

ROYAUME DU MAROC
UNIVERSITE HASSAN I
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES

*Rapport de stage fin d'étude
Licence génie civil*

Conception et dimensionnement d'un Bâtiment R+1

Réalisé par :

Encadrant pédagogique :

Encadrant professionnel :

SOMMAIRE

| | |
|--|-----------|
| Remerciement | 4 |
| Introduction..... | 5 |
| | |
| Chapitre 1 : Présentation générale..... | 6 |
| I-Présentation du bureau..... | 7 |
| II-Présentation du projet..... | 8 |
| III-La conception de la structure | 12 |
| IV -Hypothèses de calcul | 15 |
| | |
| Chapitre 2 : Evolution des charges et Pré dimensionnement Des éléments structuraux..... | 19 |
| I-Evaluation des charges | 19 |
| II-Pré-dimensionnement des éléments structuraux | 22 |
| | |
| Chapitre 3 : Ferraillage des éléments structuraux..... | 27 |
| I-CALCUL les POTEAUX | 27 |
| II-CALCUL les SEMELLES | 38 |
| III- Calcul les POUTRE..... | 42 |
| | |
| Chapitre 4 Etudes des éléments secondaires | |
| I-Introduction..... | 58 |

| | |
|---|-----------|
| II-Etudes des Escaliers..... | 58 |
| III-EUDES des Longrines..... | 63 |
| IV-Etude de l'Acrotère..... | 65 |
| | |
| Chapitre 5 CALCUL PAR ROBOT..... | 70 |
| CONCLUSION..... | 78 |

Remerciement

Je tiens tout d'abord à exprimer mes chaleureux remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin au bon déroulement de mon stage.

Je remercie tout particulièrement Monsieur BADER-EDDINE MRAOUA qui m'a permis d'effectuer mon stage au sein de son bureau d'études en m'accueillant chaleureusement et en me réservant un encadrement constructif.

Je lui suis reconnaissant de m'avoir accordé toute sa confiance pour mener à bien mon projet en me procurant toutes sortes de conseils, de remarques et de recommandations.

Je remercie également tout l'ensemble du personnel du bureau d'étude ETUDE MANAGEMENT PROJET (MEP) pour leur gentillesse et leur collaboration depuis le début jusqu'à la fin de mon stage.

J'adresse un spécial remerciement aux responsables et au corps professoral de La FST et plus particulièrement les professeurs Mr Lakhouili et Mr Matrane, qui ont assuré ma formation et mon encadrement et qui n'ont ménagé aucun effort quant à ma formation.

Introduction

Le domaine du génie civil est un domaine d'activités très large, qui concerne la construction des ouvrages d'arts de différentes natures et pour différents usages.

La réalisation des projets de construction de chaque édifice doit respecter les particularités de chaque société ainsi que l'environnement où il se construit.

Pour avoir une formation complète et être apte à une bonne intégration dans le milieu professionnel, pour un étudiant en Licence Génie Civil le stage ouvrier est indispensable, c'est un outil qui lui permet de concrétiser ses connaissances théoriques et ses acquis sur le terrain et de découvrir le milieu professionnel qui est totalement méconnu pour lui. Ce stage lui permet également d'avoir une idée sur les tâches administratives et de s'habituer aux différents problèmes qu'on rencontre dans la vie professionnelle.

Dans ce but-là, j'ai passé mon stage dans un bureau d'études MEP où j'ai eu l'honneur d'être encadré par des gens de métier compétents qui m'ont fait part de leur expérience enrichissante.

CHAPITRE I :

PRESENTATION GENERALE

I. Présentation de Bureau d'études

1. Présentation :

Créé en 2010, MEP, Bureau d'Etudes Techniques et de Coordination, est une société d'ingénierie spécialisée dans l'étude, l'ordonnancement, le pilotage, et la coordination des travaux de BTP

La diversité de ses références et de ses compétences témoigne du savoir-faire acquis dans de multiples domaines, placée sous la tutelle du Mr. BADR-EDDINE MRAOUA Ingénieur d'état en génie civil.

Le bureau est installé à la ville de Kenitra.

2. Travaux de BETEL :

Le bureau d'études MEP est un cabinet d'ingénierie qui réalise les prestations liées à l'étude technique des bâtiments et des ouvrages de génie civil, qui sont :

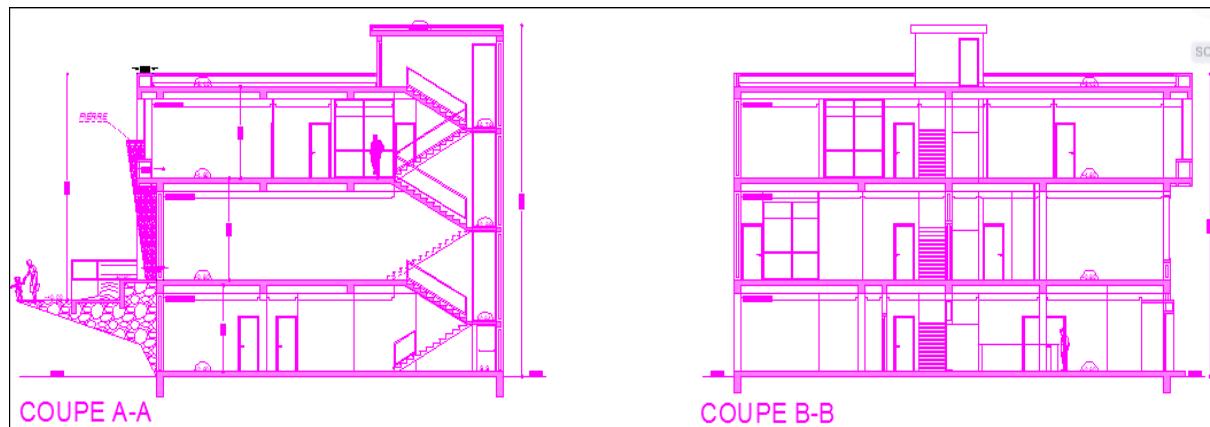
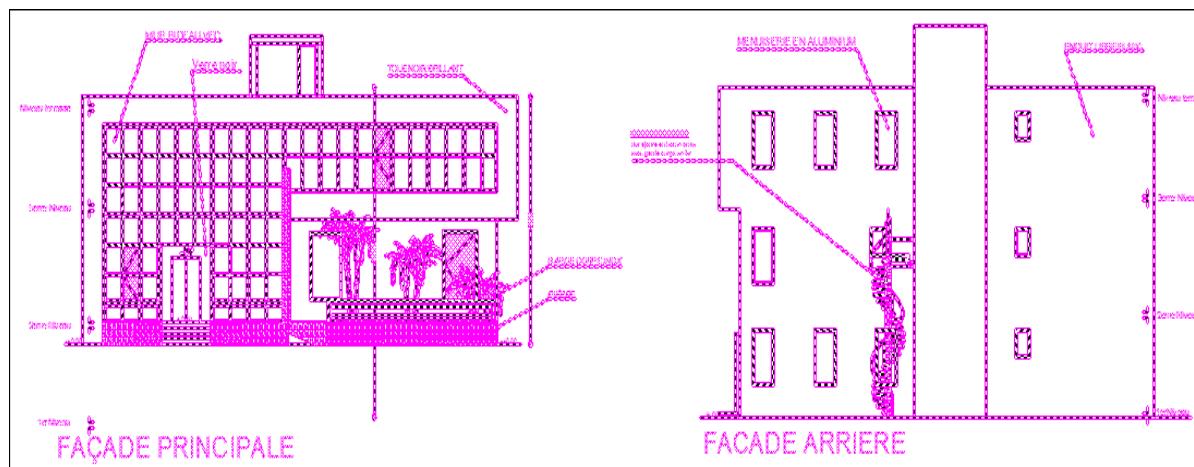
- ❖ Dessin du plan de coffrage.
- ❖ Calcul de la structure en béton armé.
- ❖ Charpente métallique.
- ❖ Voiries et réseaux divers VRD.
- ❖ Contrôle du chantier.
- ❖ Electricité et plomberie.

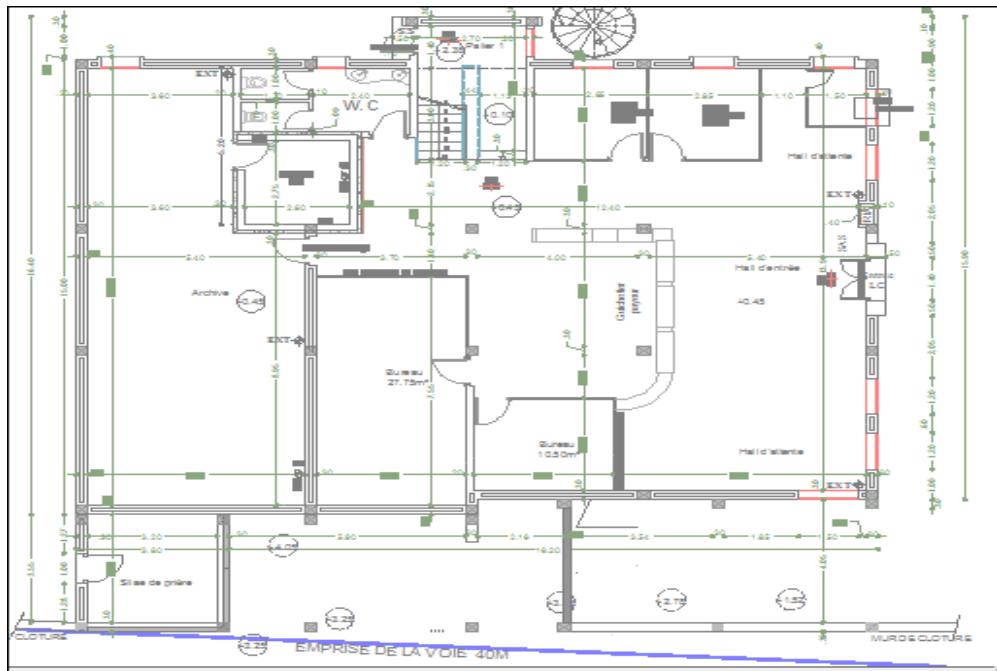
- ❖ Devis estimatif
 - ❖ Métrée.

II. PRÉSENTATION DU PROJET :

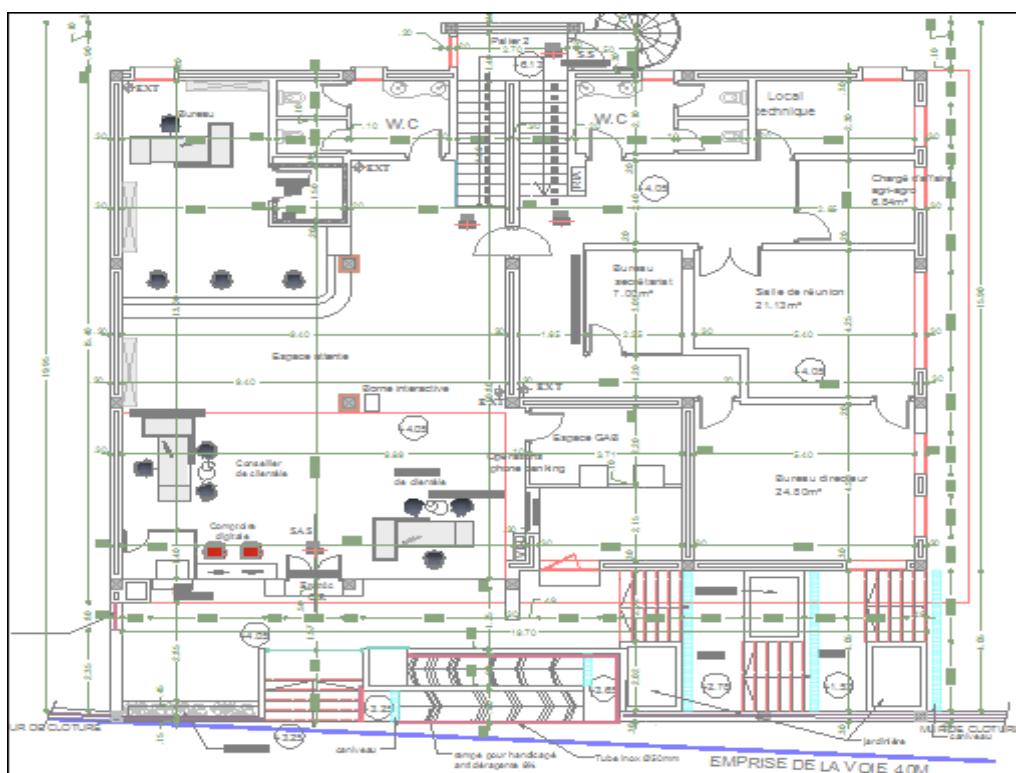
Le projet étudié est un bâtiment R+1 située à Route régional R401, Rommanie centre, Province de Khémissate. Il s'agit d'un bâtiment à SOUS SOL +RDC+ 1 étages, de forme régulière.

Dimensions en plan

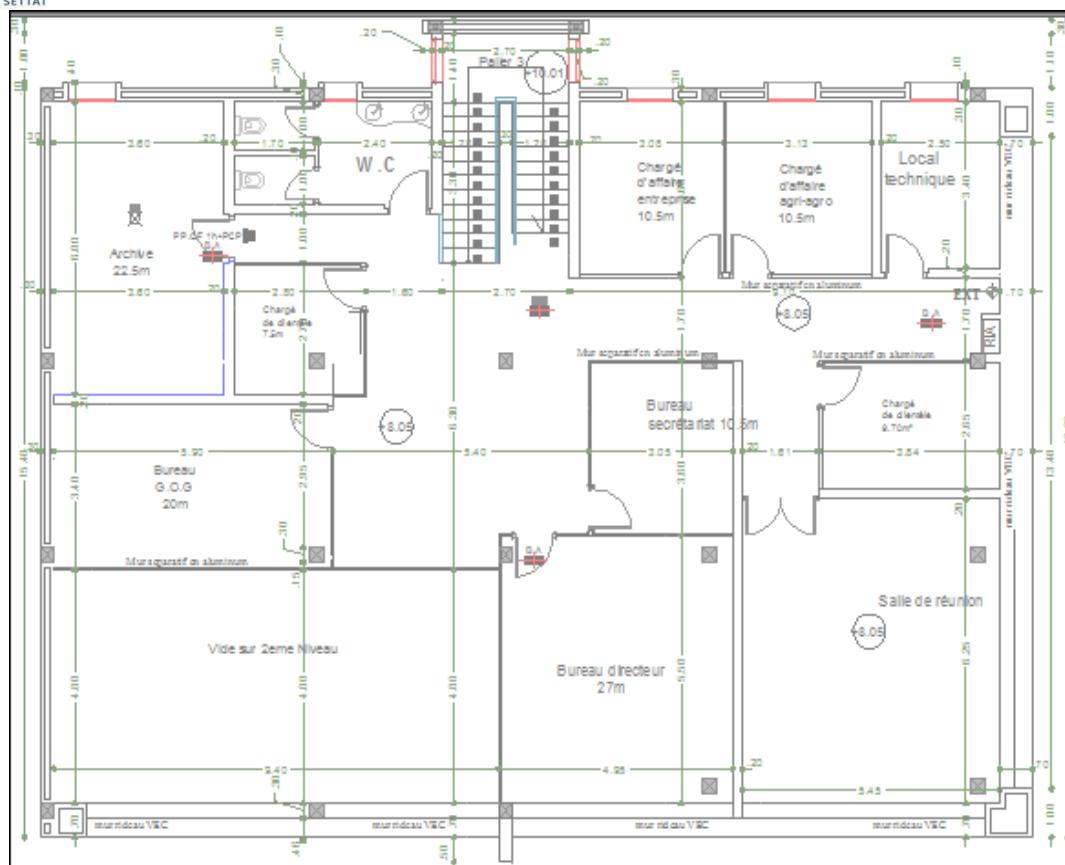




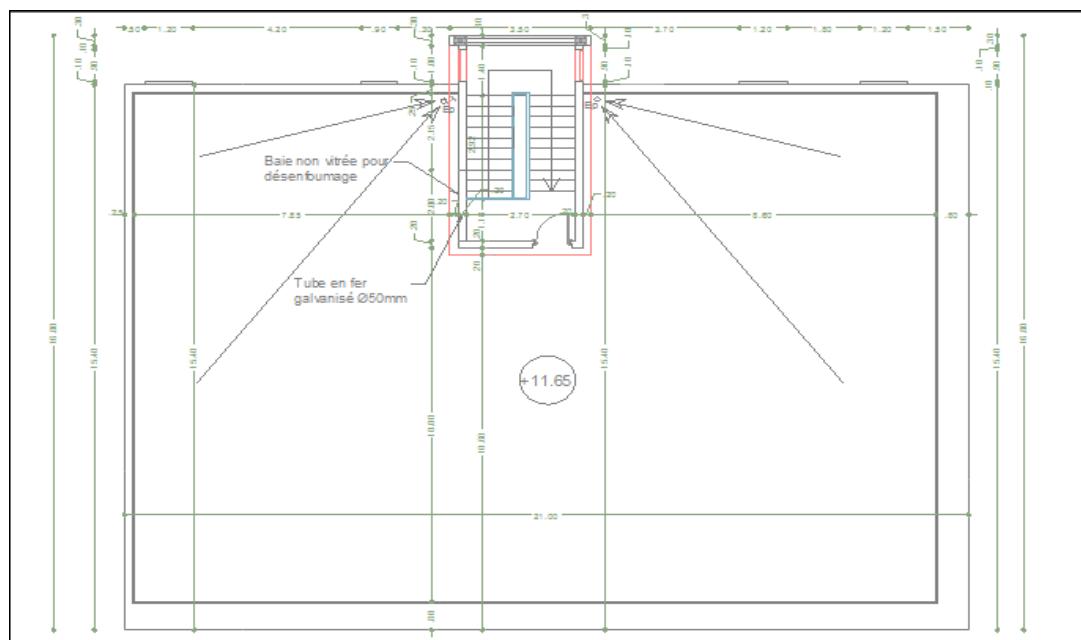
SOUS SOL



RDC



ETAGE COURANT



HAUT TERRASSE

1. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier a les dimensions suivantes:

- Hauteur d'étage courant (hauteur utile)..... 3.60 m.
- Hauteur du rez-de chaussée (hauteur utile)..... 4.00 m.
- Hauteur du sous-sol (hauteur utile)..... 3.60 m.
- Hauteur totale du bâtiment 13.80 m.
- Surface du bâtiment 328 m².

2. Description de l'ossature

Plancher:

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation, sans coffrage.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Raison économique.
- Légèreté du plancher.
- Isolation thermique améliorée.

Conception structurale:

Il s'agit de l'ossature portique en béton armé.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est accessible.

III.

CONCEPTION DE LA STRUCTURE : LA CONCEPTION

La phase de conception est une phase primordiale qui vient avant le pré-dimensionnement d'une structure. A partir du plan architecte et selon les contraintes que ce dernier exige, les poteaux, les poutres et dalles ont été placés pour aboutir un modèle réalisable et prêt aux calculs, tout en prenant en compte les considérations suivantes :

- Respecter le plan d'architecture en plaçant les poteaux uniquement dans les parois ou à l'endroit prévu par l'architecte (poteau de décoration)
- Eviter les grandes portées de façon à ce que les retombées soient toujours incluses dans le faux plafond.
- Respecter la flèche maximale des porte-à-faux.
- Dessiner le plan de coffrage.
- Renommer les niveaux ainsi que leur éléments ;
- Définir les dalles et indiquer leur sens de portée.
- Tracer les axes verticaux et horizontaux des poteaux et donner la cotation entre axes.

2.

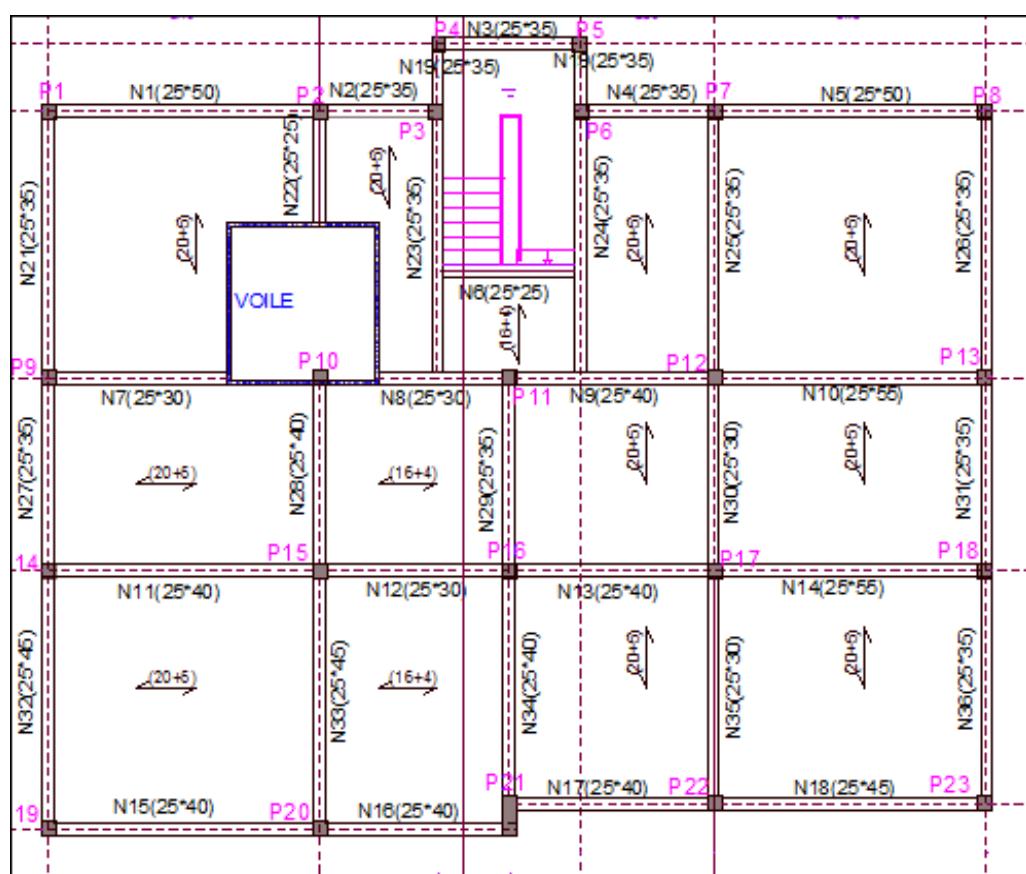
Contraintes architecturales :

Il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique en tenant en compte les exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de sécurité et d'esthétique.

