



E.C.N.V



**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE D'UN HOTEL**

**« CINQ ETOILES DE NIVEAU R+5 »**

**DANS LA VILLEDE FADA N'GOURMA / BURKINA FASO**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU  
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
OPTION : Génie Civil**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 29 juin 2020 Par :

**MAHAMAT Nassour Chérif**

Travaux dirigés par :

**Pr. Adamah MESSAN**, Enseignant-Chercheur à 2iE

**M. DJIDOULA Tako**, Doctorant à 2iE

**M. Florentin NACANABO**, Chef de projet de la construction de l'hôtel « cinq étoiles »

*Jury d'évaluation du stage :*

Président : Dr Malick ZOROM

Membres et correcteurs : M. Issa MADOUGOU

M. Christian RAMADJI

M. Tako DJIDOULA

**Promotion [2014/2015]**

# DEDICACE

Je dédie ce travail à :

Mon affectueuse et combattante maman **HAOUA MOURSAL Abdallah**

Mon affectueux et déterminé papa **NASSOUR CHERIF Daoussa**

Tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin pour mon futur.

# REMERCIEMENT

Avant de rentrer dans le vif du sujet, je voudrais d'abord remercier **Allah** maître de l'univers, qui m'a donné la santé et le courage de pouvoir accomplir ce modeste travail.

L'élaboration de ce document ne peut être possible sans l'œuvre conjuguée des uns et des autres. A cet effet je tiens à remercier infiniment les personnes dont les noms suivent :

- Mes enseignants du 2iE, plus particulièrement à mon directeur de mémoire Pr Adamah MESSAN pour ses concours et disponibilités de ce travail, malgré ses multiples préoccupations.
- M Mr LOMPO B. Firmin, Directeur général de l'Entreprise de Construction Nouvelle Vision qui m'a permis d'effectuer le stage au sein de son entreprise.
- Mr **Florentin NACANABO**, Chef de projet de la construction de l'hôtel, qui est mon directeur de mémoire au sein de l'entreprise ; où il a été très rattaché à l'amélioration de ce document.
- Le personnel de l'entreprise, qui mon chaleureusement accueilli et accompagné durant mes séjours dans leurs institutions.
- Ma gratitude va également à l'endroit de tous mes compatriotes résidant au Burkina Faso

Je ne voudrais pas seulement remercier ces personnes citées ci-haut, y compris mes parents biologiques, mais aussi leurs être reconnaissant et redevable tout au long de ma vie.

# RESUME

Ce présent rapport sanctionne un projet de fin d'étude en vue de l'obtention du master en ingénierie de l'eau et de l'environnement à 2iE. L'objectif visé par ce projet est de concevoir et dimensionner un bâtiment R+5 à usage d'hôtel. L'étude est focalisée sur le dimensionnement des différents éléments de la structure, on décide de sectionner notre structure en deux niveaux comme suit : le niveau rez-de-chaussée est utilisé pour tous les autres services de traitement de l'hôtel et les étages courants sont exclusivement utilisés pour les chambres de l'hôtel (suite et single). L'enceinte s'étend sur une surface totale de  $60\text{ m} \times 80\text{ m} = 4800\text{ m}^2$  et bâtis sur une aire de  $36.4\text{ m} \times 26.4\text{ m} = 960.96\text{ m}^2$  avec une hauteur totale de : 20.2 m. Le bâtiment est constitué des structures porteuses en béton armé dalles, poutres et poteaux reposant sur des semelles isolées. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99, le DTU 13.12, le cahier des prescriptions techniques (CPT) et la norme française NFP-06 004. La première phase de calcul est basée sur le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure, vient ensuite la descente des charges sur les poteaux et fondations et enfin le dimensionnement des éléments porteurs et non porteurs de l'ouvrage. Tous ces calculs ont été faits manuellement à l'ELU puis vérifiés à l'ELS. Au terme de l'étude, un dossier d'exécution a été établi, dans lequel tous les détails de ferrailage ont été fournis.

