant une section de  $Aréel = 4.52 \text{ cm}^2$

**Diamètre transversale :**  $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \emptyset_t = 6 \text{ mm}$

**Espacement (zone courant) :**  $S_t = 35 \text{ cm}$

**Écartement:**

$$e = 25 - 2 - 3 - (2 \times 0.6) - 1.2 = 17.6 \text{ cm}$$

$$e = 17.6 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \text{ OK} \right.$$

#### 3.2.2 Poteau du premier étage :

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

$$N_{u2} = 519.8 \text{ KN}$$

$$\beta = 1.14 \rightarrow \alpha = 0.75 \rightarrow As = -6.59 \text{ cm}^2$$

$As = \max(As; Amin) = Asmin = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA12} \quad Aréel = 4.52 \text{ cm}^2$

**Diamètre transversale :**  $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

**Espacement (zone courant) :**  $S_t = 35 \text{ cm}$

**Écartement:**

$$e = 25 - 2 - 3 - (2 \times 0.6) - 1.2 = 17.6 \text{ cm}$$

$$e = 17.6 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \text{ OK} \right.$$

**Longueur de recouvrement entre le Poteau de terrasse et de 1 ère étage :**

$$L_s = 44\phi_l = 44 \times 1.2 = 52.8 \text{ cm} \text{ Donc } L_r = 0.6L_s = 31.68 \text{ cm}$$

**Espacement (zone de recouvrement) :**

$$S_t = \frac{L_r - 4\phi_t}{2} = \frac{31.68 - 4 \times 0.6}{2} = 14.64 \text{ cm} \text{ Donc on prend } S_t = 14 \text{ cm}$$

### 3.2.3 Poteau du RDC :

$$a = 25 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm } N_{u3} = 917.32 \text{ KN}$$

$$\beta = 1.188 \rightarrow \alpha = 0.7 \quad As = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{s3} = \max(As; A_{min}) = As_{min} = 4.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA12}$$

**Diamètre transversale :**  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

**Espacement (zone courant) :**  $S_t = 35 \text{ cm}$

**Écartements :**

**Suivant a :**

$$e_a = 25 - 3 - 2 - (2 \times 0.6) - 1.2 = 17.6 \text{ cm}$$

$$e_a = 17.6 < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + a} = 35 \text{ cm} \text{ OK} \right.$$

**Suivant b:**

$$e_b = b - 2 \times 3 - (2 \times 0.6) - 1.2 = 21.6 \text{ cm}$$

$$e_b = 21.6 \text{ cm} < \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{10 + b} = 40 \text{ cm} \text{ OK} \right.$$

**Longueur de recouvrement entre le Poteau de terrasse et de 1 ère étage :**

$$L_s = 44\phi_l = 44 \times 1.2 = 52.8 \text{ cm} \text{ Donc } L_r = 0.6L_s = 31.68 \text{ cm}$$

**Espacement (zone de recouvrement) :**

$$S_t = \frac{L_r - 4\phi_t}{2} = \frac{31.68 - 4 \times 0.6}{2} = 14.64 \text{ cm} \text{ Donc on prend } S_t = 14 \text{ cm}$$

### III – Etude de fondation

#### 1- Les semelles

##### 1.1- Semelle centrée

###### 1.1.1 Dimensions de la semelle

$$N_u = 1649.77 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_{ser} = 1200.31 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = q_u = 0.2 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad q_{ser} = \frac{2}{3} q_u = 0.133 \text{ Mpa}$$

$$S = \sup \left\{ \frac{\frac{N_u}{q_u}}{\frac{N_{ser}}{q_{ser}}} \right\} = \sup \left\{ \frac{8.24 \text{ m}^2}{9.2 \text{ m}^2} = 9.2 \text{ m}^2 \right\}$$

On utilise les deux relations suivantes:

$$\begin{cases} A - a = B - b \\ AB = 9.2 \text{ m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = B - 0.25 \\ AB = 9.2 \text{ m}^2 \end{cases} \quad \text{Avec : } a = 25 \text{ cm et } b = 50 \text{ cm}$$

On trouve une équation de 2ème degré suivante :

$$B^2 - 0.25B - 9.2 = 0 \rightarrow B = 3.16 \text{ m et } A = 2.91 \text{ m}$$

On prend Alors  $A = 2.95 \text{ m}$  et  $B = 3.2 \text{ m}$

#### Condition de rigidité :

$$\max \left\{ \frac{\frac{B-b}{4}}{\frac{A-a}{4}} \leq d_a, d_b = d \leq \min(A-a; B-b) \right\} \rightarrow 0.6675 \text{ m} \leq d \leq 2.7 \text{ m}$$

Donc on prend :  $d = 70 \text{ cm} \rightarrow h = 75 \text{ cm}$

Vérification en tenant compte le poids propre de la semelle

#### Poids propre de la semelle :

$$P.P = 25 \times A \times B \times h = 177 \text{ kN}$$

$$N_u = 1649.77 + 1.35 \times P.P = 1888.72 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 1200.31 + P.P = 1377.31 \text{ KN}$$

$$S = 10.59 \text{ cm}^2 \rightarrow B^2 - 0.25B - 10.59 = 0 \rightarrow B = 3.38 \text{ m et } A = 3.13 \text{ m NW}$$

On prendre Alors  $A = 3.25 \text{ m}$  et  $B = 3.5 \text{ m}$ .

$$0.75 \text{ m} \leq d \leq 3 \text{ m} \rightarrow d = 7 \text{ cm} \rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

Vérification en tenant compte le poids propre de la semelle

**Poids propre de la semelle :**

$$P.P = 25ABh = 227.5 \text{ kN} \rightarrow N_u = 1956.89 \text{ kN} \text{ et } N_{ser} = 1427.8 \text{ kN}$$

$$S = 10.98 \text{ cm}^2 \rightarrow B^2 - 0.25B - 10.98 = 0 \rightarrow B = 3.44 \text{ m et } A = 3.19 \text{ m}$$

Donc les dimensions trouvées avant sont applicables.