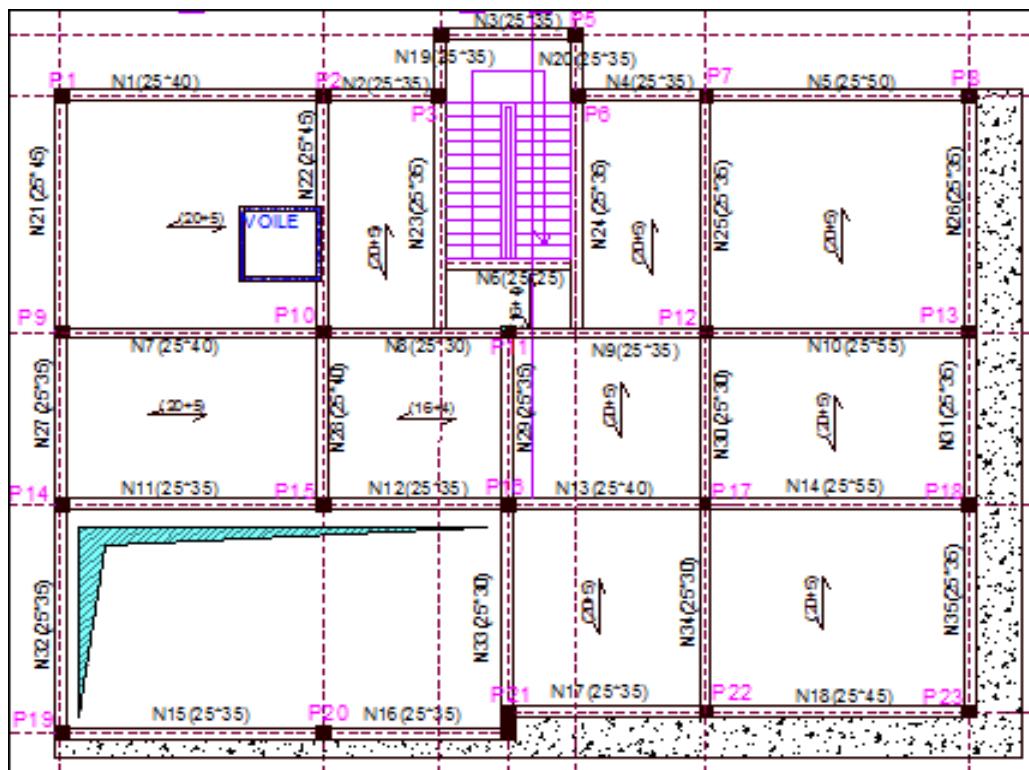
On a pris en considération les conditions suivantes :

- Eviter d'avoir des poteaux qui débouchent au hasard dans les bureaux les salles de réunion.
- Aligner les poteaux le plus possible.
- Eviter d'avoir des poteaux extérieurs proches des murs.

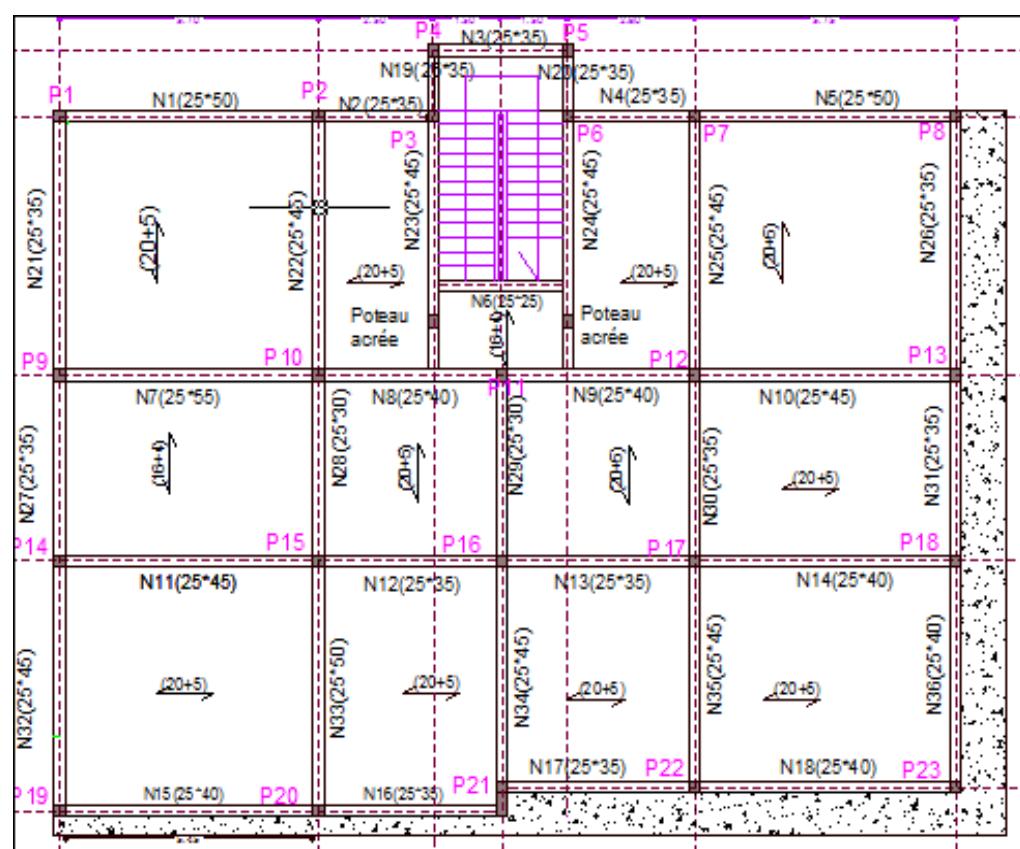
En se basant sur les données des plans d'architecte, on propose la conception suivante



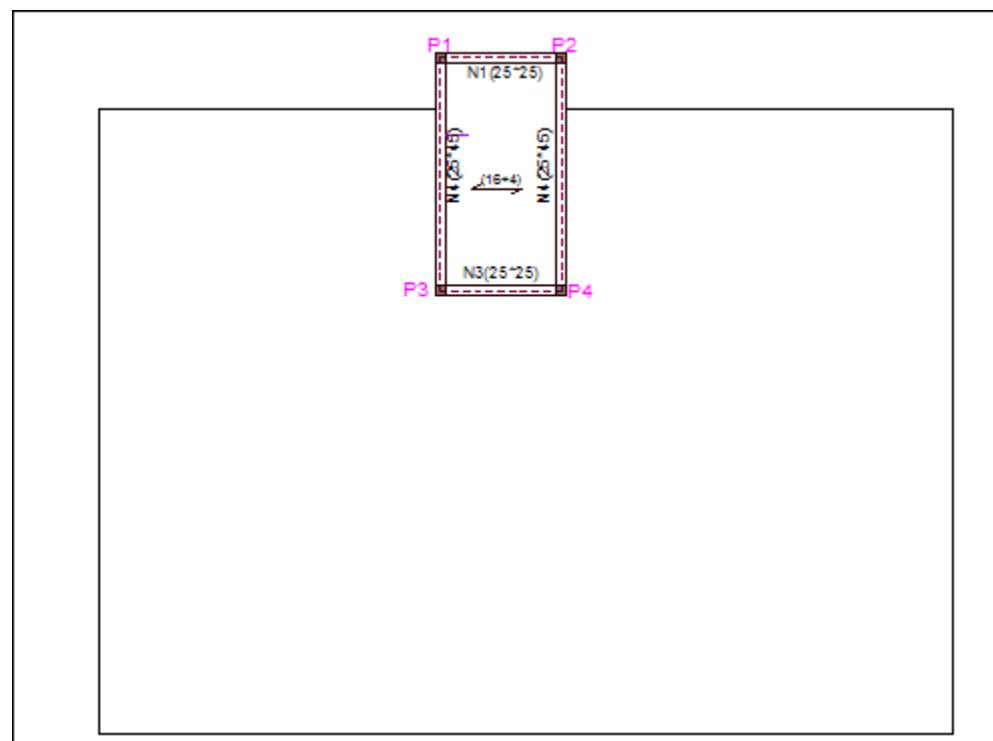
SOUS SOL



RDC



ETAGE COURANT



HAUT TERRASSE

IV. HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

1. Hypothèses de calcul :

Mon étude sera menée en respectant les prescriptions exigées par les règlements suivants :

- Le règlement BAEL 91 modifié
- Le règlement de construction parasismique RPS2011 (applicable aux bâtiments) :

2. Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

a) Béton

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ❖ Masse volumique :

Pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m³.

- ❖ Résistances caractéristiques :

Lors de notre étude on a pris une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent :

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

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contraintes limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- ❖ ELU :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.

La contrainte à l'ELU est notée f_{bc} tel que :

$$F_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec :

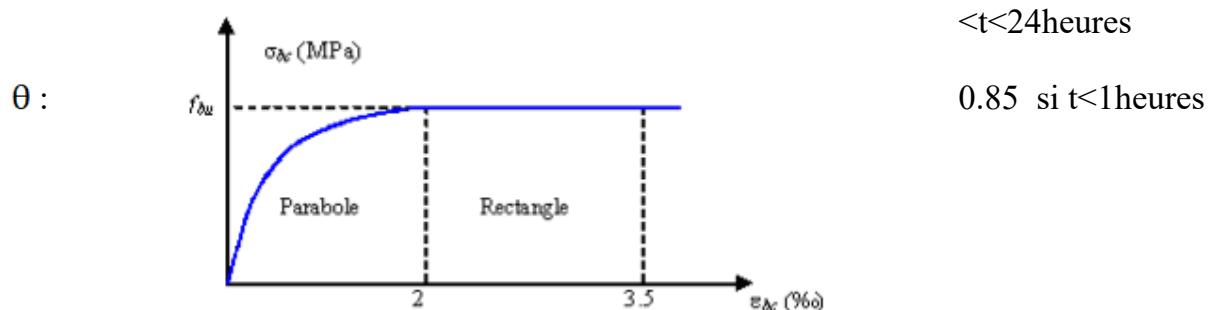
$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire

Et en fonction de la durée t d'application des combinaisons d'actions

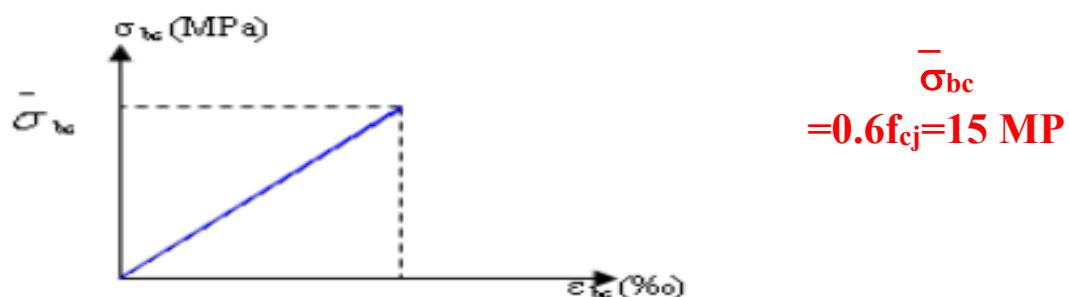
$\theta : 1 \quad \text{si } t > 24 \text{ heures}$

$\theta :$



❖ ELS :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. La contrainte à l'ELS de béton est donnée par :



b) Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal : **Es=200 000 MPa.**

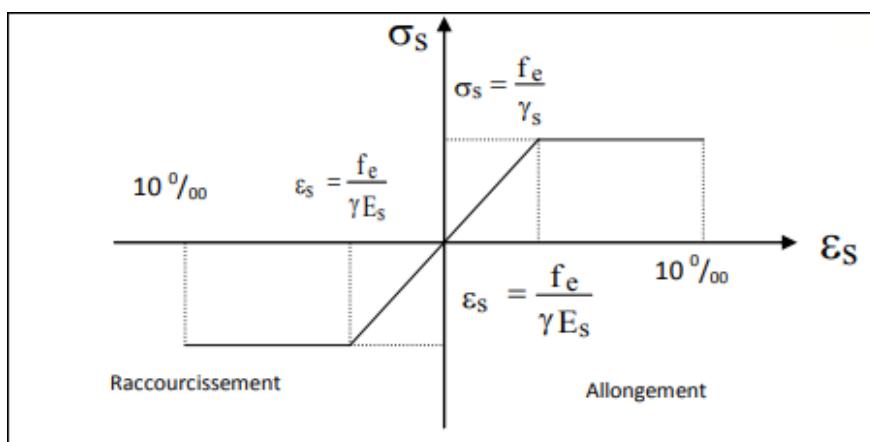
La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Type d'acier employé : d'après les nouvelles dispositions en vigueur, l'acier exigé est un acier haut adhérence de type **FeE500 et Fe400.**

Contrainte limite de l'acier :



ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant



f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \right)$

σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$: durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentnelles

❖ ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

-Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification

-Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min^* \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_t 28}) \right\}$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0.8 * \min^* \left\{ \frac{2 f_e}{3}, \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_t 28}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{su} = f_e / \gamma_s$

CHAPITRE II:

EVALUATION DES CHARGES

ET

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS DE LA STRUCTURE :

I. EVALUATION DES CHARGES :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

1. LES PLANCHERS :

➤ Plancher terrasse

Cas d'une dalle en hourdis (12+4) :

| Matériaux | Épaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|----------------------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| Carreau de béton | 0.025 | 22 | 0.55 |
| Sable | 0.020 | 17 | 0.34 |
| Etancheite multicouche | - | - | 0.12 |
| Isolation thermique | 0.050 | 0.3 | 0.015 |
| Forme de pente | 0.11 | 22 | 2.42 |
| Dalle à corps creux (16+4) | - | - | 2.65 |
| Platre | 0.020 | 10 | 0.2 |

Tableau 1-détail de charge permanente d'un plancher terrasse (16+4)

| | |
|-----------|-------------------------|
| G= | 6,295 KN/m ² |
| Q= | 1.5 KN/m ² |

Tableau 2-charge permanente et exploitation

d'un plancher terrasse (16+4)

Cas d'une dalle en hourdis (20+5) :

| Matériaux | Épaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|----------------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Carreau de béton | 0.025 | 22 | 0.55 |
| Sable | 0.020 | 17 | 0.34 |
| Etancheite multicouche | - | - | 0.12 |
| Isolation thermique | 0.050 | 0.3 | 0.015 |
| Forme de pente | 0.11 | 22 | 2.42 |
| Dalle à corps creux (16+4) | - | - | 3.25 |
| Platre | 0.020 | 10 | 0.2 |

Tableau-détail de charge permanente d'un plancher terrasse (20+5)

| | |
|-----------|-------------------------|
| G= | 6,895 KN/m ² |
| Q= | 1.5 KN/m ² |

Tableau 4-charge permanente et exploitation d'un plancher terrasse (20+5)

➤ **Plancher RDC ET SOUS SOL :**

Cas d'une dalle en hourdis (16+4)

| Matériaux | Épaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|-----------------------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| Cloisonnement | — | — | 1 |
| Forme d'enrobage | 0,03 | 18 | 0,54 |
| Carrelage y compris mortier | — | — | 0,5 |
| Planchers hourdis (16+4) | — | — | 2,65 |
| Cloisonnement | — | — | 1 |

Tableau 5-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (16+4)

| | |
|----|------------------------|
| G= | 4.69 KN/m ² |
| Q= | 2.5KN/m ² |

Tableau 6-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (16+4)

Cas d'une dalle en hourdis (20+5)

| Matériaux | Épaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|-----------------------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| Cloisonnement | — | — | 1 |
| Forme d'enrobage | 0,03 | 18 | 0,54 |
| Carrelage y compris mortier | — | — | 0,5 |
| Planchers hourdis (16+4) | — | — | 3.25 |
| Cloisonnement | — | — | 1 |

Tableau 7-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

| | |
|----|------------------------|
| G= | 5.29 KN/m ² |
| Q= | 2.5KN/m ² |

Tableau 8-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

La charge de Mur :

| | |
|--------------|---|
| <u>Mur :</u> | Maçonnerie en briques creuses $(0.10+0.10)*15=3\text{KN/m}^2$ Enduit= $2*0.015*18=0.54\text{ KN/m}^2$ TOTAL=3.54 KN/m² |
|--------------|---|

➤ **Cage escalier:**

| Matériaux | Épaisseur(m) | Poids volumique (KN/m3) | Poids surfacique (KN/m2) |
|----------------------------|--------------|----------------------------|-----------------------------|
| Gravillon de protection | 0.05 | 20 | 0.1 |
| Béton en forme de pente | 0.06 | 22 | 1.32 |
| Etanchéité multicouche | — | | 0.12 |
| Dalle à corps creux (16+4) | — | | 2.65 |
| Enduit de plâtre | 0.020 | 10 | 0.20 |
| | | | |

Tableau 9-détail de charge permanente d'un Cage escalier

| | |
|----|------------------------|
| G= | 5.29 KN/m ² |
| Q= | 1KN/m ² |

Tableau 10-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

II. REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

1. Plancher :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes . On distingue deux type de plancher :

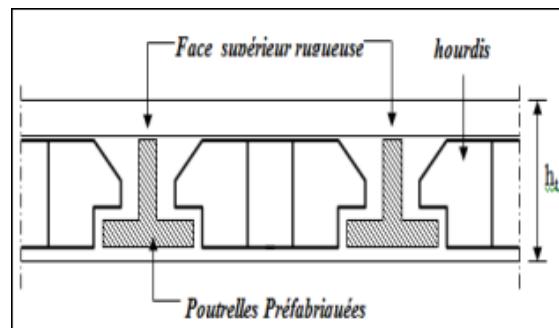
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Pour mon cas toutes les dalles sont à corps creux :

Description de fonctionnement des planchers corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments :

- Les corps creux ou « entrevous » qui servent de coffrage perdu
- Des poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression ou « hourdis » coulée sur les entrevous et qui reprend les efforts de compression.



Pour le pré dimensionnement de ce type de plancher, on utilisera la condition de flèche suivante :

$$h = \frac{L}{22.5}$$

Avec

L : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Exemple :

$L=515\text{cm} \Rightarrow h=22.88$ Alors on $h=25\text{cm}$ soit (20+5)

2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire b, elles transmettront aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

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.

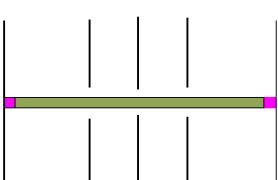
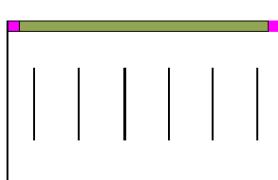
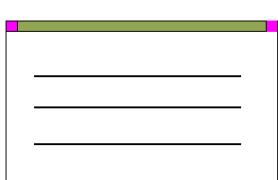
Détermination de h :

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

Si la poutre est chargée sur **deux côtés**: $h = L/10$.

Si la poutre est chargée sur **une seul cote**: $h = L/12$.

Si la poutre **non chargée**: $h = L/15$.

| Chargée sur deux cotés | Chargée sur une coté | Non Chargée |
|--|--|--|
|  $h = Lx/10$ |  $h = Lx/12$ |  $h = Lx/15$ |

 **La pré-dimensionnement des poutres dans mon projet sont**

Etage courant :

| Poutre | Longueur (cm) | Largeur (cm) | Hauteur (cm) |
|--------|---------------|--------------|--------------|
| N°1 | 540 | 25 | 50 |
| N°2 | 215 | 25 | 35 |
| N°3 | 110 | 25 | 35 |
| N°4 | 270 | 25 | 35 |
| N°5 | 110 | 25 | 35 |
| N°6 | 250 | 25 | 35 |
| N°7 | 540 | 25 | 50 |
| N°8 | 515 | 25 | 35 |
| N°9 | 515 | 25 | 45 |
| N°10 | 520 | 25 | 45 |
| N°11 | 520 | 25 | 45 |
| N°12 | 515 | 25 | 45 |
| N°13 | 515 | 25 | 35 |
| N°14 | 270 | 25 | 25 |
| N°15 | 540 | 25 | 55 |
| N°16 | 370 | 25 | 40 |
| N°17 | 400 | 25 | 40 |
| N°18 | 540 | 25 | 45 |
| N°19 | 370 | 25 | 35 |
| N°20 | 370 | 25 | 30 |
| N°21 | 370 | 25 | 30 |
| N°22 | 370 | 25 | 30 |

| | | | |
|------|-----|----|----|
| N°23 | 370 | 25 | 35 |
| N°24 | 540 | 25 | 45 |
| N°25 | 370 | 25 | 35 |
| N°26 | 400 | 25 | 35 |
| N°27 | 540 | 25 | 40 |
| N°28 | 515 | 25 | 45 |
| N°29 | 495 | 25 | 50 |
| N°30 | 445 | 25 | 45 |
| N°31 | 445 | 25 | 45 |
| N°32 | 445 | 25 | 40 |
| N°33 | 540 | 25 | 40 |
| N°34 | 370 | 25 | 35 |
| N°35 | 400 | 25 | 35 |
| N°36 | 540 | 25 | 40 |

RDC:

| Poutre | Longueur (cm) | Largeur (cm) | Hauteur (cm) |
|--------|---------------|--------------|--------------|
| N°1 | 540 | 25 | 40 |
| N°2 | 215 | 25 | 35 |
| N°3 | 110 | 25 | 35 |
| N°4 | 270 | 25 | 35 |
| N°5 | 110 | 25 | 35 |
| N°6 | 250 | 25 | 35 |
| N°7 | 540 | 25 | 45 |
| N°8 | 515 | 25 | 45 |
| N°9 | 515 | 25 | 45 |
| N°10 | 520 | 25 | 35 |
| N°11 | 520 | 25 | 35 |
| N°12 | 515 | 25 | 35 |
| N°13 | 515 | 25 | 35 |
| N°14 | 270 | 25 | 25 |
| N°15 | 540 | 25 | 40 |
| N°16 | 370 | 25 | 30 |
| N°17 | 400 | 25 | 35 |
| N°18 | 540 | 25 | 55 |
| N°19 | 370 | 25 | 35 |
| N°20 | 370 | 25 | 40 |
| N°21 | 370 | 25 | 35 |
| N°22 | 370 | 25 | 30 |
| N°23 | 370 | 25 | 35 |
| N°24 | 540 | 25 | 45 |
| N°25 | 370 | 25 | 35 |
| N°26 | 400 | 25 | 40 |
| N°27 | 540 | 25 | 55 |
| N°28 | 495 | 25 | 35 |
| N°29 | 445 | 25 | 30 |
| N°30 | 445 | 25 | 30 |
| N°31 | 445 | 25 | 35 |
| N°32 | 540 | 25 | 35 |

| | | | |
|------|-----|----|----|
| N°33 | 370 | 25 | 35 |
| N°34 | 400 | 25 | 35 |
| N°35 | 540 | 25 | 45 |

Sous-Sol :

| Poutre | Longueur (cm) | Largeur (cm) | Hauteur (cm) |
|--------|---------------|--------------|--------------|
| N°1 | 540 | 25 | 50 |
| N°2 | 215 | 25 | 35 |
| N°3 | 110 | 25 | 35 |
| N°4 | 270 | 25 | 35 |
| N°5 | 110 | 25 | 35 |
| N°6 | 250 | 25 | 35 |
| N°7 | 540 | 25 | 50 |
| N°8 | 515 | 25 | 35 |
| N°9 | 515 | 25 | 25 |
| N°10 | 520 | 25 | 35 |
| N°11 | 520 | 25 | 35 |
| N°12 | 515 | 25 | 35 |
| N°13 | 515 | 25 | 35 |
| N°14 | 270 | 25 | 25 |
| N°15 | 540 | 25 | 30 |
| N°16 | 370 | 25 | 30 |
| N°17 | 400 | 25 | 40 |
| N°18 | 540 | 25 | 55 |
| N°19 | 370 | 25 | 35 |
| N°20 | 370 | 25 | 40 |
| N°21 | 370 | 25 | 35 |
| N°22 | 370 | 25 | 30 |
| N°23 | 370 | 25 | 35 |
| N°24 | 540 | 25 | 40 |
| N°25 | 370 | 25 | 30 |
| N°26 | 400 | 25 | 40 |
| N°27 | 540 | 25 | 55 |
| N°28 | 515 | 25 | 45 |
| N°29 | 495 | 25 | 45 |
| N°30 | 445 | 25 | 40 |
| N°31 | 445 | 25 | 30 |
| N°32 | 445 | 25 | 35 |
| N°33 | 540 | 25 | 40 |
| N°34 | 370 | 25 | 40 |
| N°35 | 400 | 25 | 40 |
| N°36 | 540 | 25 | 45 |

3. Pré-dimensionnement des poteaux :

On choisit une section des poteaux de 25x25 afin de réaliser la descente de charge et on redimensionnera les sections des poteaux en fonction de la charge obtenue si nécessaire.