Mots Clés :

- 
- 1 – Bâtiment
  - 2 – Descente de charges
  - 3 - Dimensionnement
  - 4 – Ferrailage
  - 5 - Structure

# ABSTRACT

This present report sanctions an end of study project with a view to obtaining a master's degree in water and environmental engineering at 2iE. The objective of this project is to design and size an R+5 building for hotel use. The study is focused on the dimensioning of the various element of the structure, we decide to section our structure in two levels as follows: the ground floor level is used for all other treatment service of the hotel and the current floors are exclusively used for the hotel rooms (suite and single). The enclosure extends over a total surface :  $60\text{ m} \times 80\text{ m} = 4800\text{ m}^2$ , with a total height of 20.2 m. the building consists of load-bearing structures in reinforced concrete slabs, beams, and posts resting on insulated footings. The technical prescriptions used are the rules BAEL 91, revised 99, the DTU 13.12, the technical prescription book (CPT) and the french standard NFP-06 004. The first calculation phase in based on the pre dimensioning of all the elements of the structure, then comes the descent of the loads on the posts and foundations and finally the dimensioning of the load-bearing and non-load bearing elements of the structure. All of these calculations were done manually at the ELU, then revirified at the ELS. At the end of the study, an execution file was established, in which all the details of reinforcement were provided.

Keywords:

---

1. Building
2. Lowering of Lods
3. Sizing
4. Reinforcement
5. Structure

# TABLE DES MATIERES

<b>DEDICACE.....</b>	<b>i</b>
<b>REMERCIEMENT.....</b>	<b>ii</b>
<b>RESUME.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>iv</b>
<b>TABLE DES MATIERES.....</b>	<b>v</b>
<b>LISTE DES ABBREVIATIONS.....</b>	<b>viii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>ix</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>x</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
I. Contexte et problématique.....	1
II. Objectifs.....	1
<b>CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET.....</b>	<b>2</b>
1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
1.1 Présentation du projet.....	3
1.2 Description de l'ouvrage.....	3
1.3 Localisation du site de projet.....	4
1.4 Les vues de l'hôtel :.....	5
1.5 Hypothèse de calcul :.....	5
<b>CHAPITRE 2 : REGLEMENT - CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX - NORMES..</b>	<b>6</b>
I. Règlement.....	6
II. Caractéristique des matériaux.....	6
1. Acier.....	6
2. Béton.....	7
3. Caractéristiques du sol support.....	8
1.3 Normes.....	8
<b>CHAPITRE 3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>9</b>
I. Pré dimensionnement.....	9
1. Planchers.....	9
2. Poutres.....	11
3. Longrines.....	13
4. Poteau.....	13
5. Voile.....	14
6. Escalier.....	15
II. Descente des charges :.....	17

1.	Evaluation des charges agissant sur l'ouvrage .....	17
1.	Descente de charges sur poteaux : .....	21
1.4	Descente des charges de l'escalier : .....	22
<b>CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....</b>		<b>24</b>
I.	Plancher (dalle à corps creux) .....	24
1.	Pré dimensionnement de la section de la poutrelle : .....	24
2.	Hypothèse de calcul.....	25
3.	Calcul des sollicitations : .....	26
4.	Calcul de la section d'acier tendu : .....	27
5.	Ferraillage de la dalle de compression : .....	27
II.	Plancher dalle pleine (dallage du sol) .....	28
	Définition et hypothèse .....	28
2.	Calcul des sections minimales d'armatures à respecter : .....	30
III.	Etude des Poutres : .....	32
III.1	Poutre Isostatique (N1- 4 -3) .....	32
III.2	Poutre Continue .....	36
1.	Poutre principale file (c-c).....	36
2.	Evaluation des charges qui arrivent sur chaque travée de cette poutre. ....	36
3.	Evaluation des charges dans chaque travée : .....	37
4.	Calcul des sections d'aciers : .....	39
1.	Section d'aciers sur appuis .....	40
2.	Section d'acier en travée.....	40
3.	Armature transversale.....	42
4.	Disposition constructive : .....	42
IV	Etude d'une Longrine. ....	42
1.	Hypothèse de calcul.....	42
2.	Calcul du ferraillage : .....	43
V.	Balcons .....	43
VI.	Escalier .....	44
2.	<i>Calcul de la poutre palière</i> : .....	45
<b>CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU ELECTRIQUE.....</b>		<b>46</b>
1.	Bilan de puissance .....	46
2.	Choix du groupe électrogène : .....	47
3.	Réseau informatique.....	47