Alors on prend :  $A = 3.25 \text{ m et } B = 3.5 \text{ m}$

**Condition de la résistance du sol :**

La contrainte appliquée par la semelle sur le sol est donnée par :

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{AB} = \frac{1427.8 \times 10}{3.25 \times 3.5 \times 10^4} = 0.125 \text{ MPa} < q_{ser} = 0.133 \text{ MPa}$$

**Donc la condition de résistance du sol est vérifiée.**

### 1.1.2 Ferraillage de la semelle

Le calcul se fait à l'ELU

$$N_u = 1956.89 \text{ kN}$$

Les armatures selon A et B sont égaux :

$$A_a = A_b = As$$

$$As = \frac{N_u \times (B - b)}{8df_{su}} = 22.49 \text{ cm}^2$$

- A l'ELS :

La fissuration est préjudiciable, donc on majore les sections d'aciérs trouvées à l'ELU par un coefficient égal à 1.1 :

$$As = 24.74 \text{ cm}^2$$

$A_a$  : 13HA16 avec un espacement de 28.5 cm

$A_b$  : 13HA16 avec un espacement de 24.5 cm

### 1.1.3 Les arrêts de barres :

- Longueur de scellement :

$$Lsa = \frac{\phi a}{4} \frac{fe}{0,6 \times \psi^2 s \times ftj} = \frac{1.6}{4} \frac{500}{0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 70.55 \text{ cm}$$

$$Lsb = \frac{\phi a}{4} \frac{fe}{0,6 \times \psi^2 s \times ftj} = \frac{1.6}{4} \frac{500}{0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 70.55 \text{ cm}$$

On a :

$$\frac{A}{8} < Lsa < \frac{A}{4} \quad \text{et} \quad \frac{B}{8} < Lsb < \frac{B}{4}$$

Donc on prolonge les armatures jusqu'aux extrémités mais pas de crochet.

### 1.1.4 Vérification au poinçonnement :

$$P'_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P'_u = (P_u + 1.35G_o) \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{AB}\right) = (1649.77 + 307.125) \left(1 - \frac{1.85 \times 2.1}{3.5 \times 3.25}\right) \\ = 1288.54 \text{ kN}$$

$$a_1 = a + h = 105 \text{ cm}$$

$$b_1 = b + h = 130 \text{ cm}$$

$$a_2 = a + 2h = 185 \text{ cm}$$

$$b_2 = b + 2h = 210 \text{ cm}$$

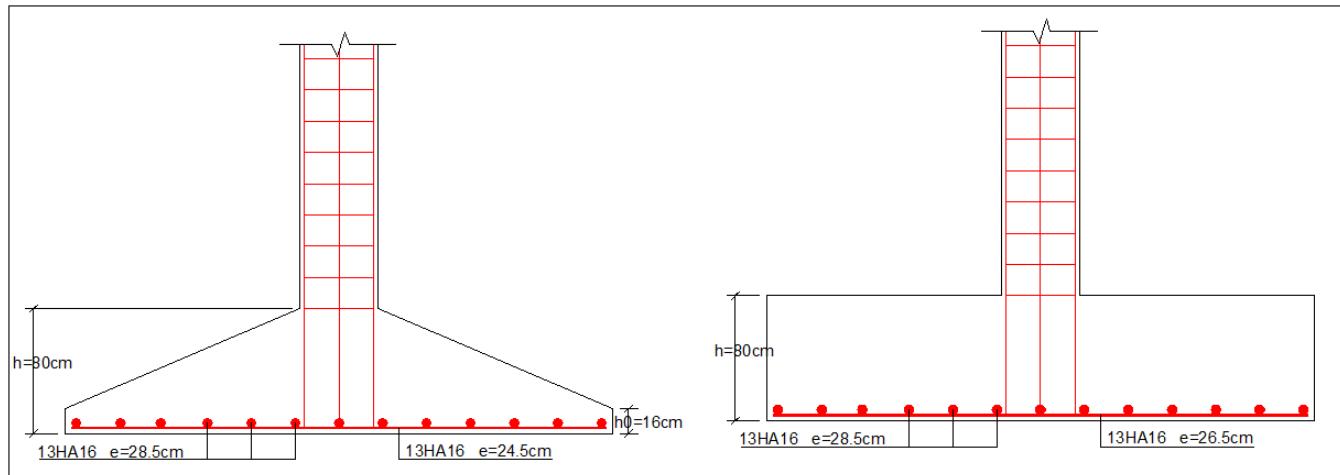
$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 470 \text{ cm}$$

$$0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 470 \times 80 \times \frac{25}{1.5} \times 0.1 = 2820 \text{ KN}$$

$$P'_u = 1288.54 \text{ kN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2820 \text{ kN} \text{ Donc vérifiée.}$$