Chapitre III

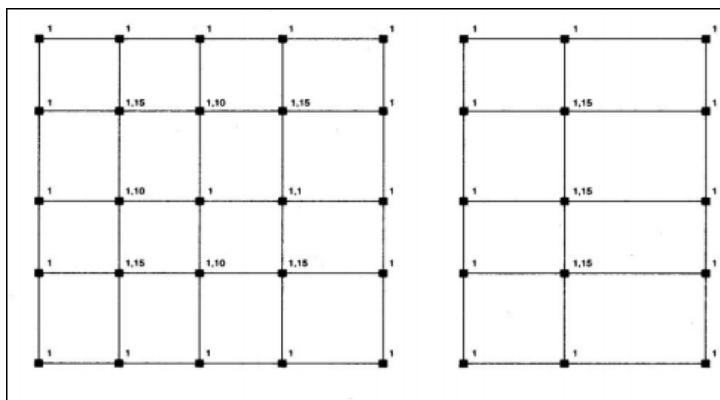
Ferraillage des éléments structuraux

I. CALCUL DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments de structure qui sont généralement verticales et sont destinés à transmettre les charges gravitaires provenant des planchers vers le système de fondation, et dans le cas d'un bâtiment courant ils n'interviennent pas au contreventement de la structure, ils sont donc calculés par la méthode forfaitaire du BAEL

Pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 15% pour les poteaux intermédiaires et 10% pour les poteaux de rive, donc dans ce cas cette charge devienne :

- ✓ Si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive ($N_u = 1,15N_u$).
- ✓ Si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive ($N_u = 1,10N_u$).



Pour dimensionner la section du poteau on doit choisir la dimension minimale du poteau de telle sorte que le poteau ne subit à aucune déformation de flambement c'est-à-dire :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{m}$$

L_0 : hauteur de plancher à plancher

⇒

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{m} \quad (\text{RDC})$$

$$\Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.6 = 2.52 \text{m (Sous-sol)}$$

On peut déduire la valeur de a (dimension minimal du poteau) selon la relation suivante:

- Pour L'étage courant :
 $\Rightarrow a > (\sqrt{3} * L_f) / 17,5 = 0.24 \text{m}$

Alors on prend $a = 25 \text{cm}$.

- Pour RDC
 $\Rightarrow a > (\sqrt{3} * L_f) / 17,5 = 0.27 \text{m}$

Alors on prend $a = 30 \text{cm}$

- Pour Sous-sol :
 $\Rightarrow a > (\sqrt{3} * L_f) / 17,5 = 0.24 \text{m}$

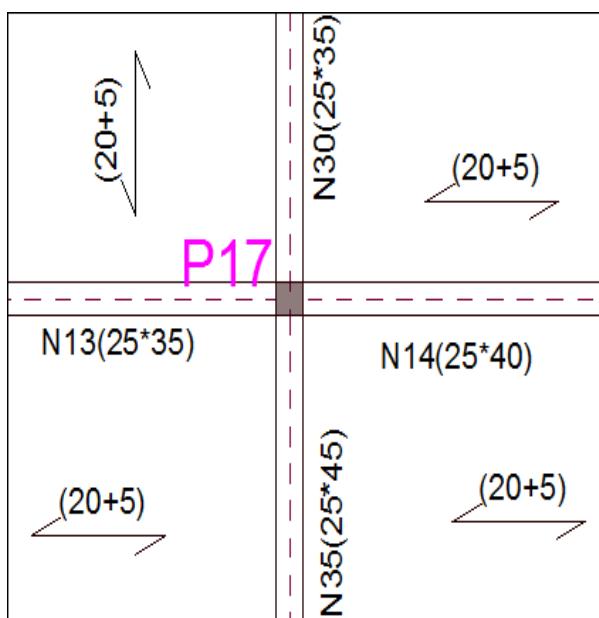
$a = 25 \text{cm}$

mais on prend $a = 30 \text{cm}$

Exemple de calcul de Poteau 17

1.

. CALCUL LES CHARGES



a) Charges transmises par le niveau terrasse accessible :

Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13 : 4m ;

Longueur de la N14 : 5.40m ;

Longueur de la N35 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 : $0,25*0,35*3,7/2* 25\text{Kn}/\text{m}^3 = 4.046\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13 : $0,25*0,35*4/2 *25\text{Kn}/\text{m}^3 = 4.375\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14 : $0,25*0,40*5,4/2 *25\text{Kn}/\text{m}^3 = 6.75\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N35 : $0,25*0,45*4,45/2 *25\text{Kn}/\text{m}^3 = 6.257\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N30 : $6.895\text{Kn}/\text{m}^2*(5.4*3.7)/4=34.440\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $6.895\text{Kn}/\text{m}^2*(3.7*4)/4= 25.511\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N35 : $6.895\text{Kn}/\text{m}^2*(5.4*4.45)/4+$

$$6.895*(4*4.45)/4 = 72,104\text{KN}$$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $3.645\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*3.7/2=2.460\text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N13 : $3.645\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*4/2= 1.685\text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N14 : $3.645\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*5.40/2= 1.822\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30 : $1,5\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*3.7/2= 0.693\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N13 : $1,5\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*4/2= 0.75\text{N}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N14 : $1,5\text{Kn}/\text{m}^2*0,25*4.45/2=1.012\text{KN}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$$1,5\text{Kn}/\text{m}^2* [(3.7*4)/4 + (5.4*4.45)/4 + (4*4.54)/4 + (5.4*3.7)/4] = 28.728\text{KN}$$

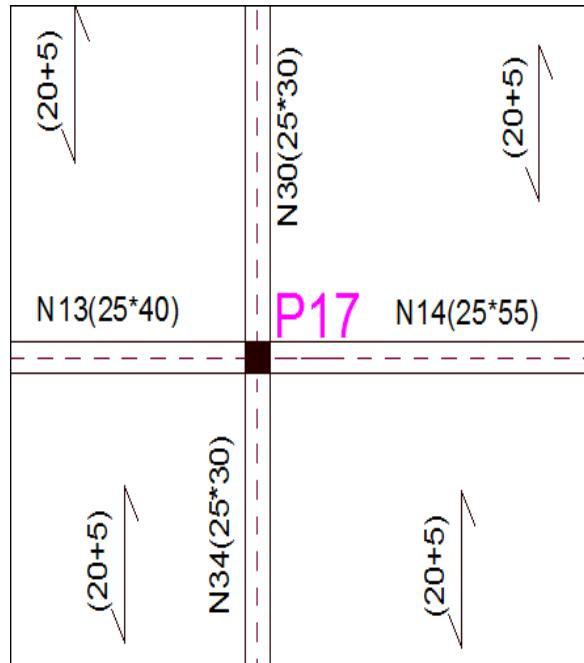
Total: $G_{\text{total}}=159.448\text{KN}$

$Q_{\text{total}}=31.183\text{KN}$

Poids propre de poteau : $0.25*0.25*(3.4-(0.45-0.25))*25*1.35=6.75\text{KN}$

| | |
|------------------------------|---------------------------------------|
| P_u à ELU | $(1.35G+1.5Q)*1.15=309.1077\text{KN}$ |
| P_{ser} à ELS | $G+Q=195.63\text{KN}$ |

b) Charges transmises par le niveau PH RDC:



Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13: 4m

Longueur de la N14 : 5.40m ;

Longueur de la N34 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 : $0,25*0,3*3,7/2* 25\text{Kn/m}^3= 3.468\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13 : $0,25*0,40*4/2 *25\text{Kn/m}^3= 5\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14 : $0,25*0,50*5,4/2 *25\text{Kn/m}^3= 8.4375\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N34 : $0,25*0,30*4,45/2 *25\text{Kn/m}^3= 4.171\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $5.29\text{Kn/m}^2*(3.7*4)/4+$

$$5.29*(4*4.45)/4 = 43.113\text{KN}.$$

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N14 : $5.29\text{Kn/m}^2*(3.7*5.4)/4+$

$$5.29*(5.4*4.45)/4 = 58.203\text{KN}$$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04\text{Kn}/\text{m}^2 * 0.25 * 3.7/2 = 0.9435\text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04\text{Kn}/\text{m}^2 * 0.25 * 4.45/2 = 1.07\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30: $2.5\text{Kn}/\text{m}^2 * 0.25 * 3.7/2 = 0.693\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N34: $2.5\text{Kn}/\text{m}^2 * 0.25 * 4.45/2 = 0.75\text{N}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$$2.5\text{Kn}/\text{m}^2 * [(3.7 * 5.4)/4 + (5.4 * 4.45)/4 + (3.7 * 4)/4 + (4 * 4.45)/4] = 47.88\text{KN}$$

Total: $G_{\text{total}} = 124.406\text{KN}$

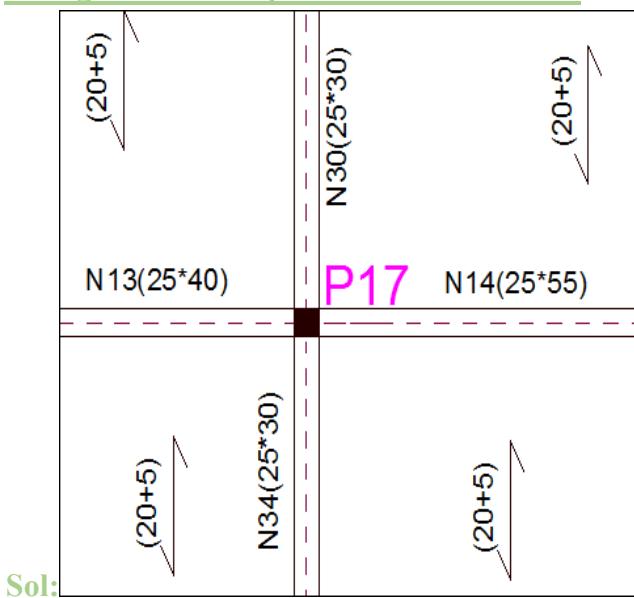
$$Q_{\text{total}} = 50.436\text{KN}$$

Poids propre de poteau : $0.25 * 0.25 * (3.8 - (0.45 - 0.25)) * 25 * 1.35 = 7.382\text{KN}$

| | |
|------------------------------|---|
| P_u à ELU | $(1.35G + 1.5Q) * 1.15 = 290.03\text{KN}$ |
| P_{ser} à ELS | $G + Q = 181.213\text{KN}$ |

| | |
|-----------------------------------|---|
| P_{utotal} à ELU | $290.03 + 309.1077 = 599.1377\text{KN}$ |
| P_{sertotal} à ELS | $181.213 + 195.63 = 376.843\text{KN}$ |

c) Charges transmises par le niveau PH Sous-



Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13: 4m ;

Longueur de la N14: 5.40m ;

Longueur de la N34 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 :

$0,25*0,3*3.7/2* 25\text{Kn/m}^3 = 3.468\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13:

$0,25*0,40*4/2 *25\text{Kn/m}^3 = 5\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14:

$0,25*0,55*5,4/2 *25\text{Kn/m}^3 = 8.4375\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N34 :

$0,25*0,30*4,45/2 *25\text{Kn/m}^3 = 4.171\text{KN}$

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $5.29\text{Kn/m}^2 * (3.7*4)/4 +$

$$5.29*(4*4.45)/4 = 43.113\text{KN}$$

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N14 : $5.29\text{Kn/m}^2 * (3.7*5.4)/4 +$

$$5.29*(5.4*4.45)/4 = 58.203\text{KN}$$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04\text{Kn/m}^2 * 0,25 * 3.7/2 = 0.9435\text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N34 : $2.04\text{Kn/m}^2 * 0,25 * 4.45/2 = 1.07\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30: $2.5\text{Kn/m}^2 * 0,25 * 3.7/2 = 0.693\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N34: $2.5\text{Kn/m}^2 * 0,25 * 4.45/2 = 0.75\text{N}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$$2,5 \text{Kn/m}^2 * [(3.7*5.4)/4 + (5.4*4.45)/4 + (3.7*4)/4 + (4*4.45)/4] = 47.88 \text{KN}$$

Total: $G_{total}=124.406 \text{KN}$
 $Q_{total}=50.436 \text{KN}$

Poids propre de poteau : $0.25*0.25*(3.2-(0.55-0.25))*25*1.35=6.11 \text{KN}$

| | |
|-----------------------------------|--------------------------------------|
| P_u à ELU | $(1.35G+1.5Q)*1.15=288.57 \text{KN}$ |
| P_{ser} à ELS | $G+Q=180.276 \text{KN}$ |

| | |
|--|--|
| P_{utotal} à ELU | $288.57+290.03+309.1077=889.1677 \text{KN}$ |
| $P_{sertotal}$ à ELS | $180.276 + 181.213 + 195.63 = 557.119 \text{KN}$ |

2. Pré-dimensionnement du poteau

On a $a=0,25 \text{m}$ et $L_f=2.52 \text{m}$ et $N_u=0,309 \text{MN}$.

Et :

$$Br > \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot \sigma_{su}}$$

On sait que :

$K=1.10$ (la moitié des charges est appliquée à $j \leq 90$ jours).

$$\theta = 1 \text{ (} t \geq 24 \text{h} \text{)} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_e} = 434.78 \text{ MPa.}$$

Alors :

$$I = \frac{a}{\sqrt{12}} = 0,0721$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} = 34.95$$

$$\lambda = 34.95 < 50$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.20.$$

Donc :

$$Br > \frac{1,1 * 1,20 * 0.309}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85}{100} * 434,78}$$

$$Br > 0,020 \text{ m}^2$$

$$b = 0.02 + \frac{Br}{a-0.02}$$

$$b = 0.02 + \frac{0,020}{0,25-0,02} = 10.69 \text{ cm.}$$

On trouve $b < a$

$$\text{Donc } \Rightarrow b = 0,25 \text{ m}$$

Retenu : Poteau 25x25cm²

3. Section d'armatures longitudinales :

Calcul de Nb :

$$Nb = 0 \cdot \frac{Br \cdot fbc}{0,9} \quad \text{avec} \quad Br = (0.25-0.02) * (0.25-0.02) = 0.0529 \text{ m}^2.$$

$$Nb = 1 \cdot \frac{0.0529 * 14.17}{0,9} = 0.8328 \text{ MN.}$$

Calcul de Ns

$$\begin{aligned} Ns &= K * \beta * Nu - Nb \\ &= (1.1 * 1.20 * 0,309) - 0.8328 \\ &= -0.425 \text{ MN} < 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A = A_{\min}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2 * (2 * (0.25 + 0.25))}{0.2 * (\frac{B}{100})}, \max \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2}{1.8 \text{ cm}^2} \right\} \right\}$$

On prend :

$$A = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5 * \frac{B}{100} = 5 * \frac{(30*30)}{100} = 45 \text{ cm}^2$$

4. Calcul des armatures transversales

Longueur de recouvrement :

- **Calcul de ls :**

Puisque on a FeE500HA donc : $ls = 50 * \Phi = 50 * 1.2 = 60 \text{ cm}$

- **Calcul de lr :**

Dans le cas courant on a : $lr = 0.6 * ls = 0.6 * 60 = 36 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset t \cong \frac{1}{3} \emptyset l_{\max} \cong \frac{1}{3} * 12 \cong 4$$

Alors $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Calcul des espacements :

- **Zone courantes :**

Espacement: $St \leq \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{a + 10 \text{ cm}}, \frac{40 \text{ cm}}{15\Phi \text{ pour } A \geq A_{\min}} \right\} = \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{25 + 10 \text{ cm}}, \frac{40 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} \right\} = \min \left\{ \frac{40 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} \right\}$

$$\Rightarrow St = 35 \text{ cm}$$

Zone de recouvrement :

On doit avoir 3 nappes d'armatures transversales au moins sur lr.

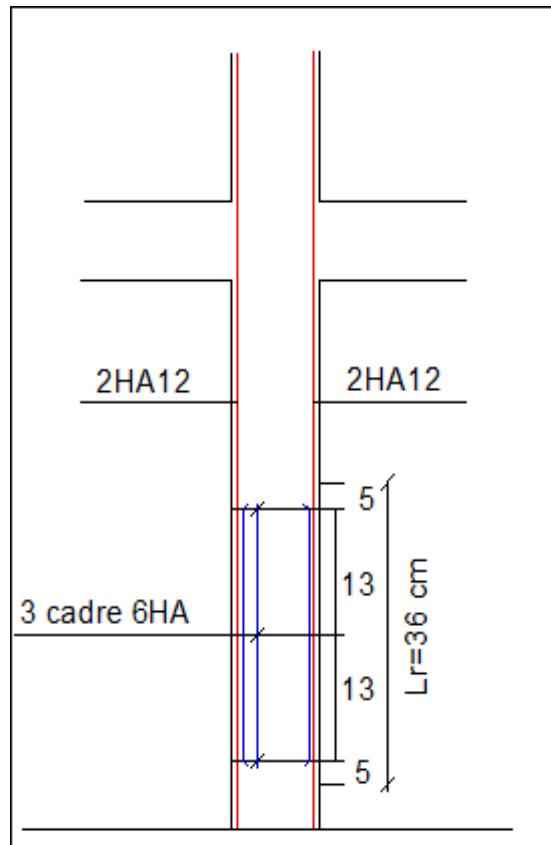
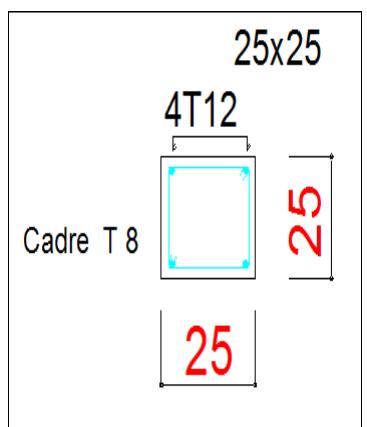
Avec : $Es = \frac{36 - 10}{2} = 13 \text{ cm}$

5. Résumé de Poteaux 17 :

| Poteau 17 | A (cm) | B (cm) | Nu (MN) | Ls (cm) | St (cm) | Lr (cm) | Es (cm) | A (cm ²) | Ø _t | As (cm ²) | Ø _l |
|-----------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|----------------------|----------------|-----------------------|----------------|
| PH1 | 25 | 25 | 0,3091 | 60 | 35 | 36 | 13 | -12,52 | 6 | 4,52 | 4Ø12 |
| RDC | 30 | 30 | 0,5991 | 60 | 40 | 36 | 13 | -11,12 | 6 | 6,78 | 6Ø12 |

| | | | | | | | | | | | |
|----------|----|----|--------|----|----|----|----|-------|---|------|------|
| SOUS SOL | 30 | 30 | 0,8891 | 60 | 40 | 36 | 13 | -0.58 | 6 | 6.78 | 6Ø12 |
|----------|----|----|--------|----|----|----|----|-------|---|------|------|

6 .Schéma de ferraillage



7. Résumé de ferraillage des Poteaux :

| Poteaux | a | b | Nu(MN) | choix d acier |
|---------|------|------|-----------|---------------|
| 1 | 0,25 | 0,25 | 0,1317543 | 4φ12 |
| 2 | 0,25 | 0,25 | 0,1659743 | 4φ12 |
| 3 | 0,25 | 0,25 | 0,0605094 | 4φ12 |
| 4 | 0,25 | 0,25 | 0,0119391 | 4φ12 |
| 5 | 0,25 | 0,25 | 0,0119391 | 4φ12 |
| 6 | 0,25 | 0,25 | 0,0603844 | 4φ12 |
| 7 | 0,25 | 0,25 | 0,1672873 | 4φ12 |
| 8 | 0,25 | 0,25 | 0,1330394 | 4φ12 |
| 9 | 0,25 | 0,25 | 0,191848 | 4φ12 |
| 10 | 0,25 | 0,25 | 0,3304367 | 4φ12 |
| 11 | 0,25 | 0,25 | 0,1979317 | 4φ12 |
| 12 | 0,25 | 0,25 | 0,3160532 | 4φ12 |
| 13 | 0,25 | 0,25 | 0,1977385 | 4φ12 |
| 14 | 0,25 | 0,25 | 0,1911037 | 4φ12 |
| 15 | 0,25 | 0,25 | 0,3122218 | 4φ12 |
| 16 | 0,25 | 0,25 | 0,2684519 | 4φ12 |
| 17 | 0,25 | 0,25 | 0,3080953 | 4φ12 |
| 18 | 0,25 | 0,25 | 0,1696428 | 4φ12 |
| 19 | 0,25 | 0,25 | 0,1295322 | 4φ12 |
| 20 | 0,25 | 0,25 | 0,1466192 | 4φ12 |
| 21 | 0,25 | 0,25 | 0,1866973 | 4φ12 |
| 22 | 0,25 | 0,25 | 0,1591316 | 4φ12 |
| 23 | 0,25 | 0,25 | 0,0516727 | 4φ12 |

| Poteaux | a | b | Nu(MN) | choix d'acier |
|---------|-----|-----|-----------|---------------|
| 1 | 0,3 | 0,3 | 0,3297493 | 6φ12 |
| 2 | 0,3 | 0,3 | 0,3016809 | 6φ12 |
| 3 | 0,3 | 0,3 | 0,1339166 | 6φ12 |
| 4 | 0,3 | 0,3 | 0,0238781 | 6φ12 |
| 5 | 0,3 | 0,3 | 0,0238781 | 6φ12 |
| 6 | 0,3 | 0,3 | 0,1410937 | 6φ12 |
| 7 | 0,3 | 0,3 | 0,3804441 | 6φ12 |
| 8 | 0,3 | 0,3 | 0,3308768 | 6φ12 |
| 9 | 0,3 | 0,3 | 0,4353245 | 6φ12 |
| 10 | 0,3 | 0,3 | 0,5546499 | 6φ12 |
| 11 | 0,3 | 0,3 | 0,431875 | 6φ12 |
| 12 | 0,3 | 0,3 | 0,6160889 | 6φ12 |
| 13 | 0,3 | 0,3 | 0,4469599 | 6φ12 |
| 14 | 0,3 | 0,3 | 0,3544592 | 6φ12 |
| 15 | 0,3 | 0,3 | 0,4509097 | 6φ12 |
| 16 | 0,3 | 0,3 | 0,435902 | 6φ12 |
| 17 | 0,3 | 0,3 | 0,599021 | 6φ12 |
| 18 | 0,3 | 0,3 | 0,3983699 | 6φ12 |
| 19 | 0,3 | 0,3 | 0,2441252 | 6φ12 |
| 20 | 0,3 | 0,3 | 0,248315 | 6φ12 |
| 21 | 0,3 | 0,3 | 0,3488358 | 6φ12 |
| 22 | 0,3 | 0,3 | 0,3880583 | 6φ12 |
| 23 | 0,3 | 0,3 | 0,2309322 | 6φ12 |

| Poteaux | a | b | Nu(MN) | choix d'acier |
|---------|-----|-----|-----------|---------------|
| 1 | 0,3 | 0,3 | 0,5165538 | 6φ12 |
| 2 | 0,3 | 0,3 | 0,4971496 | 6φ12 |
| 3 | 0,3 | 0,3 | 0,205221 | 6φ12 |
| 4 | 0,3 | 0,3 | 0,0358172 | 6φ12 |
| 5 | 0,3 | 0,3 | 0,0358172 | 6φ12 |
| 6 | 0,3 | 0,3 | 0,2194136 | 6φ12 |
| 7 | 0,3 | 0,3 | 0,5870743 | 6φ12 |
| 8 | 0,3 | 0,3 | 0,5195402 | 6φ12 |
| 9 | 0,3 | 0,3 | 0,670676 | 6φ12 |
| 10 | 0,3 | 0,3 | 0,6707178 | 6φ12 |
| 11 | 0,3 | 0,3 | 0,6740992 | 6φ12 |
| 12 | 0,3 | 0,3 | 0,9174361 | 6φ12 |
| 13 | 0,3 | 0,3 | 0,6862028 | 6φ12 |
| 14 | 0,3 | 0,3 | 0,6082663 | 6φ12 |
| 15 | 0,3 | 0,3 | 0,7672025 | 6φ12 |
| 16 | 0,3 | 0,3 | 0,6614453 | 6φ12 |
| 17 | 0,3 | 0,3 | 0,8891484 | 6φ12 |
| 18 | 0,3 | 0,3 | 0,6457467 | 6φ12 |
| 19 | 0,3 | 0,3 | 0,426343 | 6φ12 |
| 20 | 0,3 | 0,3 | 0,4768294 | 6φ12 |
| 21 | 0,3 | 0,3 | 0,5423086 | 6φ12 |
| 22 | 0,3 | 0,3 | 0,5954665 | 6φ12 |
| 23 | 0,3 | 0,3 | 0,3934444 | 6φ12 |

II. CALCUL DES SEMELLES :

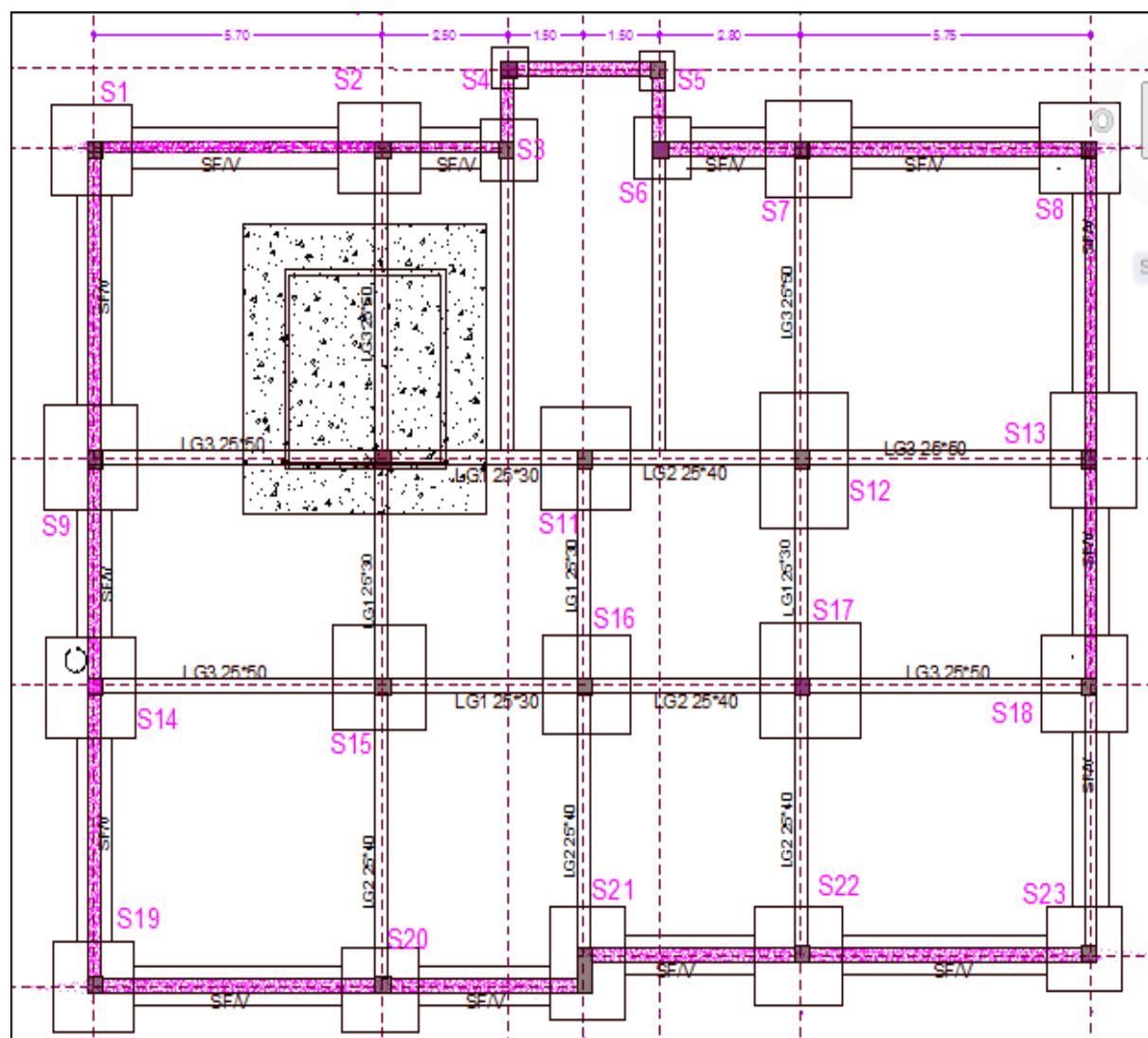
1. Introduction :

Les semelles de fondation La fondation sont la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel ils vont transmettre toutes les charges permanentes et les variables supportées par cet ouvrage.

Les semelles sont donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

De ce fait les semelles doivent assurer la bonne transmission des efforts venant :

- Des charges permanents.
- Des charges d'exploitation
- Des actions climatiques
- Des actions accidentelles (séisme, vent).



Exemple de calcul des semelles

Semelle sous poteau 17 (centré) :

On va faire le calcul de la semelle centrée S17 qui supporte les charges transmises par le poteau N17 qui sont calculés dans le chapitre précédent.

2. Pré-dimensionnement :

- $P_{telu}=0.8891 \text{ MN}$, $\bar{q}_{aELU} = 0,25 \text{ MPa}$

- $P_{tsr} = 0.5572 \text{ MN}$, $\bar{q}_{aser} = 0,16 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{P}{\bar{q}_a} = \max \left\{ \frac{P_{telu}}{\bar{q}_{aELU}} ; \frac{P_{tsr}}{\bar{q}_{aser}} \right\}$$

$$= \max \left\{ \frac{0.8891}{0,25} ; \frac{0.5572}{0,16} \right\}$$

$$= \max \{3.569; 3.483\}$$

$$\Rightarrow \frac{P}{\bar{q}_a} = 3.569 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P}{\bar{q}_a}} = \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.30}{0,30} \cdot 3.569} \rightarrow B = 1.889 \text{ m}$$

(On ajoute 10cm) Alors **B=2 m**

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{P}{\bar{q}_a}} = \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,30}{0,30} \cdot 3.569} \rightarrow A = 1.889 \text{ m}$$

On prend **A=2 m**

- $d \geq \sup\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) \geq \sup\left(\frac{2-0,30}{4}, \frac{2-0,30}{4}\right)$

$$d = 0,425 \text{ m}, \quad \text{On prend } d = 0,45 \text{ m}$$

- $h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 0,5 \text{ m}$

Résultat final :

| A(m) | B(m) | d(m) | h(m) |
|------|------|------|------|
| 2 | 2 | 0.45 | 0.50 |

Le poids propre de la semelle :

$$\Rightarrow g_0 = A \cdot B \cdot h \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 2 \cdot 2 \cdot 0.5 \cdot 25 = 50 \text{ KN}$$

3. Chargement :

$$\Rightarrow P'_{telu} = P_{telu} + 1.35g_0 = 0.9566 \text{ MN} ; \Rightarrow P'_{ser} = P_{ser} + g_0 = 0.6072 \text{ MN}$$

Vérification :

$$\Rightarrow \frac{P}{q_a} = \max \left\{ \frac{P'_{ult}}{q_{a \text{ ELU}}} ; \frac{P'_{ser}}{q_{aser}} \right\} = \max \left\{ \frac{0.9566}{0.25} ; \frac{0.6072}{0.16} \right\} = \max \{ 3.8264 ; 3.795 \}$$

$$\Leftrightarrow \frac{P}{q_a} = 3.8264 \text{ m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P}{q_a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.30}{0.30} \cdot 3.8264} \Leftrightarrow B = 1.95 \text{ m} < 2.45 \text{ m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{P}{q_a}} \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.30}{0.30} \cdot 3.8264} \Leftrightarrow A = 1.95 \text{ m} < 2 \text{ m}$$

Alors les conditions sont vérifiée \rightarrow On garde les valeurs calculées

4. Calcul de la section des armatures

$$da=db=d$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{P'_{ult} * (A-a)}{8 * da * \sigma_{su}} = \frac{0.9566 * (2-0.30)}{8 * 0.45 * 434,78} = 0.00104 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow A_a = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_b = \frac{P'_{ult} * (A-a)}{8 * da * \sigma_{su}} = \frac{0.9566 * (2-0.30)}{8 * 0.45 * 434,78} = 0.00104 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow A_b = 10.4 \text{ cm}^2$$

Sens A

$$\Rightarrow \frac{Aa}{0.12} = \frac{10.4}{1.13} = 9.20 \rightarrow N=10$$

$$\Rightarrow esp = \frac{200-2*5}{N-1} = 21.11 \text{ cm} \quad \text{vérifier} \quad 12,5 \text{ cm} < esp < 25 \text{ cm}$$

Alors

$$A_a=10HA12$$

$$\Rightarrow L_{sa} = \frac{\varphi}{4} * \frac{fe}{0,6 * \psi^2 * ft28} = \frac{12 * 10^{-3} * 500}{4 * 0,6 * (1,5)^2 * 2,1} = 0,529 \text{m}$$

$\Rightarrow \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 < L_{sa} \Leftrightarrow$ toutes les barres sont prolongées aux extrémités et comportant des crochets.

-Sens B :

$$\Rightarrow \frac{Ab}{\varnothing 16} = \frac{10,4}{1,13} = 9,20 \rightarrow N=10$$

$$\Rightarrow esp = \frac{200 - 2 * 5}{N-1} = 21,11 \text{cm} \quad \text{vérifier} \quad 12,5 \text{cm} < esp < 25 \text{ cm}$$

Alors

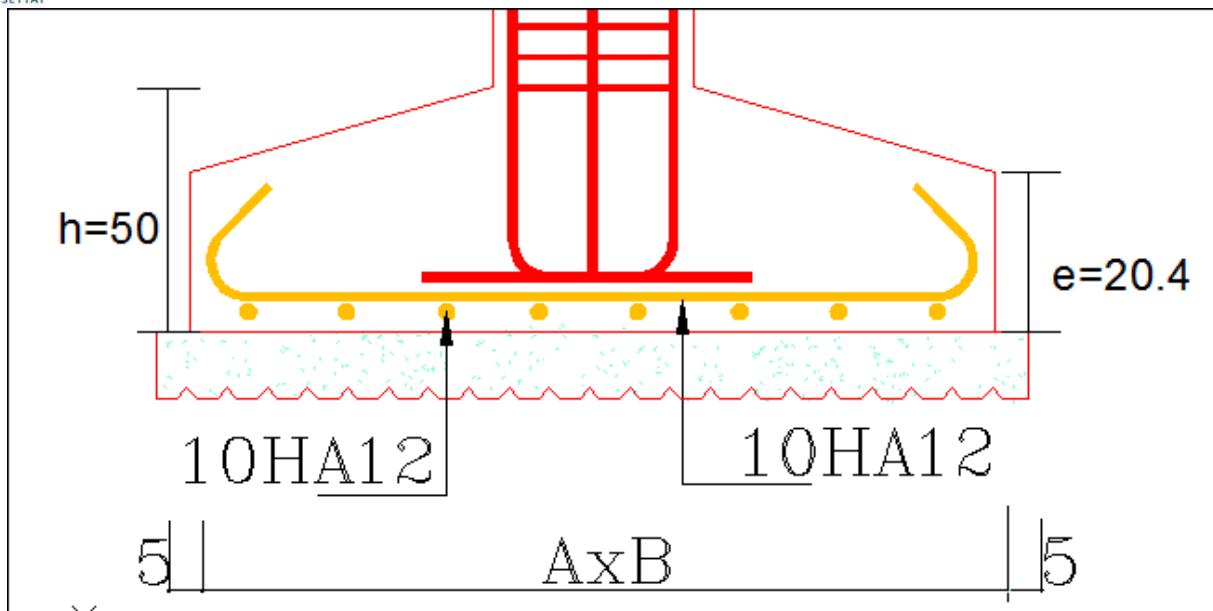
$$A_b=10HA12$$

$$\Rightarrow L_{sa} = \frac{\varphi}{4} * \frac{fe}{0,6 * \psi^2 * ft28} = \frac{12 * 10^{-3} * 500}{4 * 0,6 * (1,5)^2 * 2,1} = 0,529 \text{m}$$

$\Rightarrow \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 < L_{sa} \Leftrightarrow$ toutes les barres sont prolongées aux extrémités et comportant des crochets.

$$\Rightarrow e \geq \max \{15 \text{cm} ; 6 + 12\varphi_{max}\} \geq \max \{15 \text{cm} ; 6 + 12 * 1,2\}$$

$$e = 20,4 \text{cm}$$



III CALCUL LES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables. Leur rôle est la transmission des charges du plancher aux poteaux, elles peuvent être continues ou isostatiques.

Poutre isostatique P32(25x45) au niveau étage courant :

1. Les charges transmises sur la poutre :

P28 : $L=5.05\text{m}$ et $b=0,25\text{m}$ et $h=0,65\text{m}$

Poids propre $0,25 \times 0,45 \times 25\text{KN/m}^3 = 2.8125\text{KN/m.}$

Acrotère 1.4687 KN/m

Plancher terrasse $\frac{5.45}{2} * 6.895 = 18.788\text{ KN/m}$

G= 23.07KN/m.

Charge d'exploitation : $1.5 * \frac{5.45}{2} = 4.08\text{KN/m}$

Q= 4.08KN/m.

| | |
|------------------------------|--------------------------------------|
| P_u à ELU | 1.35G+1.5Q=37.265KN/m =0.0372MN/m |
| P_{ser} à ELS | G+Q=27.15KN/m =0.0271MN/m |

2. Calcul du moment à l'ELU et à l'ELS :

$$Mu = \frac{Pu * l^2}{8} = \frac{0,0372 * 5,05^2}{8} = 0,119 \text{ MN.m}$$

$$Ms = \frac{0,0271 * 5,05^2}{8} = 0,0863 \text{ MN.m}$$

3. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434,78}{200\ 000} = 2,17 * 10^{-3}$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_{sl}} = 0,617$$

$$\mu_{lim} = 0,8 * \alpha_{lim} (1 - 0,4 * \alpha_{lim}) = 0,371$$

On a:

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * fbc} = \frac{0,119}{0,2 * 0,405^2 * 14,17} = 0,2073$$

$\mu < \mu_{lim}$: section sans armatures comprimés

$$\begin{aligned} \alpha u &= 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &= 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,2073}) \\ &= 0,2936 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Zb &= d * (1 - 0,4 \alpha u) \\ &= d * (1 - 0,4 * 0,2936) \end{aligned}$$

$$=0,357$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{su}}$$

$$= \frac{0,119}{0,357 \cdot 434,78}$$

$$A_u = 7.66 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_t^{28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{0,25 \cdot 0,45}{1000} ; 0,23 \cdot 0,25 \cdot 0,405 \cdot \frac{2,1}{500} \right\} = \text{Max} \{1,125 ; 1\}$$

$$A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,04 \cdot B = 45 \text{ cm}^2 \quad (B \text{ est section transversale du béton})$$

$$A_{min} < A_u < A_{max} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Choix d'acières :

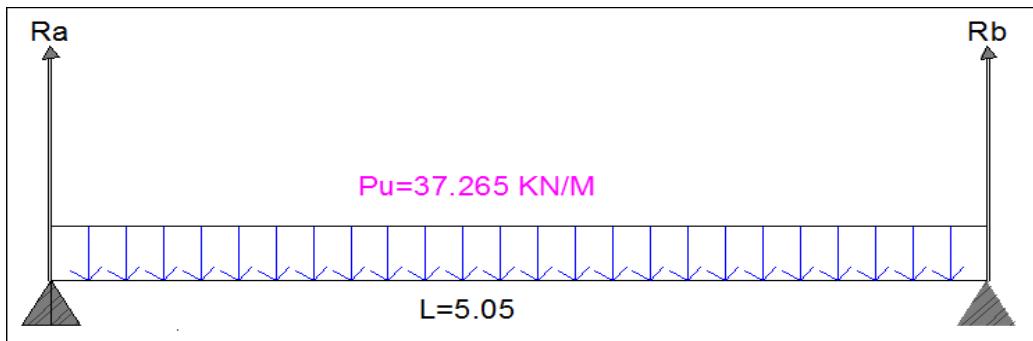
Avec enrobage $c=3\text{cm}$ et des barres entre 10Φ et 20Φ :

On prend 3HA14+3HA12 $A_s = 7.89 \text{ cm}^2$

4. Ferrailage transversal :

$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66$ on prend donc des cadres et des étriers ayant un \emptyset de HA8.

5. Calcul la flèche maximale de travée :

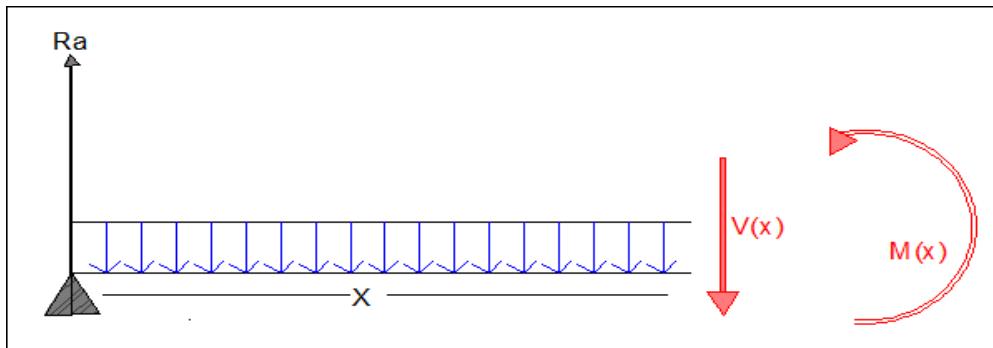


Calcul les réactions des appuis RA et RB :

Par symétrie on trouve $R_a = R_b = \frac{P_u * l}{2}$

$$R_a = R_b = 0.0940 \text{ MN/m}$$

Calcul l'effort tranchant $V(x)$:



$$\sum F/y = 0$$

$$V(x) + P_u * X - R_a = 0$$

$$V(x) = R_a - P_u * X$$

$$V(x) = P_u \left(\frac{1}{2} - X \right)$$

$$\text{N.M : } V(x) = 0.0372 \left(\frac{5.05}{2} - X \right)$$

Calcul le moment $M(x)$:

$$\sum M = 0$$

$$M(x) + \frac{P_u * X^2}{2} - R_a * X = 0$$

$$M(x) = R_a * X - \frac{P_u * X^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{P_u}{2} (L * X - X^2)$$

$$\text{N.M: } M(x) = \frac{0.0372}{2} (5.05 * X - X^2)$$

On appliquant les formules de Bresse :

$$V(s) = V_0 - W_0(x - x_0) + \int_{s_0}^s \frac{M(y - \epsilon)}{E.I} ds$$

$$W(s) = w_0 + \int_{s_0}^s \frac{M}{E.I} ds$$

La rotation de la poutre initiale :

Pour $X=0$ $V(0)=0$

Pour $X=L$ $V(L)=0=0-W_0(L-0)+\int_0^L \frac{M(L-X)}{E.I} dx$

$$= W_0 * L + \int_0^L \frac{\frac{P_u}{2} (L*X - X^2) (L-X)}{E.I} dx$$

$$W_0 = - \frac{P_u}{2*E.I} \int_0^L (L*X - X^2)(L-X) dx$$

$$W_0 = - \frac{P_u}{2*E.I} \int_0^L (L^2 * X - 2L * X^2 - X^3) dx$$

$$W_a = W_0 = - \frac{P_u * L^3}{24 * E.I}$$

$$N.M : I = \frac{b * h^3}{12} = 0.00189 m^4, E = 200000$$

$W_a = W_0 = -0.00052 \text{ rad}$

La rotation sur la poutre :

$$W(L) = w_0 + \int_{s0}^S \frac{M}{E.I} ds$$

$$W(L) = - \frac{P_u}{24 * E.I} * L^3 + \frac{P_u}{2 * E.I} \int_0^L (L * X - X^2) dx$$

$$W(L) = - \frac{P_u}{24 * E.I} * L^3 + \frac{P_u}{12 * E.I} * L^3$$

$$W_b = W(L) = \frac{P_u}{24 * E.I} * L^3$$

$$N.M: I = \frac{b * h^3}{12} = 0.00189 m^4, E = 200000$$

$W_b = W_0 = 0.00052 \text{ rad}$

Calcul la flèche au centre de la poutre $X = L/2$ (la flèche maximale):

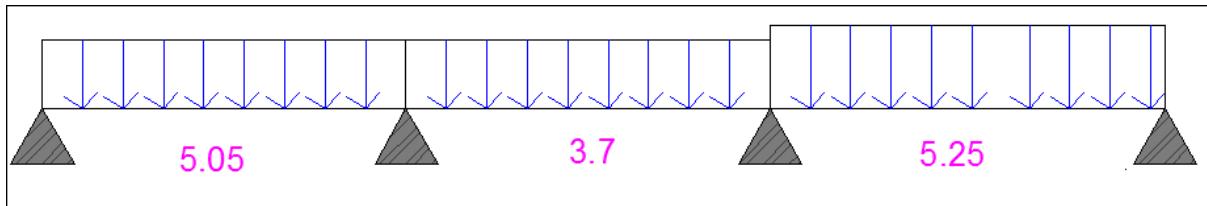
Pour $X=L/2$ $V(L/2) = V_0 - W_0(L/2-0) + \int_0^{L/2} \frac{M(L/2-X)}{E.I} dx$

$$= - \frac{P_u}{24 * E.I} * L^3 * (L/2) + \frac{P_u}{2 * E.I} \int_0^{L/2} (L * X - X^2) * (\frac{L}{2} - X) dx$$

$$= - \frac{P_u}{24 * E.I} * L^3 * (L/2) + \frac{P_u}{2 * E.I} \int_0^{\frac{L}{2}} \left(\frac{L}{2} * X - L * X^2 - X^2 * \frac{L}{2} + X^4 \right) dx$$

$$V(L/2) = - \frac{5P_u}{384 \cdot EI} L^4$$

Poutre continu (axe 1) fil A /E



1 .Chargement :

▪ Travée 1 :

Charge Permanente:

| | | |
|----------------|------------------------|--------------------|
| -Poids propre: | g1=0, 25*0, 35*25KN/m3 | → g1= 2.1875 KN/m |
| -Revêtement: | g2=0.25*3.645 | → g2 =0.91125KN/m |
| -Acrotère | | → g3 = 1.4687 KN/m |

$$G_{P1}=4.56 \text{KN/m}$$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P1}= 1.5*0.25=0.375 \text{KN/m}$$

▪ Travée 2 :

Charge Permanente:

| | | |
|----------------|------------------------|--------------------|
| -Poids propre: | g1=0, 25*0, 35*25KN/m3 | → g1= 2.1875 KN/m |
| -Revêtement: | g2=0.25*3.645 | → g2 =0.91125KN/m |
| -Acrotère | | → g3 = 1.4687 KN/m |

$$G_{P2}=4.56 \text{KN/m}$$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P2}= 1.5*0.25=0.375 \text{KN/m}$$

▪ Travée 3 :

Charge Permanente:

-Poids propre: $g1=0,25*0,45*25\text{KN/m}^3 \rightarrow g1=2.8125 \text{ KN/m}$
-Plancher terrasse $\frac{5.45}{2} * 6.895 \rightarrow g2=18.78\text{KN/m}$
-Acrotère $\rightarrow g3 = 1.4687 \text{ KN/m}$

$G_{P3}=23.07\text{KN/m}$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P3}=1.5*\frac{5.45}{2}=4.08\text{KN/m}$$

| ELU | ELS |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 1:</u> $P_u=1,35G+1,5Q=6.7185\text{KN/m}$ | <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 1:</u> $P_{ser}=G+Q= 4.93 \text{ KN/m}$ |
| <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 2:</u> $P_u=1,35G+1,5Q=6.7185\text{KN/m}$ | <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 2:</u> $P_{ser}=G+Q= 4.93 \text{ KN/m}$ |
| <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 3:</u> $P_u=1,35G+1,5Q=37.26\text{KN/m}$ | <ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 3:</u> $P_{ser}=G+Q=27.15\text{KN/m}$ |

3.CALCUL LES MOMENTS

Domaines d'application des méthodes propres au béton armé

↳ Selon les 4 conditions suivantes qu'elles soient vérifier ou non en appliqueras différentes méthodes :

- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 0,5 \text{ t/m}^2$.
- Inerties constantes dans le long de la poutre.
- Les portées successives ($l_i ; l_i+1\dots$) sont dans un rapport compris entre :
 $0,8 \leq L \leq 1,25$.
- La fissuration ne doit pas compromettre la tenue de la structure Fissuration peu préjudiciable.
 - Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire ;
 - Si une ou plus des quatre conditions a, b, c et d ne sont pas vérifier, on appliquera la méthode de Caquot.