### 1.1.5 Schéma de ferraillage

$$h_0 = 6\phi_{\max} + 6 = 6 \times 1.6 + 6 = 15.6 \text{ cm} \text{ on prend 16 cm}$$



## 1.2 Semelle excentrée

### 1.2.1 Dimensions de la semelle

Les moments ultime et de service des efforts  $N_u$  et  $N_{ser}$  par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la semelle sont :

$$\text{A L'ELU : } M_u = N_u \left( \frac{B-b}{2} \right) = 917.32 \times \left( \frac{B-0.3}{2} \right)$$

$$\text{A L'ELS: } M_{ser} = N_{ser} \left( \frac{B-b}{2} \right) = 688.73 \times \left( \frac{B-0.3}{2} \right)$$

$$S = \sup \left\{ \frac{\frac{N_u}{q_u}}{\frac{N_{ser}}{q_{ser}}} \right\} = \sup \left\{ \frac{4.5866 \text{ m}^2}{5.14 \text{ m}^2} \right\} = 5.14 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A = B - 0.05 \\ AB = S = 5.14 \text{ m}^2 \end{cases} \rightarrow B^2 - 0.05B - 5.14 = 0 \rightarrow B = 2.29 \text{ m et } A = 2.242 \text{ m}$$

On prend  $A = 2.40 \text{ m}$  et  $B = 2.45 \text{ m}$

$$d = 55\text{cm} \rightarrow h = 60\text{cm}$$

Vérification en tenant compte le poids propre

$$P.P = 88.20 \text{ kN} \rightarrow N_u = 1036.39 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_{ser} = 756.93 \text{ kN}$$

$$AB = S = 5.82 \text{ m}^2$$

$$B^2 - 0.05B - 5.82 = 0 \rightarrow B = 2.43 \text{ m} \quad \text{et} \quad A = 2.38 \text{ m}$$

D'où les dimensions à prendre en compte sont :  $A = 2.40 \text{ m}$   $B = 2.45 \text{ m}$

### 1.2.2 Ferrailage de la semelle

Tout d'abord on calcul le moment :  $M_1 = (4B + 0.35b - 9e_o) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_o} \right)^2 \frac{P_u}{27}$

$$e_o = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{2.45}{2} - \frac{0.3}{2} = 1.075 \text{ m} \quad \text{Et} \quad P_u = 1036.39 \text{ kN} \quad \text{et} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$M_1 = (4 \times 2.45 + 0.35 \times 0.3 - 9 \times 1.075) \left( \frac{1.225 - 0.35 \times 0.3}{1.225 - 1.075} \right)^2 \frac{1036.39}{27}$$

$$= 492,19 \text{ kN.m}$$

La section d'armature suivant la direction parallèle à B est donnée par :

$$A_s = \frac{M_1}{d \times f_{su}} = \frac{492,19}{0.55 \times 435 \times 0.1} = 20.57 \text{ cm}^2$$

On prend 11HA16 avec un espacement de 23cm

Pour la direction parallèle à A on utilise la méthode des bielles

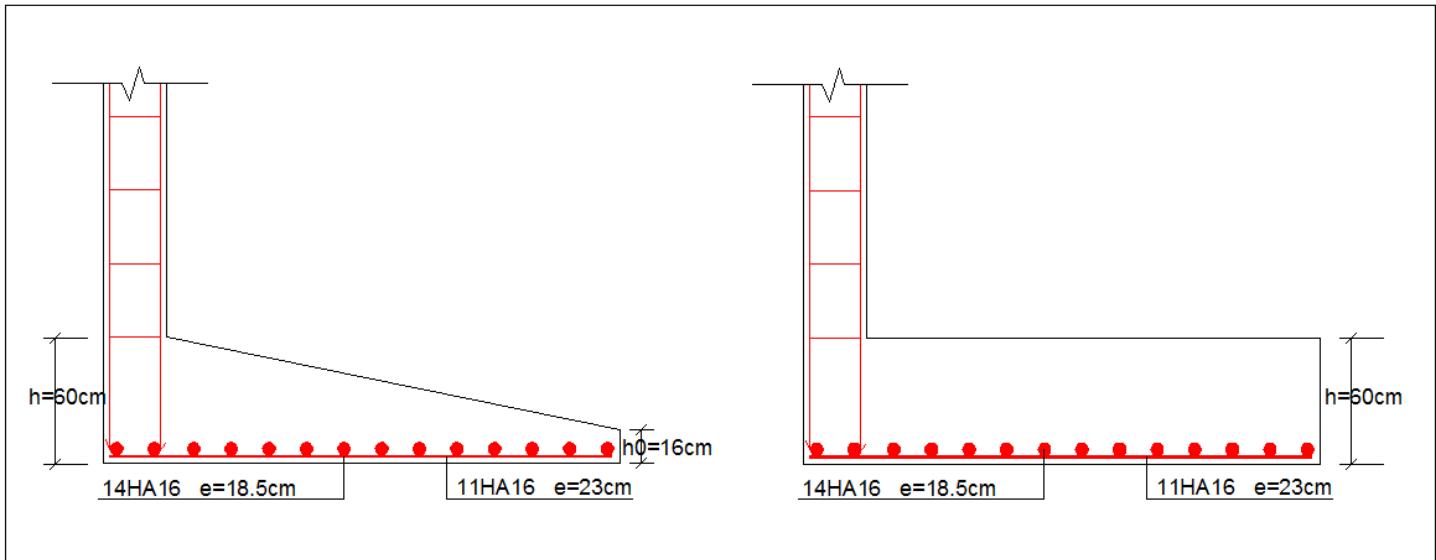
$$A_s = \frac{P_u \left( 1 + \frac{3e_o}{B} \right) (A - a)}{8 \times d \times f_{su}} = \frac{1036,39 \times \left( 1 + \frac{3 \times 1.075}{2.45} \right) (2.4 - 0.25)}{8 \times 0.55 \times 435 \times 0.1} = 26.96 \text{ cm}^2$$