- Si les quatre conditions sont vérifiées, il est toujours possible d'utiliser la méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Avec $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 : c'est la valeur maximale du moment en travée isostatique

| Deux travées | | |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|
| 0 | $0.6 \max(M_{01}, M_{02})$ | 0 |
| Δ | $(0.6+0.15\alpha) M_{01}$ | Δ |
| Plus de deux travées | | |
| 0 | $0.5 \max(M_{01}, M_{02})$ | $0.4 \max(M_{02}, M_{03})$ |
| Δ | $(0.6+0.15\alpha) M_{01}$ | Δ |
| appui de rive | appui voisin de rive | appui intermédiaire |

Méthode Caquot:

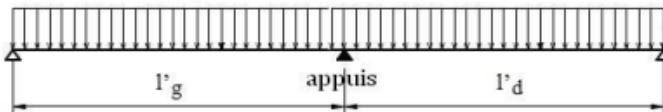
Hypothèses : Pour le calcul des moments sur appui « Ma », on fait les hypothèses suivantes :

Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte.

↳ On adopte portées

$l' = l$ pour les

$l' = 0.8l$
intermédiaires.



des longueurs de fictives l' , telles que :
travées de rive.
pour les travées

Pour chaque force concentrée : $x = \frac{a}{L'}$ puis $k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$

- Lorsque l'inertie de la poutre est constante dans une travée, mais variable d'une travée à l'autre, le moment sur l'appuis est la somme des trois moments suivants :

$M_q = d$ aux charges réparties sur les deux travées:

$$M_q = \frac{qw Lw'^2 + \beta \cdot qe \cdot Le'^2}{8,5(1+\beta)}$$

M_{pw} = dû aux charges concentrées de la travée w :

$$M_{pw} = \sum \frac{kw \cdot Pw \cdot Lw'}{1+\beta}$$

M_{pe} = dû aux charges concentrées de la travée e :

$$M_{pe} = \sum \frac{\beta \cdot ke \cdot Pe \cdot Le'}{1+\beta}$$

- Lorsque les travées ont toutes le **même moment d'inertie**, le moment sur l'appui est la somme des trois moments suivants :

M_q = dû aux charges réparties sur les deux travées :

$$M_q = \frac{qw Lw'^3 + qe Le'^3}{8,5(Lw' + Le')}$$

M_{pw} = dû aux charges concentrées de la travée w :

$$M_{pw} = \sum \frac{kw \cdot Pw \cdot Lw'^2}{Lw' + Le'}$$

M_{pe} = dû aux charges concentrées de la travée e :

$$M_{pe} = \sum \frac{ke \cdot Pe \cdot Le'^2}{Lw' + Le'}$$

Le moment sur appui est négatif et la valeur algébrique qui sera utilisée dans la suite, est égale à la valeur calculée par les formules précédentes affectée du signe (-)

Moment et effort tranchant dans la travée d'une poutre continue

$$V(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{Mi - Mi - 1}{Li}$$

$$M(x) = \mu(x) + Mi - 1 \left(1 - \frac{x}{Li}\right) + Mi \cdot \frac{x}{Li}$$

$\frac{d\mu}{dx}$: Effort tranchant de la travée isostatique

$\mu(x)$: Moment fléchissant, de la travée isostatique.

M_i : Moment sur les appuis.

Choix de méthode

$$1/2G > Q$$

vérifiée

2 / Le moment d'inertie variable $I_1=I_2$ et $I_2 \neq I_3$ non vérifiée

Puisque la condition d'inertie n'est pas vérifiée, on ne peut pas utiliser la méthode Forfaitaire

Donc on utilise la méthode de Caquot.

Méthode Caquot :

La longueur réduite de chaque travée :

Travée de rive : $L'=L$

- Travée AB $L_1'=5.25\text{m}$
- Travée CD $L_3'=5.05\text{m}$

Travée intermédiaire : $L'=0,8*L$

- Travée BC $L_2'=2.96\text{m}$

Le moment d'inertie de travées AB et travées BC:

$$I=0,25 \cdot \frac{0,35^3}{12} = 8.93 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

Le moment d'inertie de travées CD :

$$I=0,25 \cdot \frac{0,45^3}{12} = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{m}^4$$

▪ **Travées AB et BC :**

La charge répartie sur les deux travées : $P_1=P_2=6.718\text{KN/m}$

✓ **Moments sur Appui B:**

Les deux travées ont le même moment d'inertie alors :

$$\Rightarrow M_q = \frac{6.718 \times 5.25^3 + 6.718 \times 2.96^3}{8.5 \times (5.25 + 2.96)} = 16.5 \text{N.m}$$

$$\Rightarrow M_{pw} = 0 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pe} = 0 \text{ KN.m}$$

➤ $M_q + M_{pw} + M_{pe} = 16.58 \text{ KN.m}$

➔ **$M_B = -16.58 \text{ KN.m}$**

▪ **Travées BC et CD :**

La charge répartie sur travée BC : $P_2=6.718\text{KN/m}$

La charge répartie sur travée CD : $P_3=37.26\text{KN/m}$

✓ **Moments sur appui C :**

Calcul de β :

$$\Rightarrow \beta = \frac{L'e \times I_w - 5.05 \times 8.93 \times 10^{-4}}{L'w \times I_e - 2.96 \times 1.9 \times 10^{-3}} = 0,80$$

Le moment d'inertie est constant dans une travée mais variable d'une autre travée alors :

$$\Rightarrow M_q = \frac{6.718 \times 2.96^2 + 0.80 \times 37.26 \times 5.05^2}{8.5(1+0,80)} = 53.53 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pe} = 0 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pw} = 0 \text{ KN.M}$$

➤ $M_q + M_{pw} + M_{pe} = 53.53 \text{ kn.m}$

$M_c = -53.53 \text{ kn.m}$

❖ **Moments en Travées :**

a.Cas isostatique :

▪ **Travée AB :**

$$V(x) = \frac{P_1 L}{2} - P_1 x \quad M(x) = \frac{P_1 L x}{2} - \frac{P_1 x^2}{2}$$

$$\Rightarrow V(x) = 17.635 - 6.718x \quad \Rightarrow M(x) = 17.635x - 3.359x^2$$

▪ **Travée BC :**

$$V(x) = \frac{P_2 L}{2} - P_2 x \quad M(x) = \frac{P_2 L x}{2} - \frac{P_2 x^2}{2}$$

$$\Rightarrow V(x) = 12.3 - 6.718x \quad \Rightarrow M(x) = 12.3x - 3.359x^2$$

▪ **Travée CD :**

$$V(x) = \frac{P_3 L}{2} - P_3 x \quad M(x) = \frac{P_3 L x}{2} - \frac{P_3 x^2}{2}$$

$$V(x) = 94.08 - 37.26x \quad \Rightarrow M(x) = 94.08x - 18.63x^2$$

b.Cas continue :

▪ **Travée AB:**

$$Ma=0 ; Mb=-16.58\text{KN}$$

$$V(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{Mb - Ma}{L1} = 17.635 - 6.718x + \frac{-16.58}{5.25}$$

$$\Rightarrow V(x) = 14.5 - 6.718x$$

$$M(x) = \mu(x) + Ma \left(1 - \frac{x}{L1}\right) + Mb \frac{x}{L1}$$

$$M(x) = 17.635x - 3.359x^2 - 16.58 \frac{x}{5.25}$$

$$\Rightarrow M(x) = 14.5x - 3.359x^2$$

▪ Travée BC:

$$Mb=-16.58\text{KN} ; Mc=-53.53\text{KN}$$

$$V(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{Mc - Mb}{L2}$$

$$\Rightarrow V(x) = 2.31 - 6.718x$$

$$M(x) = \mu(x) + Mb \left(1 - \frac{x}{L2}\right) + Mc \frac{x}{L2}$$

$$\Rightarrow M(x) = 2.31x - 3.359x^2 - 16.5$$

▪ Travée CD:

$$Md=0; Mc=-53.53\text{KN}$$

$$V(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{Md - Mc}{L3}$$

$$\Rightarrow V(x) = 104.68 - 37.26x$$

$$M(x) = \mu(x) + Mc \left(1 - \frac{x}{L3}\right) + Md \frac{x}{L3}$$

$$\Rightarrow M(x) = 104.68x - 18.63x^2 - 53.53$$

 ELS

| | Cas isostatique : | Cas continue : |
|-----------|---|--|
| Appui A | | MA=0KN.m |
| Appui B | | MB=-12.05KN.m |
| Appui C | | MC=-39.02KN.m |
| Appui D | | MD=0KN.m |
| Travée AB | $V(x) = 12.94 - 4.93x$ $M(x) = 12.94 - 2.465x^2$ | $V(x) = 10.64 - 4.93x$ $M(x) = 10.64x - 2.465x^2$ |

| | | |
|-----------|--|--|
| Travée BC | $V(x) = 9.12 - 4.93x$ $M(x) = 9.12 - 2.465x^2$ | $V(x) = 1.83 - 4.93x$ $M(x) = 1.83x - 2.645x^2 - 12.05$ |
| Travée CD | $V(x) = 68.55 - 39.02x$ $M(x) = 68.55 - 13.57x^2$ | $V(x) = 76.27 - 27.15x$ $M(x) = 76.27x - 13.575x^2 - 39.02$ |

Moment max à ELU et ELS :

| | Travée 1 | Travée 2 | Travée 3 | Appuis B | Appuis C |
|-----|----------|----------|----------|----------|----------|
| ELU | 15.56 | 39.8 | 92.84 | 16.5 | 53.53 |
| ELS | 8.115 | 30.36 | 69.57 | 12.05 | 30.02 |

3. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL :

■ Travée 1 :

$$Mu = 15.56 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.56}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \mu = 0,04$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}}$ → donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow \mu < 0,104$ alors :

$$A_s = \frac{1.07 Mu}{d \cdot \sigma} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{max}} = 0.04 B = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}}$$

On adopte : $A_s = 3 \text{ Ø12 HA}$

■ Travée 2 :

$$Mu = -39.8 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.8}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0,103$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}}$ \rightarrow donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$$\triangleright \alpha u = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,104})$$

$$= 0,13$$

$$\triangleright Zb = d * (1 - 0.4 \alpha u)$$

$$= 0.315 * (1 - 0.4 * 0,13)$$

$$= 0,3$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{Mu}{Zb * \sigma_{su}} = \frac{0.0398}{0.3 * 434,78} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,875 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{max}} = 0,04B = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3\varnothing 12 \text{ HA} + 2\varnothing 12 \text{ HA} = 3.39 \text{ cm}^2$$

☞ le moment max est négative alors les aciers tendus sont posés dans la partie supérieure.

▪ Travée 3 :

$$Mu = 92.8 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.8}{0.25 \cdot 0.405^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \mu = 0,15$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow$ donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \gg \alpha u &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.104}) \end{aligned}$$

$$= 0.204$$

$$\begin{aligned} \gg Z_b &= d * (1 - 0.4 \alpha u) \\ &= 0.405 * (1 - 0.4 * 0.204) \\ &= 0.37 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{Mu}{Z_b * \sigma_{su}} = \frac{0.0928}{0.37 * 434.78} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_t 28}{f_e} \right) = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 0.04 B = 45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_s < A_{\max}$ donc

On adopte: $A_s \text{ choisi} = 6 \text{ Ø12 HA} = 6.78 \text{ cm}^2$

■ Appui B:

$$M_u = -16.5 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \mu &= \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.5}{0.25 * 0.315^2 * 14.16} * 10^{-3} \mu = 0.05 \\ \Rightarrow \mu_{\text{lim}} &= 0.371 \end{aligned}$$

$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow$ donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$\mu < 0.104$ alors :

$$A_s = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_t 28}{f_e} \right) = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0.04 B = 35 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3 \text{ Ø10 HA} = 2.37 \text{ cm}^2$$

■ Appui C :

$$Mu = -53.53 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53.53}{0.25 \cdot 0.405^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \mu = 0,092$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow$ donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$\mu < 0,104$ alors :

$$A_s = \frac{1,07 \cdot Mu}{d \cdot \sigma} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{e}} \right) = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \cdot B = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}}$$

On adopte : $A_s \text{ choisi} = 3.012 \text{ HA} = 3.39 \text{ cm}^2$

- ✚ les moments sur les appuis B et C sont négatives alors les aciers tendus sont posés dans la partie supérieure.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

I. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

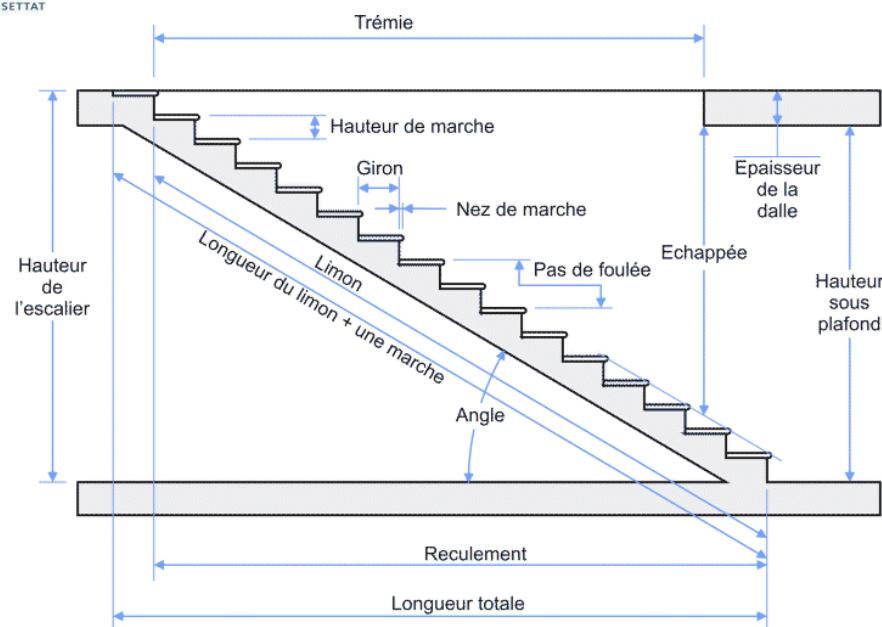
- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

II. ETUDE DES ESCALIERS

1. INTRODUCTION :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux marches et paliers permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

La longueur des marches s'appelle l'emmarchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche



2 .DEFINITIONS

- **Le giron:** distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La volée:** ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier:** plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.
- **La contremarche** :désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La marche** :surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

3-PRE- DIMENSIONNEMENT :

Notations utilisées:

- g : giron,
- h: hauteur de la contre marche
- ép. : épaisseur de la paillasse,
- H: hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée.

Calcul de contre marche :

- Contre marche est comprise entre 16 et 21

D'après le plan d'architecte

On prend $h=16\text{cm}$

- Nombre de contre marche

$$n = \frac{\frac{1}{2}H}{h} \Leftrightarrow n = \frac{\frac{1}{2}360}{16} \Leftrightarrow n = 11.25 \Leftrightarrow n \approx 23$$

Calcul de giron :

On a $\Rightarrow g+2.h=59$ à 66 cm

On pose $g + 2.h = 62\text{cm} \Leftrightarrow g = 62-2.16 \Leftrightarrow g = 30\text{cm}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{cm} < g + 2h < 66 \Leftrightarrow 59\text{cm} < 30+2 \cdot 16 < 66 \text{ cm} \Leftrightarrow 59\text{cm} < 62 < 66 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par

$$\Rightarrow ep > \max\left\{\frac{L}{30}, 10\right\} \Leftrightarrow$$

$$ep > \max\left\{\frac{3.86}{25}, 10\right\} \Leftrightarrow ep = 15\text{cm}$$

avec $L = \sqrt{lx^2 + ly^2}$

$$\Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{h}{g} \Leftrightarrow \tan(\alpha) = \frac{16}{30} = 0.533 \Leftrightarrow \alpha = \arctan(0.53) \Leftrightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

$$\text{L'épaisseur du palier} = \frac{\text{epailasse}}{\cos(\alpha)} = 17\text{cm}$$

4-Calcul les charges et les surcharges

La volée : Poids propre

$$25\text{Kn/m}^3 \cdot \left(\frac{0.16}{2} + \frac{15}{\cos(28.07)} \right) = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des revêtements} = 2.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des gardes corps} = 0.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{G = 8.5 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{Q = 4 \text{ KN/m}^2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{P_{uv} = (1,35 \times 8.5 + 1,5 \times 4) \cdot 1} \\ = 17.5 \text{ KN/ml}$$



KN/ml

$$P_{sv} = (8.5 + 4) \times 1 = 12.5$$

Le palier : -Poids de la dalle

$$0.17 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}^2$$

-Poids des revêtements=2.04KN/m²



$$1 = 14.5 \text{ KN/ml}$$

$$G = 6.3 \text{ KN/m}^2$$



$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{up} = (1.35 \times 6.3 + 1.5 \times 4) \times$$

$$\text{KN/m}\mu$$

$$P_{sp} = (6.3 + 4) \times 1 = 10.3$$

5-Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales :

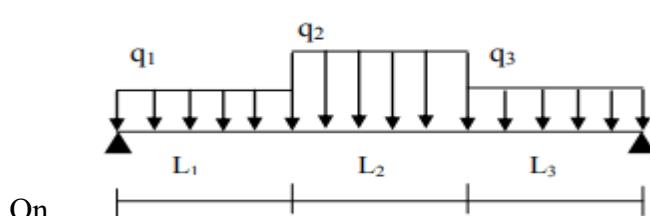


En travée :

$$\begin{aligned} M_u &= 1.35 * \left(\frac{G_{paillasse} * L^2}{8} - \frac{(G_{paillasse} - G_{palier}) * l^2}{2} \right) + 1.5 * \left(\frac{q * L^2}{8} \right) \\ &= 1.35 * \left(\frac{8.5 * 6^2}{8} - \frac{(8.5 - 6.3) * 6^2}{2} \right) + 1.5 * \left(\frac{4 * 6^2}{8} \right) \end{aligned}$$

$$M_u = 0,025 \text{ MN.m}$$

$$\gg \epsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434,78}{200\,000} = 2,17 * 10^{-3}$$



$$\begin{aligned} \gg \alpha_{lim} &= \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_{sl}} = 0,617 \\ \gg \mu_{lim} &= 0.8 * \alpha_{lim} (1 - 0.4 * \alpha_{lim}) = 0.371 \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0,025}{1 * 0,14^2 * 14,16} = 0,090$$

a :

$\mu < \mu_{\text{lim}}$ section sans aciers comprimés

$$\begin{aligned}
 \gg \alpha_u &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\
 &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.090}) \\
 &= 0.11 \\
 \gg Z_b &= d * (1 - 0.4 \alpha_u) \\
 &= 0.153 * (1 - 0.4 * 0.11) \\
 &= 0.134
 \end{aligned}$$

Section d'aciers tendus :

$$\begin{aligned}
 A_u &= \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{su}} \\
 &= \frac{0.025}{0.14 * 434.77}
 \end{aligned}$$

$A_u = 4.3 \text{ cm}^2$

On prend des armatures de $4 * \emptyset 12 = 4 * 1.13$

$As = 4 * 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$

• Sur appui :

$M_u = 0.15 * M_u = 0.004$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.004}{1 * 0.144^2 * 14.16} = 0.014$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0.371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}} \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$$\Rightarrow \alpha_u = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.018$$

$$\Rightarrow Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha_u) = 0.14 \text{ m}$$

Section d'aciers tendus :

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{su}} = \frac{0.0040}{0.14 * 434.78} = 0.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow$$

$A_u = 0.65 \text{ cm}^2$

On prend des armatures de $4 * \varnothing 8 = 4 * 0.5$

$$A_u = 4 \varnothing 8 = 2 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 * 16 ; 33) \Leftrightarrow St = 33\text{cm}$$

En travée: $St = 100/6 = 16,67 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$

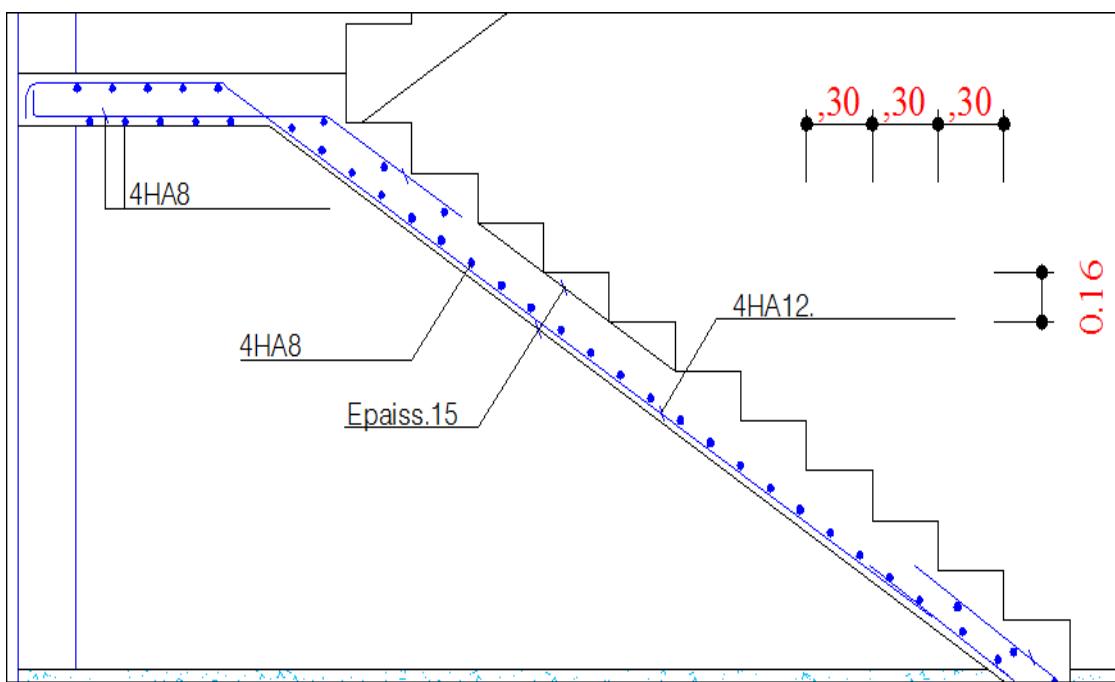
Sur appui : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$

6- Armature de répartition :

En travée : $Ar = Au/4 = 4.3/4 = 1.08 \text{ cm}^2$

→ on adopte: $4 \varnothing 8 \text{ HA}$

7-Shéma de ferraillage :



III. ETUDE DES LONGRINES

Les longrines sont des éléments en béton armé qui joignent les poteaux entre eux, cette liaison permet d'assurer une stabilité de ces derniers, on les considère comme des poutres isostatiques au moment de calcul de leur section de ferraillage.

Les dimensions de longrine :

On note trois types de longrines :

- **LG1 : 25 x 30** *si on a L < 3.50*
- **LG2 : 25 x 40** *si on a 3.5 < L < 4.70*
- **LG3 : 25 x 50** *si on a L > 4.7*

Exemple de calcul LG1 (25*50) :

1-Calcul des charges linéaires :

$$g = (0.25 \times 0.50 \times 25) + 6,83 = 9.95 \text{ KN/m.}$$

$$Pu = 1.35g = 13.43 \text{ KN/m.}$$

2-Calcul du moment :

A L'ELU :

$$M_{max} = \frac{P * l^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{13.43 * 5.45^2}{8}$$

$$M_{max} = 0.050 \text{ MN.m}$$

3- Ferrailage longitudinal:

$$M_{max} = 0.050 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434,78}{200\,000} = 2,17 * 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \alpha_{lim} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_{sl}} = 0,617$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,8 * \alpha_{lim} (1 - 0,4 * \alpha_{lim}) = 0,371$$

On a :

$$\Rightarrow \mu = \frac{Mu}{b * d^2 * fbc} = \frac{0.050}{0,25 * 0,45^2 * 14,17} = 0,07$$

$$\rightarrow \mu < \mu_{lim} \text{ et } \mu < 0,104$$

Alors:

$$\Rightarrow A_u = \frac{1,07 * Mu}{d * \sigma_{su}} \Leftrightarrow A_u = \frac{1,07 * 0,050}{0,45 * 434,77} \Leftrightarrow A_u = 2,73 \text{ cm}^2$$

Verification :

$$\Rightarrow A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 * h}{1000} ; 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,25 * 0,50}{1000} ; 0,23 * 0,25 * 0,45 * \frac{2,1}{500} \right\} = \max \{1.25 ; 1.08\}$$

$$A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{max} = 0,04 * B = 50 \text{ cm}^2 \quad (B \text{ est section transversale du béton})$$

$$A_{min} < A_u < A_{max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

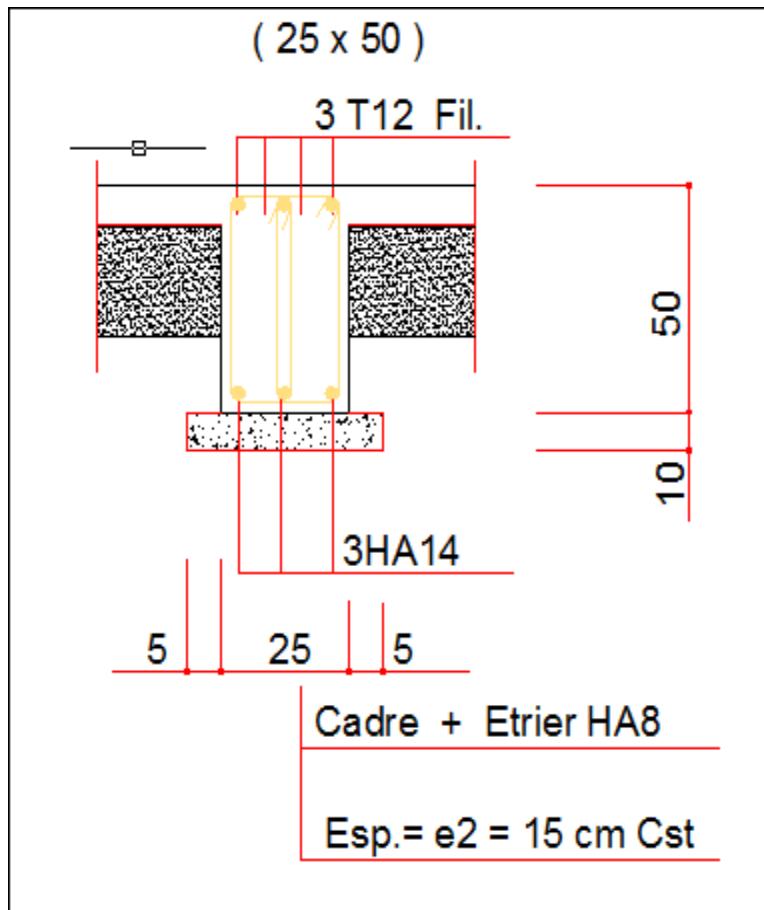
Choix d'acières :

On prend 3HA14 $\rightarrow A_u = 4.62 \text{ cm}^2$

5-Ferraillage transversal :

La section des armatures transversales est donnée par

$$\varnothing t = \frac{\varnothing l}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.46 \text{ on prend donc des cadres et des étriers ayant un } \varnothing \text{ de HA8.}$$



IV. ETUDE D'UN ACROTERE :

les **acrotères** sont des socles soutenant des ornements, disposés au sommet ou sur les deux extrémités d'un fronton.

Il forme une paroi contre toute chute

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal du à son poids propre (G).
- Un moment du à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

1. EVOLUTION DES CHARGES

Charge permanente :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0.1*0.50) + (0.1*0.052) + (0.05*0.05) + \frac{0.05*0.05}{2} \text{ m}^2$$

$$S = 0.05875 \text{ m}^2$$

Poids de l'acrotère :

- ⇒ $G = S \cdot \rho = 0.05875 * 25$
- ⇒ $G = 1.4687 \text{ KN /m}$

Charge d'exploitation :

- ⇒ $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (de la main courante de personne)

2. EXIGENCE DES REGLES RPA99 :

Le RPA exige est impose l'application de la force horizontal « F_p » pour calcul des éléments de la structure secondaire : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

- A : Coefficient d'accélération de la zone,
- C_p : Facteur de la force horizontal,
- W_p : Poids de l'élément secondaire.

Alors le calcul se fait en flexion composée :

Calcul de la force horizontal :

- $A = 0, 1$
- $C_p = 0, 80$
- $W_p = G = 1.4687 \text{ KN/ml}$
- ⇒ $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1.4687 \Rightarrow F_p = 0.5 \text{ KN/ml}$

A l'ELU :

$$\Rightarrow \text{Nu} = 1,35 \cdot \text{Wp} \Rightarrow \text{Nu} = 1,35 \times 0,5 \Rightarrow \text{Nu} = 0,675 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Mu} = 1,5 \cdot \text{Fp} \cdot \text{h} \Rightarrow \text{Mu} = 1,5 \times 0,5 \times 0,5 \Rightarrow \text{Mu} = 0,375 \text{ KN.m}$$

3. VERIFICATION DE NON FLAMBEMENT :

$$\Rightarrow L_f = 2 \cdot l_0 \Leftrightarrow L_f = 2 \times 0,5 \Leftrightarrow L_f = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = 23,1 \Leftrightarrow \lambda = 23,1 \quad \text{avec } a: \text{épaisseur de l'acrotère}$$

4. CALCUL DE L'EXCENTRICITE :

- $e_0 = a/6 \Leftrightarrow e_0 = 15/6 \Leftrightarrow e_0 = 2,5 \text{ cm}$
- $e_1 = \text{Mu} / \text{Nu} \Leftrightarrow e_1 = 0,375 / 0,675 \Leftrightarrow e_1 = 55,56 \text{ cm}$
- $e_1 > e_0$

Donc la section est partiellement comprimée

- $\lambda_{\max} = \max [50 ; \min (100 ; e_1/a)] \Leftrightarrow \lambda_{\max} = 50 > 23,1$

Donc pas de risque de flambement

- $e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) \Leftrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$
- $e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + a\phi) \Leftrightarrow e_2 = 0,56 \text{ cm}$

$a = 0$ car NG ne crée aucune moment

- $e = e_a + e_1 + e_2 \Leftrightarrow e = 58,12 \text{ cm}$

5. CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORIZATION :

$$\Rightarrow \delta_f = \left\{ \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \left(\frac{a}{e_1} \right) ; 1,4 \right] \quad \text{si } e_1/a > 0,75 \right\}$$

$$\Rightarrow \delta_f = \left\{ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } e_1/a \leq 0,75 \right\}$$

$$\Rightarrow e_1/a = 2,13 > 0,75 \text{ alors } \delta_f = \left\{ \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \left(\frac{a}{e_1} \right) ; 1,4 \right] \right\} = 1,01$$

avec a : épaisseur de l'acrotère

$$\Rightarrow \delta_f = 1,01$$

6. FERRAILLAGE:

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$d' = 2 \text{ cm}$$

- **La solicitation majorée:**

$$N_u^* = N_u \cdot \delta f \rightarrow N_u^* = 0.675 \cdot 1,01 \rightarrow N_u^* = 0.7 \text{ KN}$$

$$M_{ug}^* = N_u^* \cdot (e_a + e_1) \rightarrow M_{ug}^* = 0.7 \cdot (0,02 + 0,55) \rightarrow M_{ug}^* = 0.4 \text{ KN.m}$$

- **Evolution des moments au niveau des armatures tendus:**

$$\Rightarrow M_{uA}^* = M_{ug}^* + N_u^* \cdot (d - h/2) \Rightarrow M_{uA}^* = 0.4 + 0.7 \cdot (0,14 - 0,15/2)$$

$$\Leftrightarrow M_{uA}^* = 0.55 \text{ KN.m}$$

Calcul de section d'acier:

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_{uA}^*}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.55}{1 \cdot 0,14^2 \cdot 14,16} \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0,002$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,371$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_{lim} \Rightarrow \text{donc pas d'acier comprimé} \Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } \mu < 0,104$$

alors :

$$\Rightarrow A_s = \frac{1,07 M_u}{d \cdot \sigma} = 0,20 \text{ cm}^2$$

- **Section minimal :**

$$\Rightarrow A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1,35$$

$$\Rightarrow A_s = \max [A_s ; A_{min}] \rightarrow A_s = 1,35 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 4H A_8 = 2 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES DE REPARTITION :

$$\Rightarrow A_{s \text{ rép}} = A_{s \text{ adopter}} / 4 = 2/4 \Rightarrow A_{s \text{ rép}} = 0,5 \text{ cm}^2$$

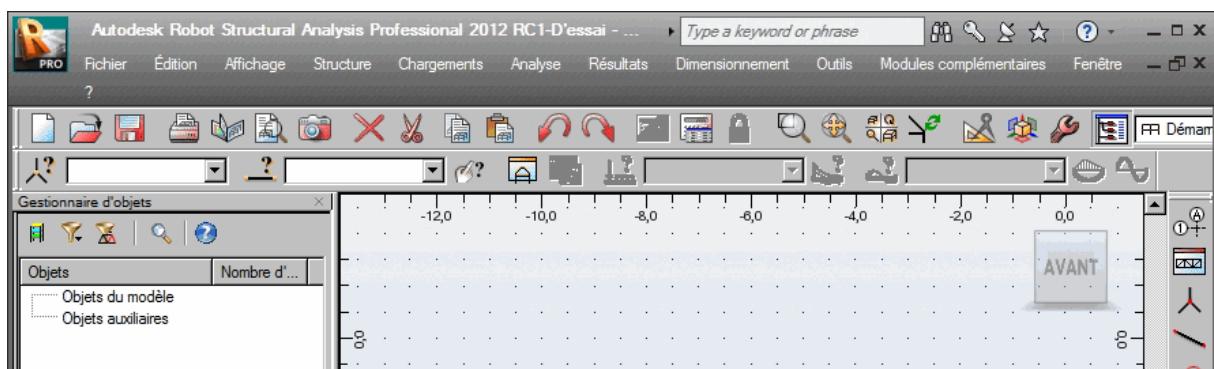
$$A_r = 3H A_8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Chapitre V

CALCUL PAR ROBOT

Description générale du programme Robot

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée

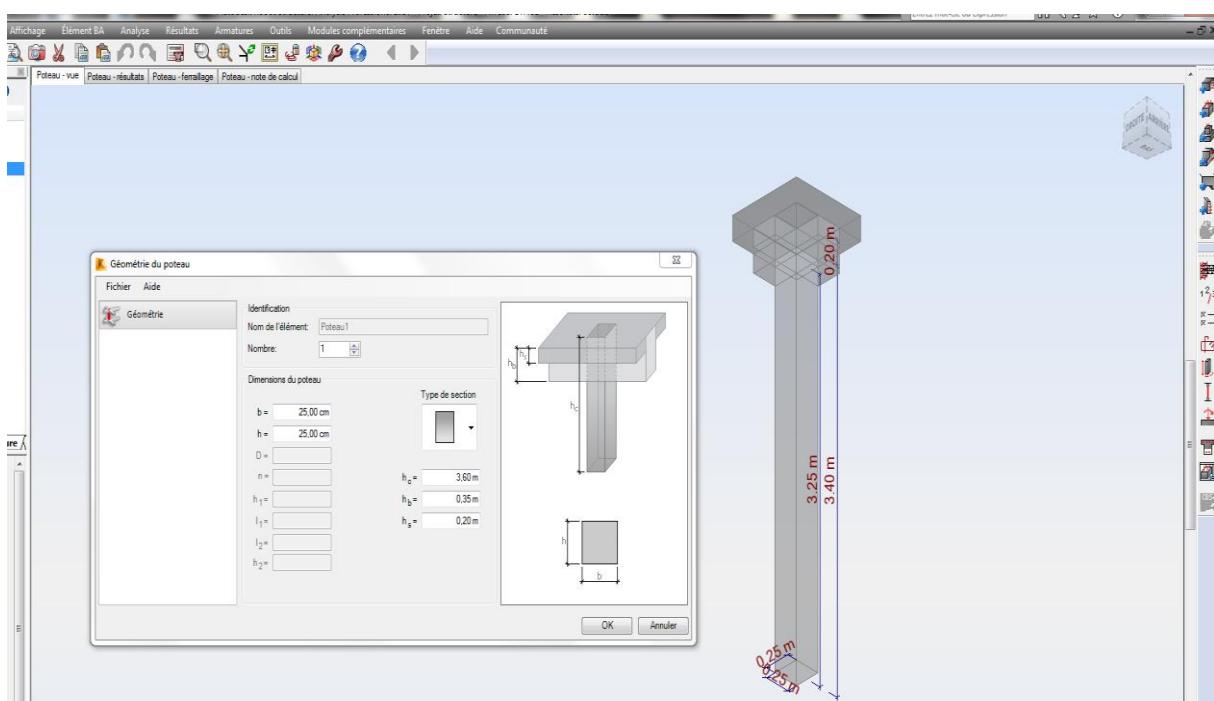
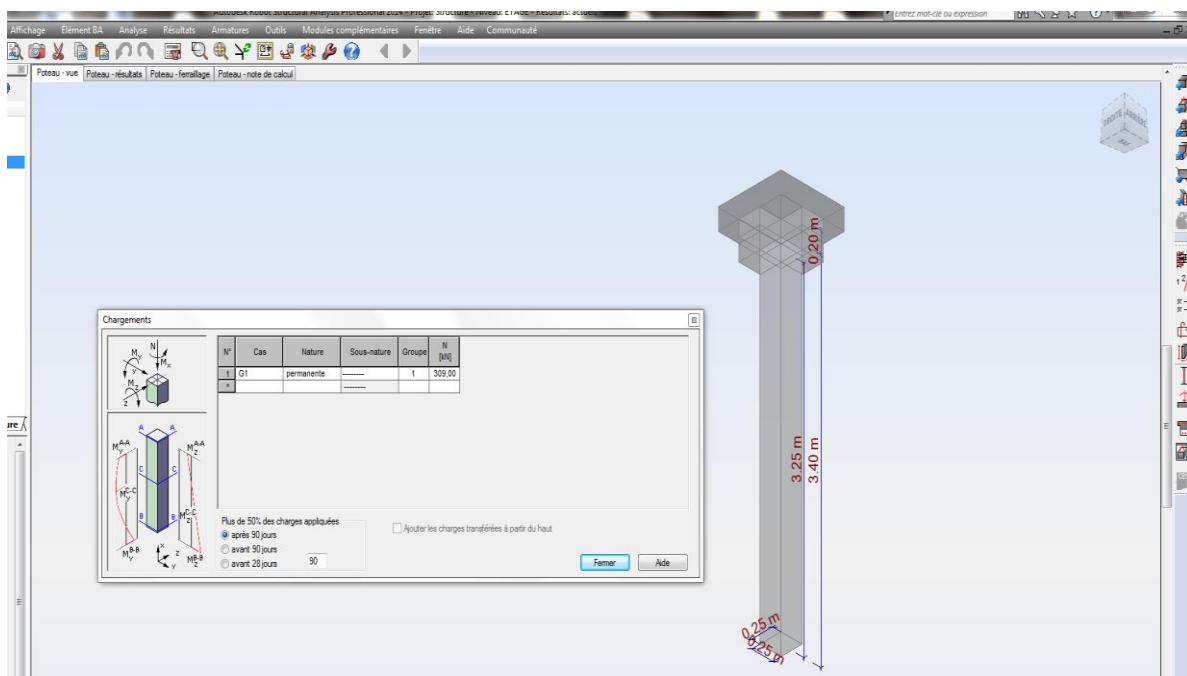


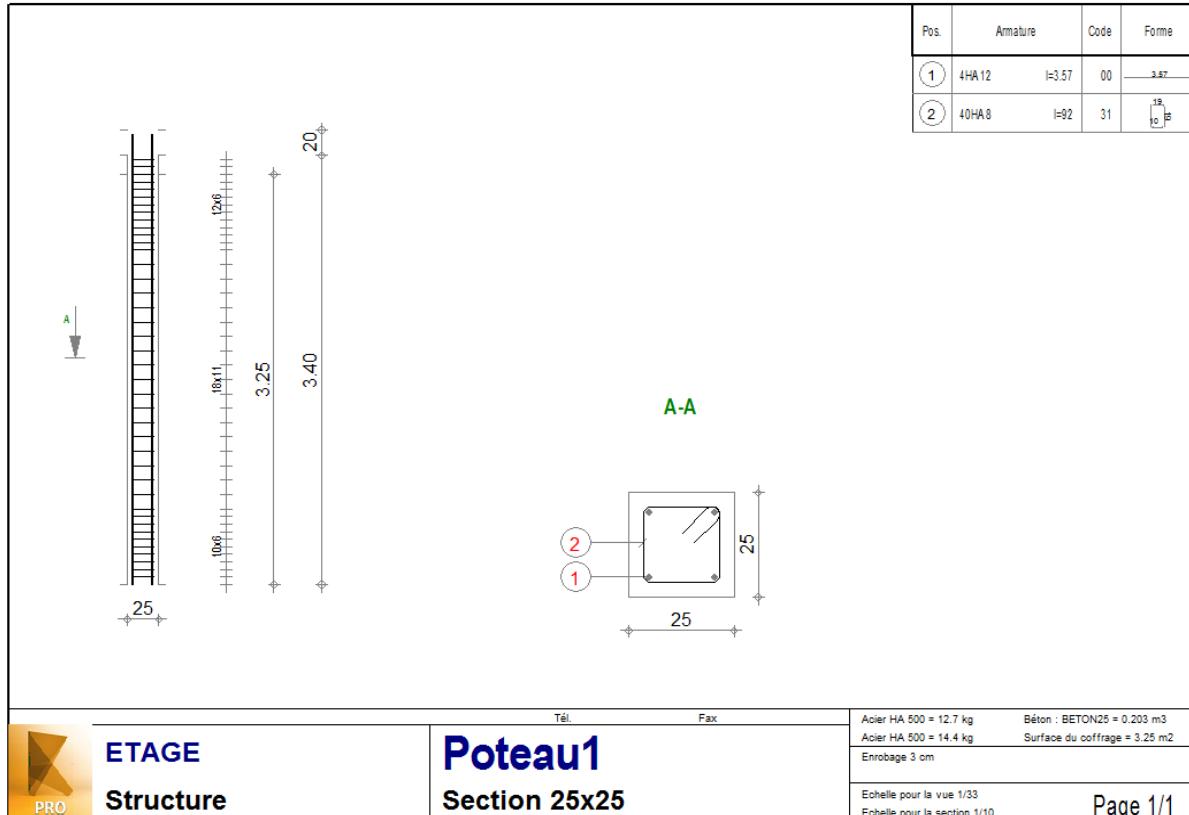
Le logiciel Robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.



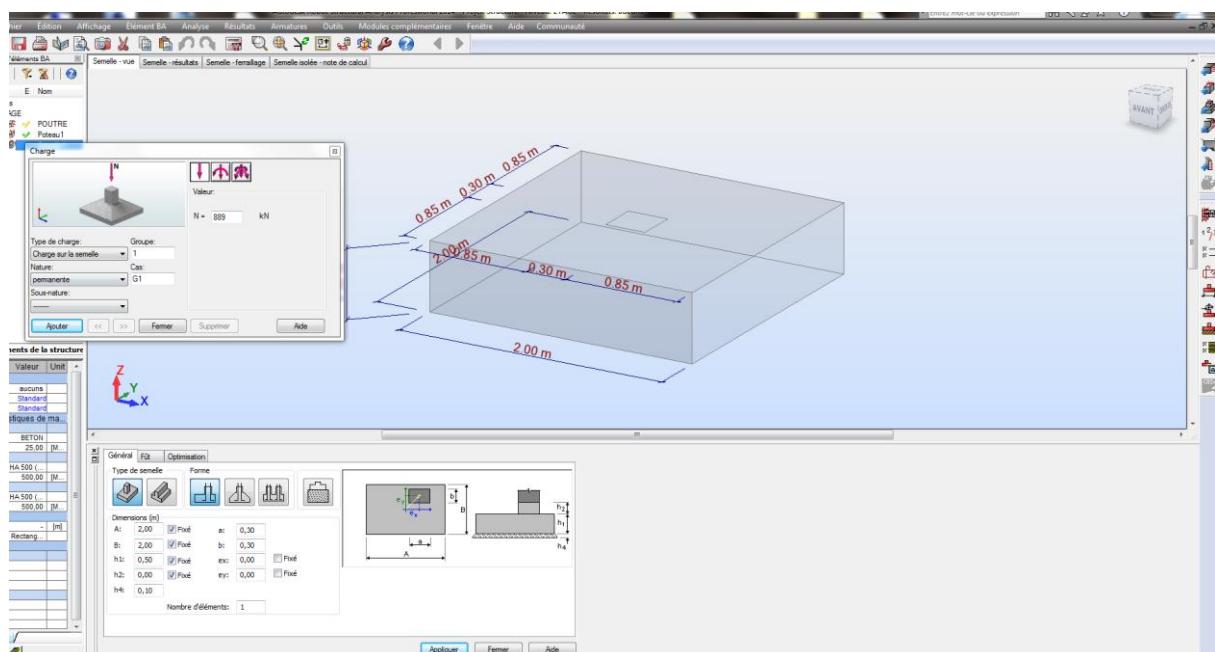
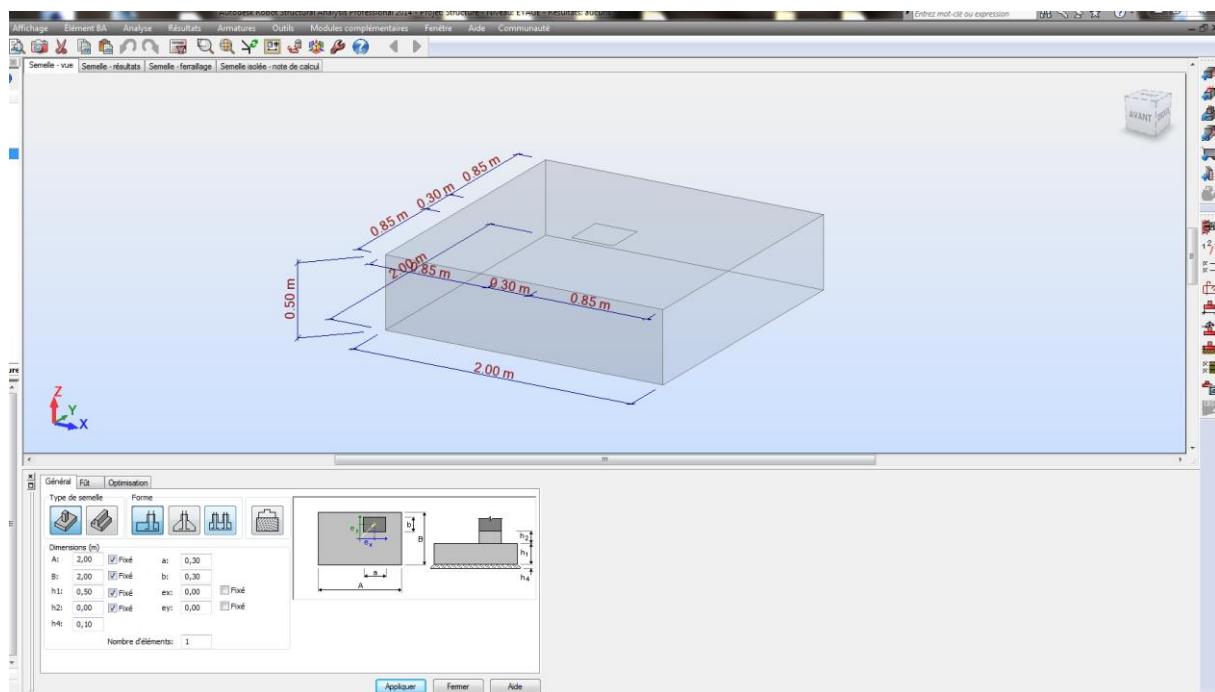
EXEMPLE