On prend 14HA16 avec un espacement de 18.5 cm

$$e_o = 1.075 > \frac{b}{6} = 0.05 \text{ m}$$

Donc As du poteau tendu et crochet par 35φ

### 1.2.3 Schéma de ferraillage



### 1.2.4 Vérification de la résistance du sol :

On a  $e_o = 1.075 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0.4 \text{ m}$  donc on utilise le diagramme triangulaire.

La contrainte maximale est donné par :

$$\sigma_{max} = \frac{2P_u}{3A\left(\frac{B}{2} - e_o\right)} = \frac{2 \times 1036.39}{3 \times 2.4 \times (1.225 - 1.075)} = 1.91 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible est :

$$\sigma_{admissible} = 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 0.2 = 0.266 \text{ MPa}$$

La résistance du sol n'est pas vérifiée donc il y'a un risque de renversement.

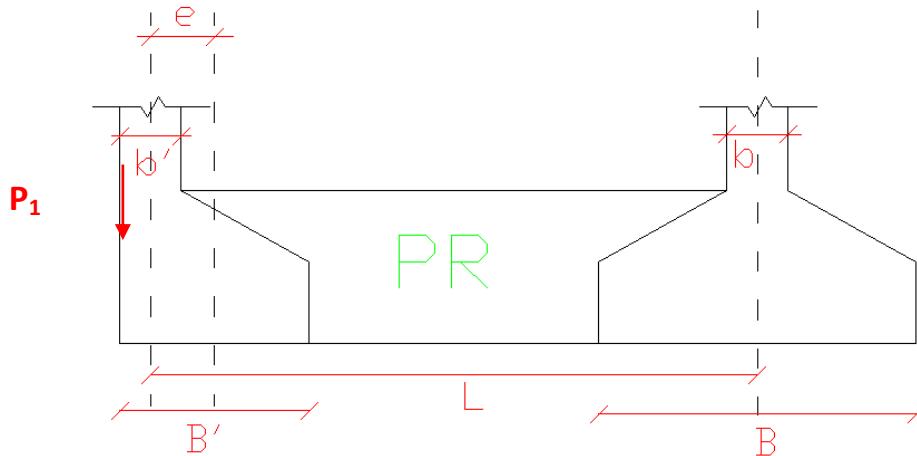
**Solution :**

**Il faut ajouter la poutre de redressement pour équilibrer la semelle.**

## 2. Etude de poutre de redressement :

### 2.1 Définition :

La poutre de redressement a comme rôle de bloquer la semelle excentrée à cause de la présence d'un effort normal qui engendre au pied du poteau un moment de flexion, ce dernier est repris par la poutre de redressement afin d'éviter le poinçonnement de la semelle.



Emplacement d'une poutre de redressement

$$M_1 = P_1 \cdot \left( \frac{L}{L - e} \right) \cdot \frac{B'}{2} - P_1 \cdot \left( B' - \frac{b'}{2} \right)$$

$$T = P_1 \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{e}{L} \right) \cdot \frac{b'}{B'} \right)$$

### 2.2 Calcul du moment et de l'effort tranchant :

Poutre de redressement entre S2 (semelle excentrée) et S1 :

Nous avons l'effort normal pris par la semelle  $P_1 = 917.32 \text{ KN}$ .

$$M_1 = 917.32 \cdot \left( \frac{6}{6 - 1.075} \right) \cdot \frac{2.5}{2} - 917.32 \left( 2.5 - \frac{0.3}{2} \right) = -758.76 \text{ KN.m}$$

$$T = 917.32 \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{1.075}{6} \right) \cdot \frac{0.3}{2.5} \right) = 826.96 \text{ KN}$$

### 2.3 Détermination de la section de la poutre :

La poutre de redressement est de section rectangulaire on prend pour la valeur du largueur  $b=35\text{cm}$ . Sa hauteur  $H$  est calculée à l'aide la formule suivante :

$$H = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{b \cdot \sigma_{bc}}} = \sqrt{\frac{6 \times 758.76 \times 10^{-3}}{0.25 \times 14.17}} = 1.13 \text{ m}$$

On trouve  $H$  très grand, donc on utilise la valeur de  $H>L/10$ , avec  $L=6\text{m}$

On prend  $H=80\text{cm}$

On a donc une section rectangulaire de  $(25 * 80)$

### 2.4 Calcul du ferraillage de la poutre :

*Moment réduit:*

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 \text{ fbu}} = \frac{787.93 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.72^2 \times 14.17} = 0,429$$

$$\mu > \mu_{lim} = 0,371 \text{ pour Fe E500;}$$

*Pivot B*

$$A's = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$As = 32.73 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 pour la section comprimé et 8HA20+4HA16 pour la section tendu

### 2.5 Effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{826.96}{25 \times 72} = 0.459 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 4.59 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

On pose  $At = 3,02 \text{ cm}^2$ .

On calcul  $St$  par la relation suivante :

$$S_t = \frac{0,8 \cdot At \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau - 0,3 \cdot f_{tj})} = \frac{0,8 \times 3,02 \times 500}{1,15 \times 25 \times (4,59 - 0,3 \times 2,1)} = 10.61 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 11 \text{ cm}$

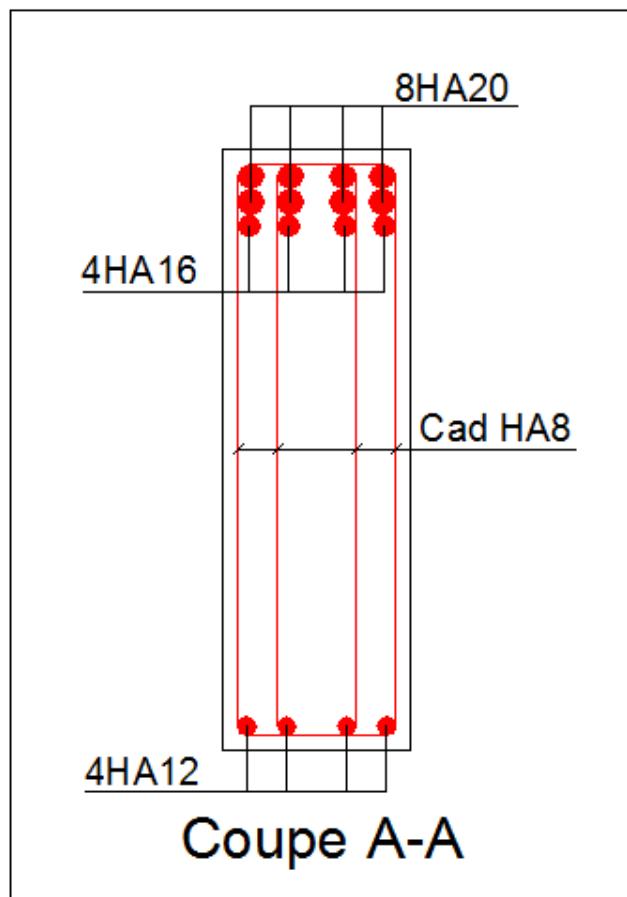
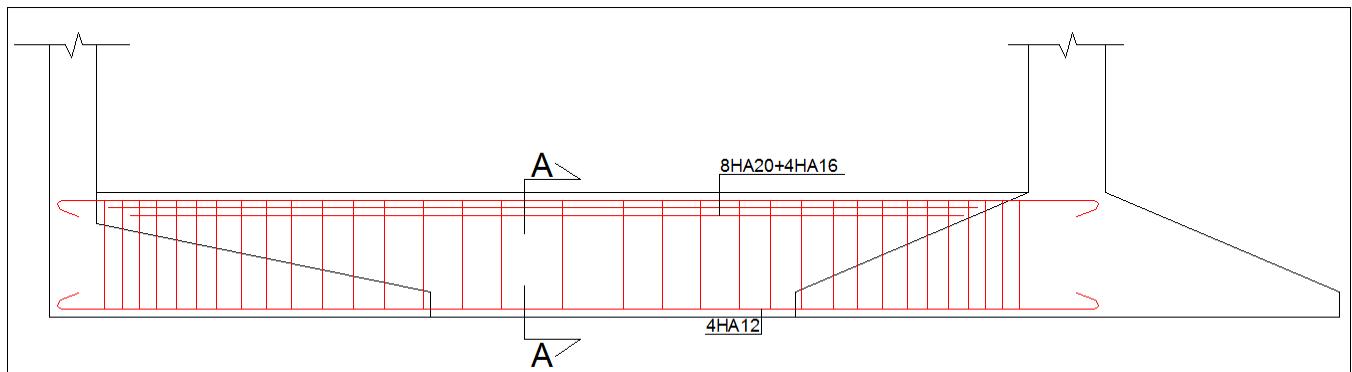
Le nombre de répétition est  $\frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3$

Le 1<sup>er</sup> espace égale à  $\frac{S_t}{2} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ cm}$

En utilisant la suite de Caquot, on effectue le ferraillage transversal :

2,5 ;5 ;7 ;8 ;9 ;10 ;11 ;13 ;16 ;20 ;25 ;35 ;40 cm

## 2.6 Schéma de ferraillage



## IV. Etude sismique

### 6. Données sismiques

<b>Coefficient d'accélération de zone III</b>	<b>A = 0.16</b>
<b>Coefficient de site 2</b>	<b>S = 1.2</b>
<b>Facteur d'amplification dynamique</b>	<b>D = 2.5</b>
<b>Coefficient de priorité</b>	<b>I = 1</b>
<b>Facteur de comportement</b>	<b>K = 2</b> (contreventement par portiques)
<b>Coefficient <math>\Psi</math></b>	<b><math>\Psi = 0.2</math></b>

### 7. Quelques critères de la régularité du bâtiment :

La forme en plan :  $a + b = 0 + 0 < 0.25B = 0.25 \times L_x = 3.25$  m

$H=9.5$  m < 60m

$T = 0.085 \times 3 = 0.255$  s < 2s      T : période fondamentale du bâtiment.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{13}{18} = 0.72 < 3.5$$

$$\frac{a}{B} = \frac{0}{13} = 0 < 0.25 \quad \text{Avec : } L_x = 13 \text{ m } L_y = 18 \text{ m}$$

Donc notre bâtiment est bien régulier → utilisons Alors la méthode statique équivalente.