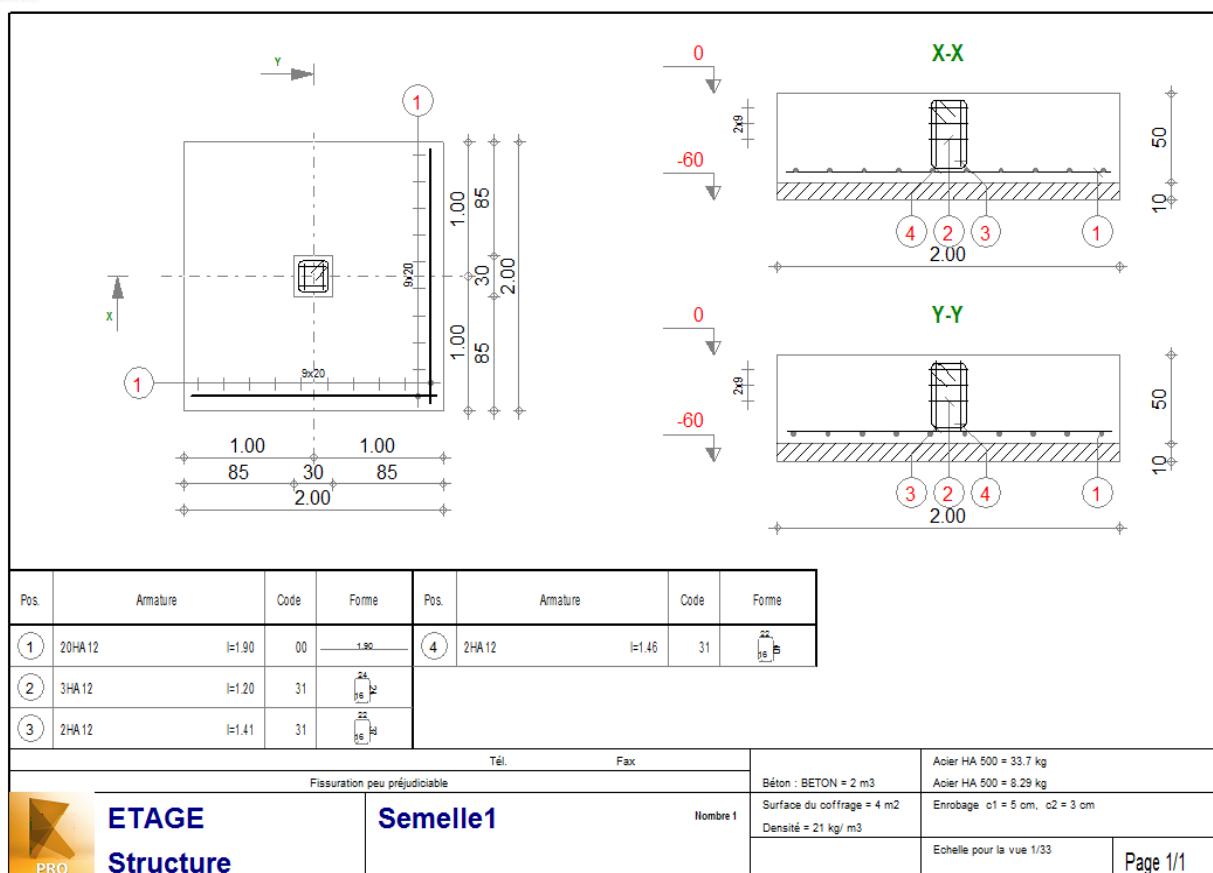
POTEAUX 17



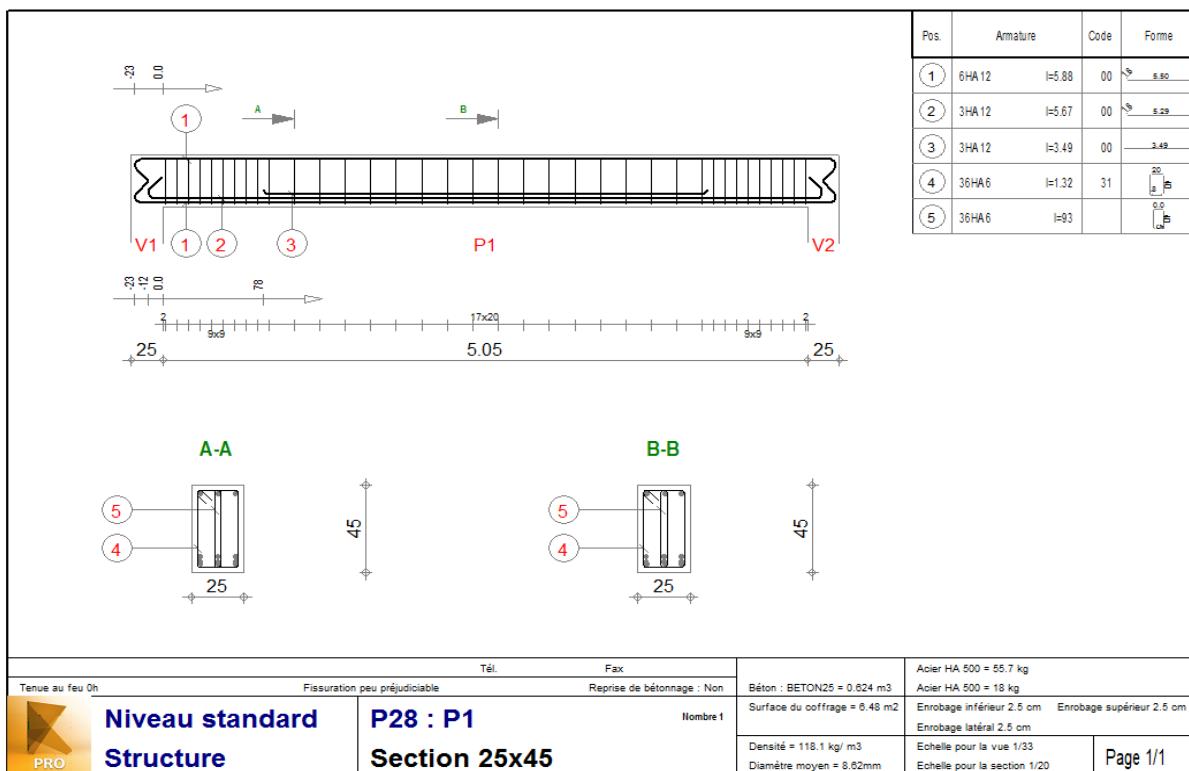


SEMELLE 17

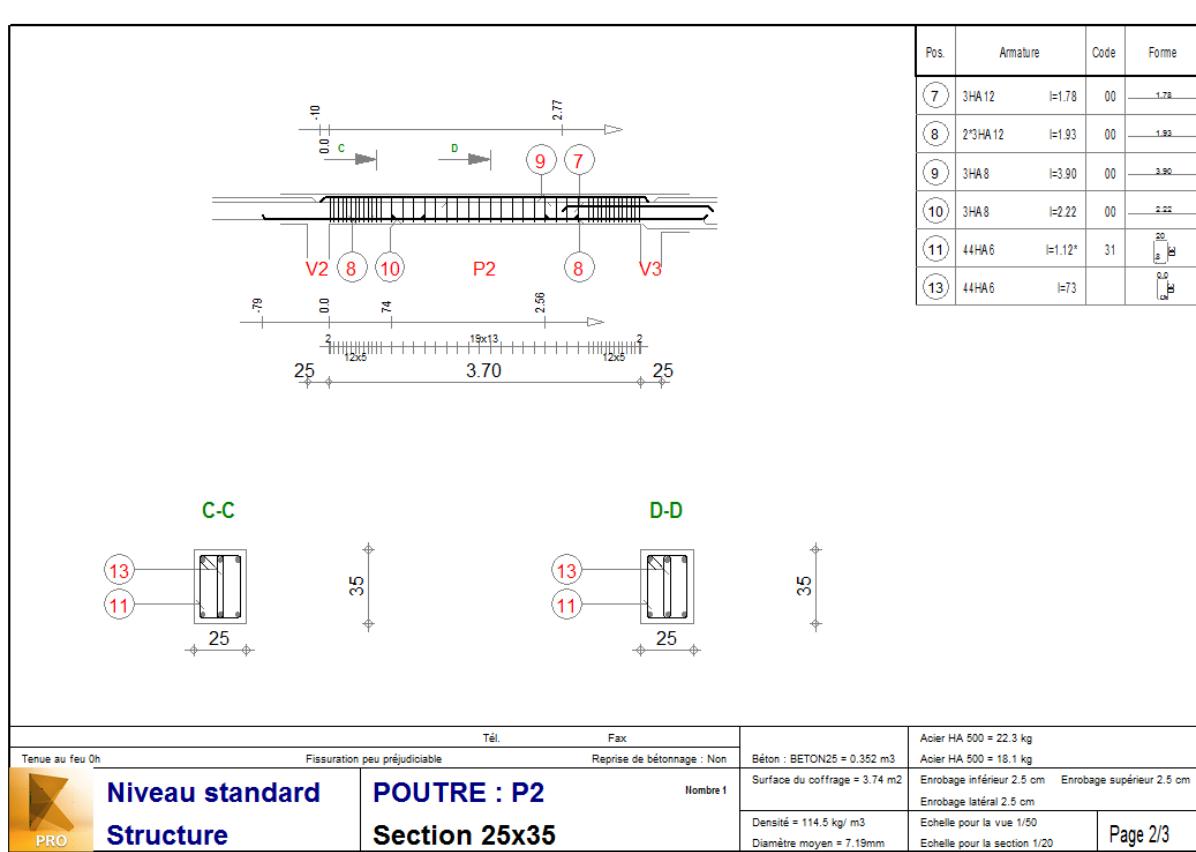
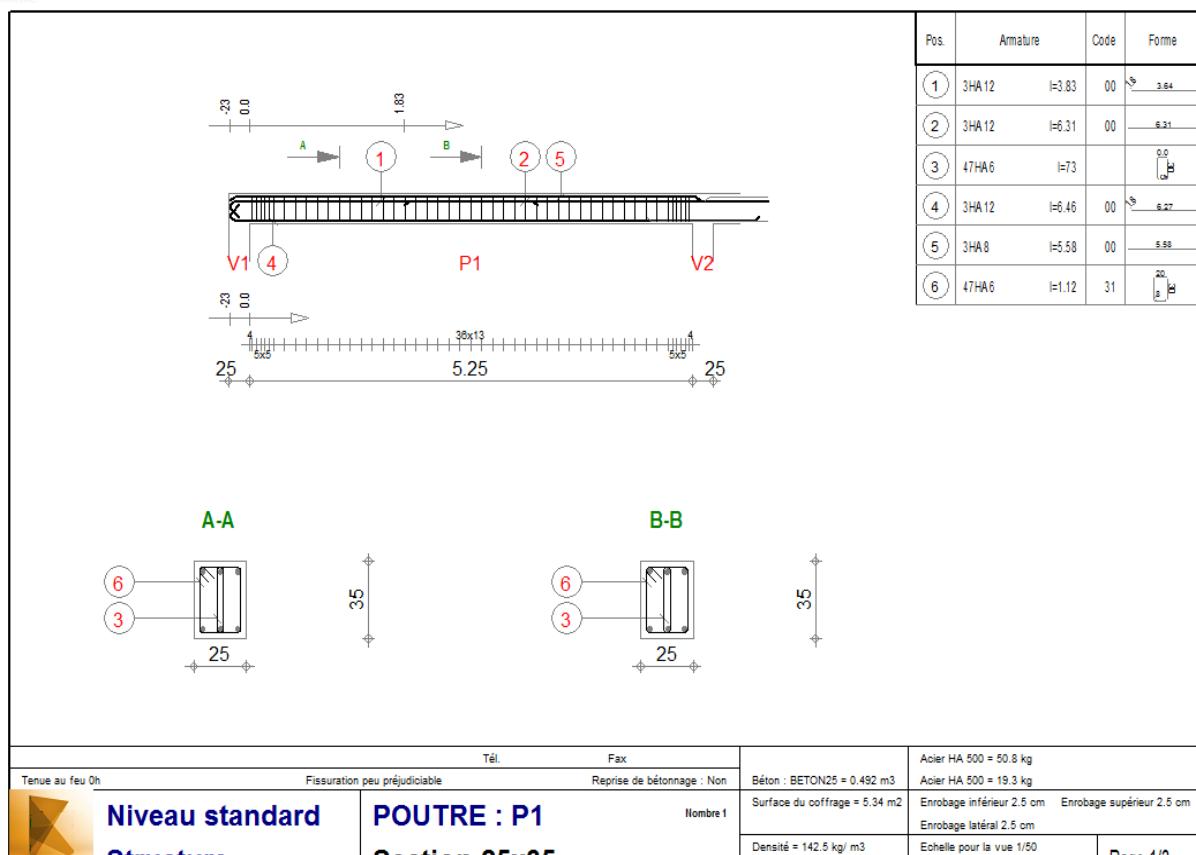


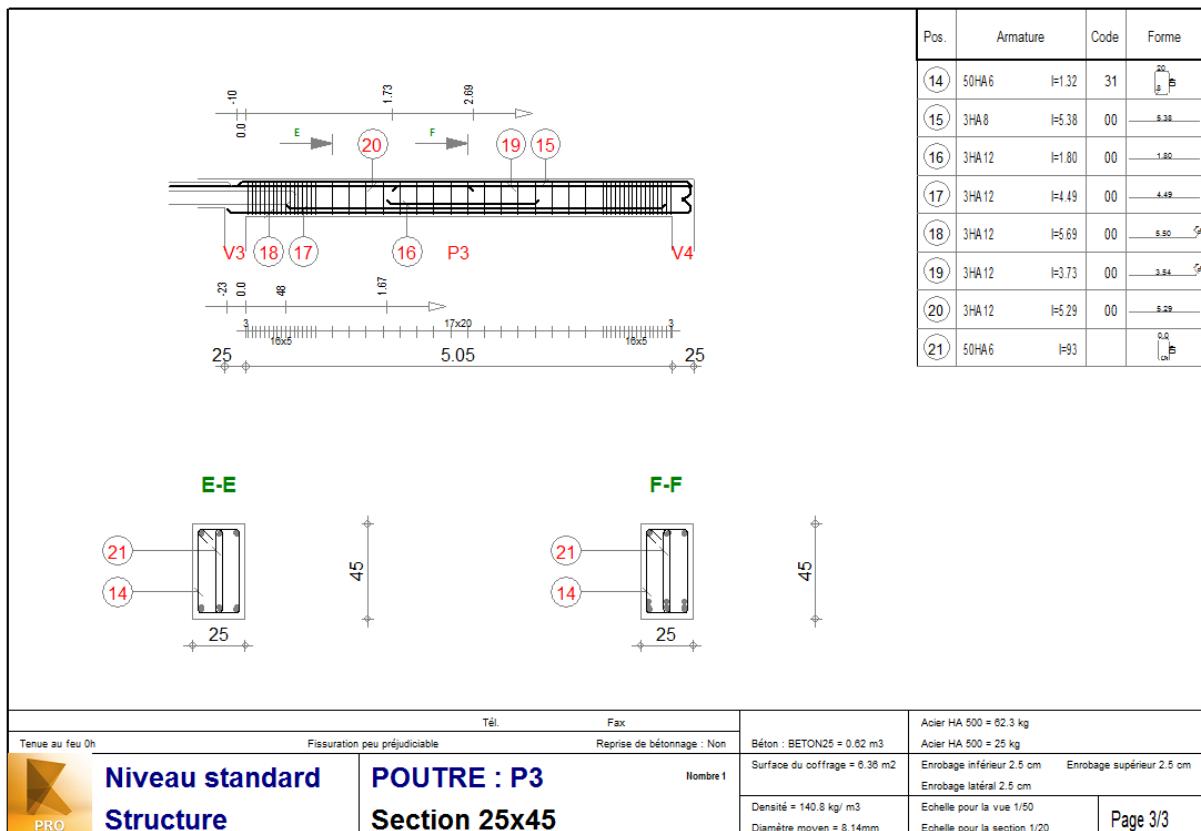


POUTRE ISOSTATIQUE



POUTRE HYPERSTATIQUE





CONCLUSION

Ainsi, j'ai effectué mon stage au sein du Département Bâtiment à MEP , Lors de ce stage de 2 mois, j'ai pu mettre en pratique certaines de mes connaissances théoriques acquises durant ma formation, de plus, je me suis confronté aux difficultés réelles du monde du travail et du management d'équipes.

Je pense que cette expérience en entreprise m'a offerte une bonne préparation à mon insertion professionnelle car elle fut pour moi une expérience enrichissante et complète qui conforte mon désir d'exercer mon futur métier dans le domaine du génie civil.

Enfin, je tiens à exprimer ma satisfaction d'avoir pu travaillé dans de bonnes conditions matérielles et un environnement agréable

ANNEXE 1

Evolution des charges.

ETAGE COURANT

| Poutre | hauteur | largeur | total G | Q | Nu | Ns | chArge col q | | Nu(kn) | Ns(kn) | | |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------|-------|---------|---------|----------|---------|
| 1 | 0,5 | 0,25 | 1,75 | 3,8625 | 8,15625 | 27,708 | | | | | | |
| 2 | 0,35 | 0,25 | 2,6 | 0,375 | 4,0725 | 6,447 | | | | | | |
| 3 | 0,35 | 0,25 | 3,6 | 0 | 4,86 | 2,1875 | | | | | | |
| 4 | 0,35 | 0,25 | 4,6 | 0 | 6,21 | 2,1875 | | | | | | |
| 5 | 0,35 | 0,25 | 5,6 | 0 | 7,56 | 2,1875 | | | | | | |
| 6 | 0,35 | 0,25 | 6,6 | 0,375 | 9,4725 | 6,447 | | | | | | |
| 7 | 0,5 | 0,25 | 7,75 | 3,8625 | 16,2563 | 27,708 | | | | | | |
| 8 | 0,35 | 0,25 | 8,6 | 0,375 | 12,1725 | 6,447 | | | | | | |
| 9 | 0,45 | 0,25 | 9,7 | 2,025 | 16,1325 | 13,042 | | | | | | |
| 10 | 0,45 | 0,25 | 10,7 | 1,65 | 16,92 | 11,8675 | 9,1203 | 2,025 | 15,3493 | 11,1453 | | |
| 11 | 0,45 | 0,25 | 11,7 | 1,65 | 18,27 | 11,8675 | 9,1203 | 2,025 | 15,3493 | 11,1453 | | |
| 12 | 0,45 | 0,25 | 12,7 | 2,025 | 20,1825 | 13,042 | | | | | | |
| 13 | 0,35 | 0,25 | 13,6 | 0,375 | 18,9225 | 6,447 | | | | | | |
| 14 | 0,25 | 0,25 | 14,5 | 1,2375 | 21,4313 | | | | | | | |
| 15 | 0,55 | 0,25 | 15,8 | 6,6375 | 31,2863 | 39,47 | | | | | TOTAL Pu | Pser |
| 16 | 0,4 | 0,25 | 16,65 | 4,3875 | 29,0588 | 19,316 | 27,032 | 3,9 | 42,34 | 30,932 | 57,6893 | 42,0773 |
| 17 | 0,4 | 0,25 | 17,65 | 0,73125 | 24,9244 | 19,316 | 27,032 | 3,9 | 42,34 | 30,932 | 57,6893 | 42,0773 |
| 18 | 0,45 | 0,25 | 18,7 | 4,2375 | 31,6013 | 25,715 | | | | | | |
| 19 | 0,35 | 0,25 | 19,6 | 0,375 | 27,0225 | 6,447 | | | | | | |
| 20 | 0,3 | 0,25 | 20,55 | 0,375 | 28,305 | 3,161 | | | | | | |
| 21 | 0,3 | 0,25 | 21,55 | 0,375 | 29,655 | 3,161 | | | | | | |
| 22 | 0,35 | 0,25 | 22,6 | 4,425 | 37,1475 | 26,139 | | | | | | |
| 23 | 0,35 | 0,25 | 23,6 | 4,05 | 37,935 | 27,822 | | | | | | |
| 24 | 0,45 | 0,25 | 24,7 | 3,15 | 38,07 | 19,518 | | | | | | |
| 25 | 0,35 | 0,25 | 25,6 | 3,15 | 39,285 | 18,99 | | | | | | |
| 26 | 0,35 | 0,25 | 26,6 | 3,15 | 40,635 | 18,99 | | | | | | |
| 27 | 0,4 | 0,25 | 27,65 | 0,375 | 37,89 | 3,786 | | | | | | |
| 28 | 0,45 | 0,25 | 28,7 | 4,05 | 44,82 | 28,44 | | | | | | |
| 29 | 0,5 | 0,25 | 29,75 | 6,825 | 50,4 | 41,32 | | | | | | |
| 30 | 0,45 | 0,25 | 30,7 | 5,775 | 50,1075 | 35,127 | | | | | | |
| 31 | 0,45 | 0,25 | 31,7 | 7,05 | 53,37 | 36,4 | | | | | | |
| 32 | 0,4 | 0,25 | 32,65 | 4,05 | 50,1525 | 28,153 | | | | | | |
| 33 | 0,4 | 0,25 | 33,65 | 0,375 | 45,99 | 6,753 | | | | | | |
| 34 | 0,35 | 0,25 | 34,6 | 0,375 | 47,2725 | 6,4422 | | | | | | |
| 35 | 0,35 | 0,25 | 35,6 | 0,375 | 48,6225 | 20,5445 | | | | | | |
| 36 | 0,4 | 0,25 | 36,65 | 0,375 | 50,04 | 6,753 | | | | | | |