### 8. Calcul de la répartition de la force sismique latérale :

#### 8.1. La force sismique totale

$$V = \frac{ASDIW}{K}$$

Avec :    A=0.16    S=1.2    D=2.5    I=1    K=2

**Calculons tout d'abord le poids total de la structure W :**

$$W = [(G_{terrasse} + 0.2Q_{terrasse}) + 2 \times (G_{courant} + 0.2Q_{courant})] \times Surface$$

$$W = [(5.25 + 0.2 \times 1) + 2 \times (5.95 + 0.2 \times 1.5)] \times 234$$

$$W = 420.03 \text{ t} \rightarrow V = \frac{ASDIW}{K} = 100.8072 \text{ t}$$

Etage	$W^n$ (t)	$H_n$ (m)	$F^n$ (t)
2	127.53	9.5	84.82
1	146.25	6.5	35.83
RDC	146.25	3.5	19.29

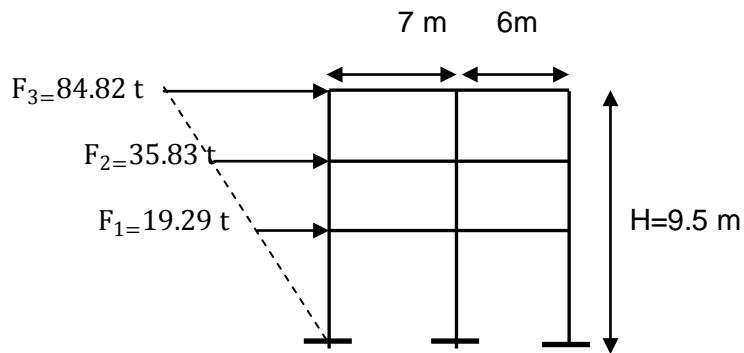
### Exemple de calcul de la force $F_1$ :

La force sismique appliquée à l'étage  $n$  est donnée par :

$$F_n = (V - F_t) \frac{W_n h_n}{\sum_{i=1}^3 W_i h_i} \quad F_t = 0 \quad \text{car} \quad T = 0.255 \text{ s} \leq 0.7 \text{ s}$$

$$F_1 = V \frac{W_1 h_1}{\sum_{i=1}^3 W_i h_i} = 100.8072 \times \frac{146.25 \times 3.5}{2674.035} = 19.29 \text{ t} \quad \text{Avec } h_1 = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Et } \sum_{i=1}^3 W_i h_i = W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 = 3.5 \times 146.25 + 6.5 \times 146.25 + 9.5 \times 127.53 = 2674.035 \text{ t.m}$$



### 8.2. Les sollicitations dues à l'action sismique horizontale :

#### Les sollicitations développantes dans chaque étage :

**L'effort tranchant :** L'effort tranchant au niveau de l'étage  $n$  selon deux directions X et Y :

$$V_X^n = F_X^t + \sum_{j=n}^N F_X^j$$

$$V_Y^n = F_Y^t + \sum_{j=n}^N F_Y^j$$

**Moment de renversement :**

Moment de renversement associé respectivement à X et Y :

**Suivant X :**

$$M_{RX}^n = -F_Y^t (H_N - H_n) - \sum_{j=n}^N F_Y^j (H_j - H_n)$$

**Suivant Y :** Pour les portiques on a :  $M_{RY}^n = -M_{RX}^n$

**Application :**

Etage	$V_x^n(t)$ & $V_y^n(t)$	$M_{RX}^n$	$M_{RY}^n$
2	84.82	0	0
1	120.65	-254.46	254.46
RDC	139.94	-616.41	616.41

**Les déplacements inter-étages : (suivant les directions X et Y)**

Ils s'obtiennent par LES RELATIONS SUIVANTES :

$$\Delta_{Xel}^n = \frac{h_n^3}{N_C^n} V_X^n$$

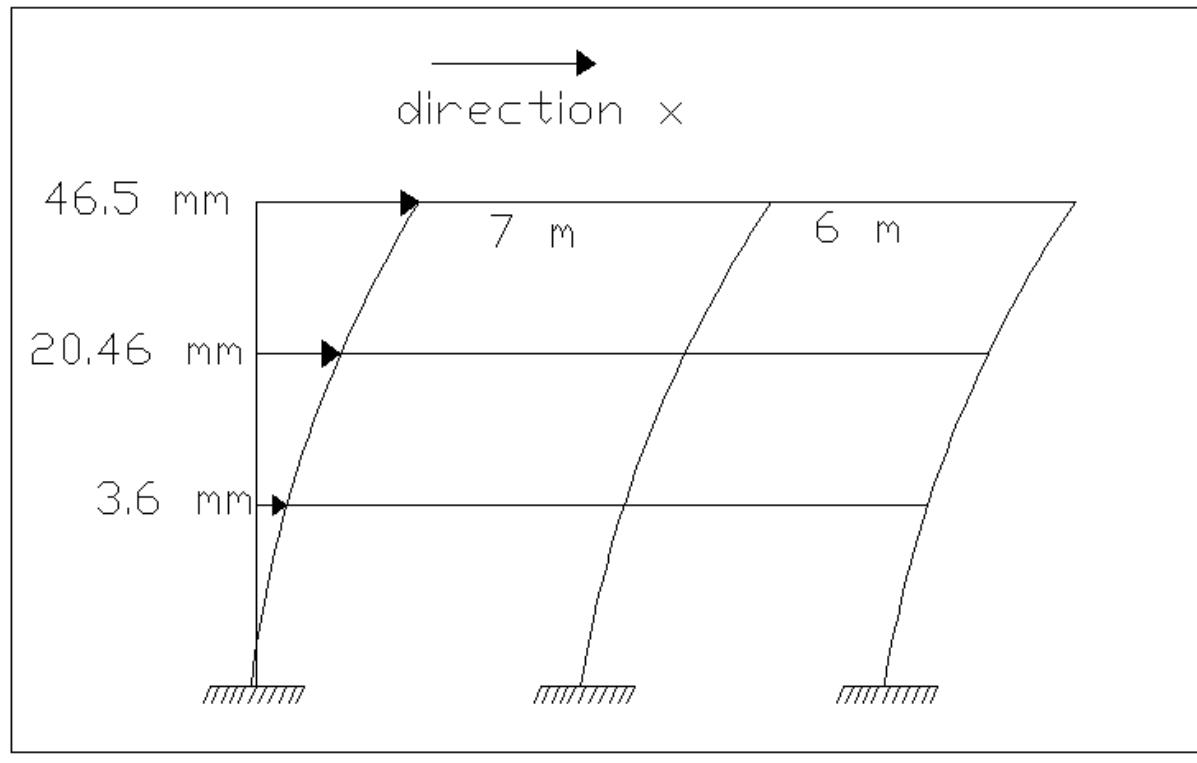
$$12E \sum_{k=1}^n I_{Yk}^n$$

$$\Delta_{Yel}^n = \frac{h_n^3}{N_C^n} V_Y^n$$

$$12E \sum_{k=1}^n I_{Xk}^n$$

Application :

Niveau	$\Delta_{el}(mm)$
RDC	$\Delta_{Xel} = 3.6$ $\Delta_{Yel} = 2.7$
1	$\Delta_{Yel} = 20.99$ $\Delta_{Xel} = 20.46$
2	$\Delta_{Xel} = \Delta_{Yel} = 46.5$



Les sollicitations développantes dans les poteaux sont :

- Les efforts tranchants et Les Moments fléchissant produits sous l'action de  $V_x^n(t)$  et  $V_y^n(t)$  dans l'élément vertical numéro k du plancher numéro n.

Efforts tranchants : (suivant deux directions X et Y)

$$V_{Yk}^n = \frac{I_{Xk}^n}{\sum_{j=1}^{N_C^n} I_{Xk}^n} V_y^n$$

$$V_{Xk}^n = \frac{I_{Yk}^n}{\sum_{j=1}^{N_C^n} I_{Yk}^n} V_x^n$$

Moments fléchissant : (suivant deux directions X et Y)

$$M_{Xk}^n = -\frac{V_{Yk}^h h_n}{2}$$

$$M_{Yk}^n = \frac{V_{Xk}^h h_n}{2}$$

Application :

Efforts tranchantes: (Poteau 1 et 2)

Poteaux		P1	P2
2ème étage	$V_{Xk}^n = V_{Yk}^n (t)$	4.241	4.241
1	$V_{Xk}^n (t)$	5.97	7.16
	$V_{Yk}^n (t)$	5.82	10.05
RDC	$V_{Xk}^n (t)$	7.92	13.20
	$V_{Yk}^n (t)$	8.72	40.37

### Moments de flexion :

Poteaux		P1	P2
<b>2ème étage</b>	$M_{xk}^n$ (t.m)	-20.144	-20.144
	$M_{yk}^n$ (t.m)	20.144	20.144
<b>1er étage</b>	$M_{xk}^n$ (t.m)	-19.40	-23.27
	$M_{yk}^n$ (t.m)	18.91	32.66
<b>RDC</b>	$M_{xk}^n$ (t.m)	-13.86	-23.1
	$M_{yk}^n$ (t.m)	15.26	70.64

### 8.3. La force sismique verticale et sollicitations résultantes :

A chaque direction sismique horizontale est associée une force sismique verticale appliquée au centre de gravité des masses

$$F_{VY}^n = \frac{2}{3} F_Y^n \quad n \in \{1, 2, \dots, N-1\}$$

$$F_{VY}^N = \frac{2}{3} (F_Y^N + F_Y^t)$$

$$F_{VX}^n = \frac{2}{3} F_X^n \quad n \in \{1, 2, \dots, N-1\}$$

$$F_{VX}^N = \frac{2}{3} (F_X^N + F_X^t)$$

Et

Notons  $F_{VX}^n$ , respectivement  $F_{VY}^n$ , la force sismique verticale de calcul associée à la direction sismique X, respectivement Y, et agissant en  $G^n$ .

### 8.4. Sollicitations dues à l'action sismique verticale :

Les forces normales qui agissent sur l'étage numéro n et associées respectivement aux directions sismiques X et Y sont

$$N_{VX}^n = \frac{2}{3} F_X^t + \frac{2}{3} \sum_{j=n}^N F_X^j$$

et

$$N_{VY}^n = \frac{2}{3} F_Y^t + \frac{2}{3} \sum_{j=n}^N F_Y^j$$

**Application :**

Force sismique verticale :

Etage	$F_X^n = F_Y^n$ (t)	$F_{VX}^n = F_{VY}^n$ (t)
2	84.82	56.54
1	35.83	23.88
RDC	19.29	12.86

Les forces normales par étage (suivant deux direction X et Y) :

Etage	$F_{VX}^n = F_{VY}^n$ (t)	$N_{VX}^n = N_{VY}^n$ (t)
2	56.54	56.54
1	23.88	80.42
RDC	12.86	93.28

## Vérification de la stabilité de la structure:

Stabilité au glissement :

Notre structure est considérée sur une surface plane donc pas de risque de glissement.