RDC

| Poutre | hauteur | largeur | total G | Q | Nu | Ns | cHArge concentré | q | Nu(kn) | Ns(kn) |
|--------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|------------------|-------|----------|---------|
| 1 | 0,4 | 0,25 | 1,65 | 0,625 | 3,165 | 2,275 | | | | |
| 2 | 0,35 | 0,25 | 2,6 | 6,4375 | 13,16625 | 9,0375 | | | | |
| 3 | 0,35 | 0,25 | 3,6 | 0 | 4,86 | 3,6 | | | | |
| 4 | 0,35 | 0,25 | 4,6 | 0 | 6,21 | 4,6 | | | | |
| 5 | 0,35 | 0,25 | 5,6 | 0 | 7,56 | 5,6 | | | | |
| 6 | 0,35 | 0,25 | 6,6 | 6,4375 | 18,56625 | 13,0375 | | | | |
| 7 | 0,5 | 0,25 | 7,75 | 6,4375 | 20,11875 | 14,1875 | | | | |
| 8 | 0,45 | 0,25 | 8,7 | 6,75 | 21,87 | 15,45 | | | | |
| 9 | 0,45 | 0,25 | 9,7 | 0,625 | 14,0325 | 10,325 | | | | |
| 10 | 0,35 | 0,25 | 10,6 | 0,625 | 15,2475 | 11,225 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 | 11,8142 |
| 11 | 0,35 | 0,25 | 11,6 | 0,625 | 16,5975 | 12,225 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 | 11,8142 |
| 12 | 0,35 | 0,25 | 12,6 | 0,625 | 17,9475 | 13,225 | | | | |
| 13 | 0,35 | 0,25 | 13,6 | 0,625 | 19,2975 | 14,225 | | | | |
| 14 | 0,25 | 0,25 | 14,5 | 1,8375 | 22,33125 | 16,3375 | | | | |
| 15 | 0,4 | 0,25 | 15,65 | 0,625 | 22,065 | 16,275 | | | | |
| 16 | 0,3 | 0,25 | 16,55 | 6,4375 | 31,99875 | 22,9875 | | | | |
| 17 | 0,35 | 0,25 | 17,6 | 12,9 | 43,11 | 30,5 | 6,3635 | 1,625 | 27,4834 | 19,7995 |
| 18 | 0,55 | 0,25 | 18,8 | 11,0625 | 41,97375 | 29,8625 | 6,3635 | 1,625 | 27,4834 | 19,7995 |
| 19 | 0,35 | 0,25 | 19,6 | 6,75 | 36,585 | 26,35 | | | | |
| 20 | 0,4 | 0,25 | 20,65 | 11,375 | 44,94 | 32,025 | | | | |
| 21 | 0,35 | 0,25 | 21,6 | 5,25 | 37,035 | 26,85 | | | | |
| 22 | 0,3 | 0,25 | 22,55 | 0,625 | 31,38 | 23,175 | | | | |
| 23 | 0,35 | 0,25 | 23,6 | 0 | 31,86 | 23,6 | | | | |
| 24 | 0,45 | 0,25 | 24,7 | 0 | 33,345 | 24,7 | | | | |
| 25 | 0,35 | 0,25 | 25,6 | 0 | 34,56 | 25,6 | | | | |
| 26 | 0,4 | 0,25 | 26,65 | 10,1875 | 51,25875 | 36,8375 | | | | |
| 27 | 0,55 | 0,25 | 27,8 | 10,1875 | 52,81125 | 37,9875 | | | | |
| 28 | 0,35 | 0,25 | 28,6 | 0 | 38,61 | 28,6 | | | | |
| 29 | 0,3 | 0,25 | 29,55 | 0,625 | 40,83 | 30,175 | | | | |
| 30 | 0,3 | 0,25 | 30,55 | 0,625 | 42,18 | 31,175 | | | | |
| 31 | 0,35 | 0,25 | 31,6 | 0,625 | 43,5975 | 32,225 | | | | |
| 32 | 0,35 | 0,25 | 32,6 | 0 | 44,01 | 32,6 | | | | |
| 33 | 0,35 | 0,25 | 33,6 | 0 | 45,36 | 33,6 | | | | |
| 34 | 0,35 | 0,25 | 34,6 | 5,5625 | 55,05375 | 40,1625 | | | | |
| 35 | 0,45 | 0,25 | 35,7 | 5,5625 | 56,53875 | 41,2625 | | | | |

SOUS SOL

| Poutre | hauteur | largeur | total G | Q | Nu | Ns | cHArge co q | Nu(kn) | Ns(kn) |
|--------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|-------------|--------|------------------|
| 1 | 0,5 | 0,25 | 1,75 | 6,4375 | 12,01875 | 34,3352 | | | |
| 2 | 0,35 | 0,25 | 2,6 | 6,4375 | 13,16625 | 33,9287 | | | |
| 3 | 0,35 | 0,25 | 3,6 | | 4,86 | 2,1875 | | | |
| 4 | 0,35 | 0,25 | 4,6 | | 6,21 | 2,1875 | | | |
| 5 | 0,35 | 0,25 | 5,6 | | 7,56 | 2,1875 | | | |
| 6 | 0,35 | 0,25 | 6,6 | 6,4375 | 18,56625 | 33,9287 | | | |
| 7 | 0,5 | 0,25 | 7,75 | 6,4375 | 20,11875 | 34,3352 | | | |
| 8 | 0,35 | 0,25 | 8,6 | 0,625 | 12,5475 | 15,0045 | | | |
| 9 | 0,25 | 0,25 | 9,5 | 0,625 | 13,7625 | 2,6975 | | | |
| 10 | 0,35 | 0,25 | 10,6 | 0,625 | 15,2475 | 3,3195 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 11,8142 |
| 11 | 0,35 | 0,25 | 11,6 | 0,625 | 16,5975 | 3,3195 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 11,8142 |
| 12 | 0,35 | 0,25 | 12,6 | 0,625 | 17,9475 | 3,3195 | | | |
| 13 | 0,35 | 0,25 | 13,6 | 0,625 | 19,2975 | 15,0045 | | | |
| 14 | 0,25 | 0,25 | 14,5 | 2,4375 | 23,23125 | 6,112 | | | |
| 15 | 0,3 | 0,25 | 15,55 | 7,0625 | 31,58625 | 24,0434 | | | |
| 16 | 0,3 | 0,25 | 16,55 | 7,0625 | 32,93625 | 23,0685 | 6,3635 | 1,625 | 27,4834 19,7995 |
| 17 | 0,4 | 0,25 | 17,65 | 12,75 | 42,9525 | 41,5115 | 6,3635 | 1,625 | 27,4834 19,7995 |
| 18 | 0,55 | 0,25 | 18,8 | 11,0625 | 41,97375 | 37,908 | | | |
| 19 | 0,35 | 0,25 | 19,6 | 6,75 | 36,585 | 39,815 | | | |
| 20 | 0,4 | 0,25 | 20,65 | 11,375 | 44,94 | 36,84344 | | | |
| 21 | 0,35 | 0,25 | 21,6 | 5,25 | 37,035 | 18,614 | | | |
| 22 | 0,3 | 0,25 | 22,55 | 0,625 | 31,38 | 3,01 | | | |
| 23 | 0,35 | 0,25 | 23,6 | 0,625 | 32,7975 | 15,0445 | | | |
| 24 | 0,4 | 0,25 | 24,65 | 0,625 | 34,215 | 15,14 | | | |
| 25 | 0,3 | 0,25 | 25,55 | 0,625 | 35,43 | 3,01 | | | |
| 26 | 0,4 | 0,25 | 26,65 | 10,1875 | 51,25875 | 34,2442 | | | |
| 27 | 0,55 | 0,25 | 27,8 | 10,1875 | 52,81125 | 35,1817 | | | |
| 28 | 0,45 | 0,25 | 28,7 | 6,75 | 48,87 | 35,1735 | | | |
| 29 | 0,45 | 0,25 | 29,7 | 11,375 | 57,1575 | 37,147 | | | |
| 30 | 0,4 | 0,25 | 30,65 | 5,25 | 49,2525 | 21,43 | | | |
| 31 | 0,3 | 0,25 | 31,55 | 0,625 | 43,53 | 3,01 | | | |
| 32 | 0,35 | 0,25 | 32,6 | 0,625 | 44,9475 | 15,0445 | | | |
| 33 | 0,4 | 0,25 | 33,65 | 0,625 | 46,365 | 15,14 | | | |
| 34 | 0,4 | 0,25 | 34,65 | 0,625 | 47,715 | 15,14 | | | |
| 35 | 0,4 | 0,25 | 35,65 | 5,5625 | 56,47125 | 31,3375 | | | |
| 36 | 0,45 | 0,25 | 36,7 | 5,5625 | 57,88875 | 31,6502 | | | |

ANNEXE 2

FERRAILLAGE DES POUTRES

HAUT TERRASSE

| Haut TERRASSE | Nu(MN.m) | Mu(MN.m) | Au(cm ²) | Amin(cm ²) | Amax(cm ²) | | Armature de montage |
|---------------|------------|----------|----------------------|------------------------|------------------------|-----------------|---------------------|
| 1 | 0,03798899 | 0,13847 | 1384,7 | 13847000 | 1,3847E+11 | 3Φ14HA+3Φ14Φ8HA | |
| 2 | 0,00875322 | 0,005296 | 52,96 | 529600 | 5296000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 3 | 0,00295313 | 0,000447 | 4,47 | 44700 | 4470000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 4 | 0,00295313 | 0,002691 | 26,91 | 269100 | 2691000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 5 | 0,00295313 | 0,000447 | 4,47 | 44700 | 4470000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 6 | 0,00875322 | 0,006838 | 68,38 | 683800 | 6838000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 7 | 0,03798899 | 0,13847 | 1384,7 | 13847000 | 1,3847E+11 | 3Φ14HA+3Φ14Φ8HA | |
| 8 | 0,00875322 | 0,02902 | 290,2 | 2902000 | 2,902E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 9 | 0,0183033 | 0,060681 | 606,81 | 6068100 | 6,0681E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 10 | 0,01651095 | 0,055807 | 558,07 | 5580700 | 5,5807E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 11 | 0,01651095 | 0,055807 | 558,07 | 5580700 | 5,5807E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 12 | 0,0183033 | 0,060681 | 606,81 | 6068100 | 6,0681E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 13 | 0,00929322 | 0,03081 | 308,1 | 3081000 | 3,081E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 14 | 0,01097668 | 0,010003 | 100,03 | 1000300 | 1,0003E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 15 | 0,05428738 | 0,197878 | 1978,78 | 19787800 | 1,9788E+11 | 6Φ14HA+2Φ14Φ8HA | |
| 16 | 0,03541742 | 0,060608 | 606,08 | 6060800 | 6,0608E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 17 | 0,02993304 | 0,059866 | 598,66 | 5986600 | 5,9866E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 18 | 0,03535172 | 0,128857 | 1288,57 | 12885700 | 1,2886E+11 | 6Φ14HA+2Φ14Φ8HA | |
| 19 | 0,00875322 | 0,014979 | 149,79 | 1497900 | 1,4979E+10 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 20 | 0,0043236 | 0,007399 | 73,99 | 739900 | 7399000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 21 | 0,0043236 | 0,007399 | 73,99 | 739900 | 7399000000 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 22 | 0,03595275 | 0,061524 | 615,24 | 6152400 | 6,1524E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 23 | 0,03870747 | 0,066238 | 662,38 | 6623800 | 6,6238E+10 | 3Φ12HA+2Φ14Φ8HA | |
| 24 | 0,02547349 | 0,092851 | 928,51 | 9285100 | 9,2851E+10 | 3Φ12HA+2Φ14Φ8HA | |
| 25 | 0,02612824 | 0,044712 | 447,12 | 4471200 | 4,4712E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 26 | 0,02612824 | 0,052256 | 522,56 | 5225600 | 5,2256E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 27 | 0,00516735 | 0,018835 | 188,35 | 1883500 | 1,8835E+10 | 3Φ10HA | 4Φ8HA |
| 28 | 0,03901068 | 0,119482 | 1194,82 | 11948200 | 1,1948E+11 | 3Φ14HA+3Φ14Φ8HA | |
| 29 | 0,05680879 | 0,173995 | 1739,95 | 17399500 | 1,74E+11 | 6Φ14HA+2Φ14Φ8HA | |
| 30 | 0,04829614 | 0,119548 | 1195,48 | 11954800 | 1,1955E+11 | 3Φ14HA+3Φ14Φ8HA | |
| 31 | 0,05812065 | 0,143867 | 1438,67 | 14386700 | 1,4387E+11 | 6Φ14HA+2Φ14Φ8HA | |
| 32 | 0,0347086 | 0,085915 | 859,15 | 8591500 | 8,5915E+10 | 3Φ10HA+3Φ14Φ8HA | |
| 33 | 0,0097151 | 0,035412 | 354,12 | 3541200 | 3,5412E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 34 | 0,00929322 | 0,015903 | 159,03 | 1590300 | 1,5903E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 35 | 0,00929322 | 0,018586 | 185,86 | 1858600 | 1,8586E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |
| 36 | 0,0097151 | 0,035412 | 354,12 | 3541200 | 3,5412E+10 | 3Φ12HA | 4Φ8HA |

RDC

| RDC | Nu(MN.m) | Mu(MN.m) | Au(cm ²) | Amin(cm ²) | Amax(cm ²) | ARMATURES | Armature de montage |
|-----|----------|----------|----------------------|------------------------|------------------------|---------------|---------------------|
| 1 | 0,02244 | 0,08181 | 818,1 | 8181000 | 8,181E+10 | 3φ12HA+2φ12HA | 3φ8HA |
| 2 | 0,04868 | 0,02945 | 294,5 | 2945000 | 2,945E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 3 | 0,00295 | 0,00045 | 4,5 | 45000 | 450000000 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 4 | 0,00295 | 0,00269 | 26,9 | 269000 | 2690000000 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 5 | 0,00295 | 0,00045 | 4,5 | 45000 | 450000000 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 6 | 0,04868 | 0,03803 | 380,3 | 3803000 | 3,803E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 7 | 0,04923 | 0,17944 | 1794,4 | 17944000 | 1,7944E+11 | 6φ14HA+2φ12HA | 4φ8HA |
| 8 | 0,05041 | 0,16712 | 1671,2 | 16712000 | 1,6712E+11 | 6φ14HA+2φ12HA | 4φ8HA |
| 9 | 0,00542 | 0,01798 | 179,8 | 1798000 | 1,798E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 10 | 0,00458 | 0,01548 | 154,8 | 1548000 | 1,548E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 11 | 0,00458 | 0,01548 | 154,8 | 1548000 | 1,548E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 12 | 0,00458 | 0,01518 | 151,8 | 1518000 | 1,518E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 13 | 0,02226 | 0,0738 | 738 | 7380000 | 7,38E+10 | 6φ12HA | 4φ8HA |
| 14 | 0,00914 | 0,00833 | 83,3 | 833000 | 8330000000 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 15 | 0,005 | 0,01823 | 182,3 | 1823000 | 1,823E+10 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 16 | 0,03554 | 0,06082 | 608,2 | 6082000 | 6,082E+10 | 6φ12HA | 4φ8HA |
| 17 | 0,04497 | 0,08993 | 899,3 | 8993000 | 8,993E+10 | 3φ12HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 18 | 0,05373 | 0,19584 | 1958,4 | 19584000 | 1,9584E+11 | 6φ14HA+2φ12HA | 4φ8HA |
| 19 | 0,05004 | 0,08564 | 856,4 | 8564000 | 8,564E+10 | 3φ12HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 20 | 0,05143 | 0,08801 | 880,1 | 8801000 | 8,801E+10 | 6φ12HA | 4φ8HA |
| 21 | 0,02323 | 0,03975 | 397,5 | 3975000 | 3,975E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 22 | 0,00416 | 0,00711 | 71,1 | 711000 | 7110000000 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 23 | 0,02132 | 0,03649 | 364,9 | 3649000 | 3,649E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 24 | 0,00449 | 0,01635 | 163,5 | 1635000 | 1,635E+10 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 25 | 0,00364 | 0,00623 | 62,3 | 623000 | 6230000000 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 26 | 0,04776 | 0,09552 | 955,2 | 9552000 | 9,552E+10 | 3φ12HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 27 | 0,04902 | 0,17869 | 1786,9 | 17869000 | 1,7869E+11 | 6φ14HA+2φ12HA | 4φ8HA |
| 28 | 0,02064 | 0,0632 | 632 | 6320000 | 6,32E+10 | 3φ12HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 29 | 0,00416 | 0,01029 | 102,9 | 1029000 | 1,029E+10 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 30 | 0,00416 | 0,01029 | 102,9 | 1029000 | 1,029E+10 | 3φ10HA | 4φ8HA |
| 31 | 0,02226 | 0,0551 | 551 | 5510000 | 5,51E+10 | 3φ12HA | 4φ8HA |
| 32 | 0,02064 | 0,07522 | 752,2 | 7522000 | 7,522E+10 | 4φ10HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 33 | 0,02064 | 0,03531 | 353,1 | 3531000 | 3,531E+10 | 4φ10HA | 4φ8HA |
| 34 | 0,04487 | 0,08974 | 897,4 | 8974000 | 8,974E+10 | 3φ12HA+3φ14HA | 4φ8HA |
| 35 | 0,04523 | 0,16488 | 1648,8 | 16488000 | 1,6488E+11 | 3φ16HA+4φ14HA | 4φ8HA |

SOUS SOL

| Poutre | hauteur | largeur | total G | Q | Nu | Ns | cHArge co q | Nu(kn) | Ns(kn) |
|--------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|--------------|---------|------------------|
| 1 | 0,5 | 0,25 | 1,75 | 6,4375 | 12,01875 | 34,3352 | | | |
| 2 | 0,35 | 0,25 | 2,6 | 6,4375 | 13,16625 | 33,9287 | | | |
| 3 | 0,35 | 0,25 | 3,6 | | 4,86 | 2,1875 | | | |
| 4 | 0,35 | 0,25 | 4,6 | | 6,21 | 2,1875 | | | |
| 5 | 0,35 | 0,25 | 5,6 | | 7,56 | 2,1875 | | | |
| 6 | 0,35 | 0,25 | 6,6 | 6,4375 | 18,56625 | 33,9287 | | | |
| 7 | 0,5 | 0,25 | 7,75 | 6,4375 | 20,11875 | 34,3352 | | | |
| 8 | 0,35 | 0,25 | 8,6 | 0,625 | 12,5475 | 15,0045 | | | |
| 9 | 0,25 | 0,25 | 9,5 | 0,625 | 13,7625 | 2,6975 | | | |
| 10 | 0,35 | 0,25 | 10,6 | 0,625 | 15,2475 | 3,3195 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 11,8142 |
| 11 | 0,35 | 0,25 | 11,6 | 0,625 | 16,5975 | 3,3195 | 8,4393 | 3,375 | 16,45542 11,8142 |
| 12 | 0,35 | 0,25 | 12,6 | 0,625 | 17,9475 | 3,3195 | | | |
| 13 | 0,35 | 0,25 | 13,6 | 0,625 | 19,2975 | 15,0045 | | | |
| 14 | 0,25 | 0,25 | 14,5 | 2,4375 | 23,23125 | 6,112 | | | |
| 15 | 0,3 | 0,25 | 15,55 | 7,0625 | 31,58625 | 24,0434 | | | |
| 16 | 0,3 | 0,25 | 16,55 | 7,0625 | 32,93625 | 23,0685 | 6,3635 1,625 | 27,4834 | 19,7995 |
| 17 | 0,4 | 0,25 | 17,65 | 12,75 | 42,9525 | 41,5115 | 6,3635 1,625 | 27,4834 | 19,7995 |
| 18 | 0,55 | 0,25 | 18,8 | 11,0625 | 41,97375 | 37,908 | | | |
| 19 | 0,35 | 0,25 | 19,6 | 6,75 | 36,585 | 39,815 | | | |
| 20 | 0,4 | 0,25 | 20,65 | 11,375 | 44,94 | 36,84344 | | | |
| 21 | 0,35 | 0,25 | 21,6 | 5,25 | 37,035 | 18,614 | | | |
| 22 | 0,3 | 0,25 | 22,55 | 0,625 | 31,38 | 3,01 | | | |
| 23 | 0,35 | 0,25 | 23,6 | 0,625 | 32,7975 | 15,0445 | | | |
| 24 | 0,4 | 0,25 | 24,65 | 0,625 | 34,215 | 15,14 | | | |
| 25 | 0,3 | 0,25 | 25,55 | 0,625 | 35,43 | 3,01 | | | |
| 26 | 0,4 | 0,25 | 26,65 | 10,1875 | 51,25875 | 34,2442 | | | |
| 27 | 0,55 | 0,25 | 27,8 | 10,1875 | 52,81125 | 35,1817 | | | |
| 28 | 0,45 | 0,25 | 28,7 | 6,75 | 48,87 | 35,1735 | | | |
| 29 | 0,45 | 0,25 | 29,7 | 11,375 | 57,1575 | 37,147 | | | |
| 30 | 0,4 | 0,25 | 30,65 | 5,25 | 49,2525 | 21,43 | | | |
| 31 | 0,3 | 0,25 | 31,55 | 0,625 | 43,53 | 3,01 | | | |
| 32 | 0,35 | 0,25 | 32,6 | 0,625 | 44,9475 | 15,0445 | | | |
| 33 | 0,4 | 0,25 | 33,65 | 0,625 | 46,365 | 15,14 | | | |
| 34 | 0,4 | 0,25 | 34,65 | 0,625 | 47,715 | 15,14 | | | |
| 35 | 0,4 | 0,25 | 35,65 | 5,5625 | 56,47125 | 31,3375 | | | |
| 36 | 0,45 | 0,25 | 36,7 | 5,5625 | 57,88875 | 31,6502 | | | |

ANNEXE 3

FERRAILLAGE DES SEMELLES

| semelle | A(m) choisie | B(m) Choisie | Aa(cm ²) | Armature | Ab(cm ²) | armature | Avec Croche | e (cm) |
|---------|--------------|--------------|----------------------|----------|----------------------|----------|-------------|--------|
| 1 | 1,6 | 1,6 | 5,885107846 | 8φ10HA | 5,88510785 | 8φ10HA | oui | 15 |
| 2 | 1,6 | 1,6 | 5,677898476 | 8φ10HA | 5,67789848 | 8φ10HA | oui | 15 |
| 3 | 1,1 | 1,1 | 2,000744843 | 5φ8HA | 2,00074484 | 5φ8HA | oui | 15 |
| 4 | 0,7 | 0,7 | 0,229721484 | 5φ8HA | 0,22972148 | 5φ8HA | oui | 15 |
| 5 | 0,7 | 0,7 | 0,229721484 | 5φ8HA | 0,22972148 | 5φ8HA | oui | 15 |
| 6 | 1 | 1 | 2,292751638 | 5φ8HA | 2,29275164 | 5φ8HA | oui | 15 |
| 7 | 1,7 | 1,7 | 6,349097008 | 9φ10HA | 6,34909701 | 9φ10HA | oui | 15 |
| 8 | 1,6 | 1,6 | 5,916998999 | 8φ10HA | 5,916999 | 8φ10HA | oui | 15,6 |
| 9 | 1,85 | 1,85 | 8,050831241 | 8φ12HA | 8,05083124 | 8φ12HA | non | 16,8 |
| 10 | 1,75 | 1,75 | 7,474875898 | 10φ10HA | 7,4748759 | 10φ10HA | oui | 18 |
| 11 | 1,8 | 1,8 | 7,798150674 | 8φ12HA | 7,79815067 | 8φ12HA | non | 19,2 |
| 12 | 1,75 | 2,4 | 7,5983893 | 9φ10HA | 11,0045638 | 10φ12HA | non | 20,4 |
| 13 | 1,7 | 2 | 6,650890377 | 8φ12HA | 8,07608117 | 8φ12HA | oui | 21,6 |
| 14 | 1,75 | 1,75 | 6,824014954 | 9φ10HA | 6,82401495 | 9φ10HA | oui | 22,8 |
| 15 | 1,85 | 1,85 | 9,126196189 | 8φ12HA | 9,12619619 | 8φ12HA | oui | 24 |
| 16 | 1,75 | 1,75 | 7,378239634 | 10φ10HA | 7,37823963 | 10φ10HA | oui | 25,2 |
| 17 | 2 | 2 | 8,641846502 | 8φ12HA | 8,6418465 | 8φ12HA | non | 26,4 |
| 18 | 1,7 | 1,7 | 6,939487789 | 9φ10HA | 6,93948779 | 9φ10HA | oui | 27,6 |
| 19 | 1,6 | 1,6 | 4,921785825 | 8φ10HA | 4,92178583 | 8φ10HA | oui | 28,8 |
| 20 | 1,5 | 1,5 | 4,999586659 | 8φ10HA | 4,99958666 | 8φ10HA | oui | 30 |
| 21 | 1,5 | 2 | 4,545824437 | 9φ10HA | 6,43991795 | 9φ10HA | non | 31,2 |
| 22 | 1,75 | 1,75 | 6,690616978 | 9φ10HA | 6,69061698 | 9φ10HA | oui | 32,4 |
| 23 | 1,5 | 1,5 | 4,1776481 | 8φ10HA | 4,1776481 | 8φ10HA | oui | 33,6 |