Stabilité au renversement :

La stabilité est considérée satisfaite si :

$$\theta = \frac{KW\Delta_{el}}{Vh} = \frac{0.0198 \times W \times \Delta_{el}}{h} \leq 0.1$$

$\theta$  : Indice de stabilité

W : poids au-dessus de l'étage considéré

V : action sismique au niveau considéré

h : hauteur de l'étage

$\Delta_{el}$ : Déplacement relatif

K : coefficient de comportement

Application :

Etage	$\theta$
2	<b><math>0.012 &lt; 0.1</math></b>
1	<b><math>0.0175 &lt; 0.1</math></b>
RDC	<b><math>8.55 \times 10^{-3} &lt; 0.1</math></b>

Donc il n a pas de risque de renversement.

**9. Vérification des déformations entre étages (fonctionnalité) :**

Le bâtiment est de classe II, Donc Les déplacements latéraux inter-étages  $\Delta_{el}$  évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à

$$\Delta_{el} \leq \frac{0.01 \times h}{K} = 0.005h$$

**h : étant la hauteur de l'étage.**

**K : coefficient du comportement.**

Application :

Etage	$\Delta_{el}$ (mm)	<b><math>0.005h</math> (mm)</b>
2	46.5	<b>47.5</b>
1	20.99	<b>32.5</b>
RDC	3.6	<b>17.5</b>

**10. Calcul d'une poutre en tenant compte du séisme (Travée2 du 2ème étage) :**

La force sismique appliquée appliquée au niveau du 2ème étage sur le Travée 2 de la poutre continue L2 est :

$$F_2 = 35.83 t = 358.3 \text{ KN}$$

La combinaison accidentelle d'une manière générale s'écrit :

$$Sc = G + \psi Q + 0.3N + E$$

Dans notre cas  $N = 0$  (pas d'action de la neige)

$$\text{Donc la combinaison devient : } P_{\text{séisme}} = G + \psi Q + \frac{F_2}{\text{langueur}}$$

$\psi = 0.2$  Car on'a un batiment à usage d'habitation

**Application :**

$$P_{\text{séisme}} = G + \psi Q + F_2 = 40.075 + (0.2 \times 9) + \frac{358.3}{7} = 93.06 \text{ KN/m}$$

$$\text{Calcule du moment : } M_{\text{séisme}} = \frac{P_{\text{séisme}} \times L^2}{12} = 379.99 \text{ KN.m} \text{ et On a } N = F_2 = 358.3 \text{ KN}$$

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e = \frac{M_{\text{séisme}}}{N} = 1.06 \text{ m}$$

Donc on' a un effort de compression  $N > 0$  et l'excentricité se trouve a l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée(SPC).

L'excentricité par rapport à l'acier tendue est :

$$e_a = e + \left( \frac{h}{2} - d \right) = 1.06 + \left( \frac{0.7}{2} - 0.05 \right) = 1.36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_A = N \times e_a = 487.288 \text{ KN.m}$$

$$\text{On calcul le moment réduit : } \mu = \frac{487.288}{0.25 \times (0.63)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.346$$

$$\mu < \mu_l = 0.371 \rightarrow \text{Pivot B avec } A_s' = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow \alpha = 0.557 \rightarrow \beta = 0.446 \rightarrow z = 0.281 \text{ m}$$

$$\text{Donc } A_s = A_{\text{séisme}} = \frac{1}{f_{su}} \left( \frac{M_A}{z} + N \right) = \frac{1}{435 \times 10^3} \left( \frac{487.288}{0.281} + 358.3 \right) = 48.1 \text{ cm}^2$$

Totalisant une section de  $A_{\text{réelle}} = 49.09 \text{ cm}^2$  , Donc on prend 2 lits de 5HA25.

Si on tenant pas compte du séisme on trouve  $A_s = 14 \text{ cm}^2$  c.à.d: 3HA20+3HA16.

$\frac{A_{\text{séisme}}}{A_s} = \frac{48.1}{14} = 3.4$  donc la section au cas du séisme est 4 fois supérieure a la section au cas ordinaire.

## Conclusion

Dans cette étude on avait recours à plusieurs outils comme les calculs de RDM au béton armé, la mécanique des sols pour le pré dimensionnement des semelles...manuellement, par ailleurs l'utilisation des logiciels était aussi bien pour l'étude de structure que l'étude en béton armé En ce qui concerne analyse dynamique de la structure (par Robot).

Cependant au cours de travail on a constaté qu'il y avait des problèmes au niveau des éléments de la structure dû aux quelques erreurs commises dans le plan architecturale par exemple les portées des poutres étaient grandes qui vont engendrer une augmentation de flèche si un séisme se produit ce qui présente un danger à nos chers citoyens.

Recommandation, il est conseillé de :

Ajouter un poteau au milieu de ces poutres c.à.d. à 3m pour la 1ere travée et à 3.5 m pour la 2 ème

Finalement après de travail HAMDO LI ALLAH on sent qu'on s'est familiarisé de plus avec les règlements et règles de construction en béton armé vu au cours et savoir le genre de problèmes rencontrés et leur résolution car c'est notre devoir autant que futur ingénieur