<b>CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU INTERIEUR FLUIDE.....</b>	<b>48</b>
I. Plomberie et installations sanitaires .....	48
3. Généralités .....	48
4. Alimentation en eau du bâtiment.....	48
a-Evaluation des débits à transporter .....	48
b -Vérification de la pression de service .....	49
3-Détermination du diamètre de la canalisation .....	49
a) Choix du diamètre .....	49
b) Vérification des vitesses .....	50
4. Évacuation des eaux usées.....	50
5- Dimensionnement du collecteur principal.....	50
a) Débit probable .....	50
b) Diamètre minimal .....	51
c. Vidanges et collecteurs.....	51
d. Dimensionnement de la fosse septique .....	51
6-Volume utile de la fosse septique .....	51
a. Nombre de fosses à prendre en compte.....	51
b. Dimensions des fosses.....	52
<b>CHAPITRE 7 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL (EIES) ..</b>	<b>53</b>
I- GENERALITE .....	53
II- Description de l'état initial du site du projet .....	53
a. Mesures d'atténuation .....	54
<b>CHAPITRE 8 : DEVIS ESTMATIVE ET QUANTITATIVE.....</b>	<b>55</b>
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>56</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>57</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>58</b>

## LISTE DES ABBREVIATIONS

<b>Sigle</b>	<b>Désignation</b>
<b>2iE</b>	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
<b>BA</b>	Béton Armé
<b>BAEL</b>	Béton Armé aux Etats Limites
<b>CPJ</b>	Ciment Portland Composé
<b>DTU</b>	Documents Techniques Unifié
<b>ELS</b>	Etat Limite de Service
<b>ELU</b>	Etat Limite Ultime
<b>FCFA</b>	Franc de la Communauté Financière Africaine
<b>G</b>	Charge Permanente
<b>HA</b>	Haute Adhérence
<b>HT</b>	Hors Taxe
<b>LBTP</b>	Laboratoire de Bâtiment et des Travaux Publics
<b>LG</b>	Longrine
<b>NF</b>	Norme Française
<b>PH</b>	Plancher Haut
<b>Q</b>	Charge d'exploitation
<b>RDC</b>	Rez-de-chaussée
<b>R+1</b>	Premier étage
<b>R+2</b>	Deuxième étage
<b>R+3</b>	Troisième étage
<b>R+4</b>	Quatrième étage
<b>R+5</b>	Cinquième étage
<b>TTC</b>	Toute Taxe Comprise

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : les éléments de la structure.....	3
Tableau 2 : Indicateurs des contraintes de calcul admises pour le sol.....	8
Tableau 3 : dimensions de l'escalier.....	17
Tableau 4 : descente des charges du plancher haut (R+5).....	18
Tableau 5 : descente des charges du plancher haut (étage courant).....	19
Tableau 6 : descentes des charges du dallage (RDC et Balcon).....	19
Tableau 7 : Brique creux d'épaisseur 15 cm.....	20
Tableau 8 : Brique creux d'épaisseur 10 cm.....	20
Tableau 9: La dégression des charges.....	22
Tableau : 10 Surface revenant à chaque poteau.....	22
Tableau 11 : section des poteaux.....	22
Tableau 12: récapitulatif des charges agissant sur le escalier.....	23
Tableau 13 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	27
Tableau : 14 Evaluation des charges.....	44
Tableau 15 : Bilan de puissance.....	47
Tableau 16 : Équipements sanitaires et débits.....	49
Tableau 17 : Liste des appareils et des débits.....	50
Tableau 18: Activités sources d'impacts environnementales et sociales.....	54
Tableau 19: Devis quantitatif- estimatif.....	55
Tableau 20: la loi de la dégression des charges.....	74
Tableau 21: Calcul des surfaces revenant à chaque poteau.....	74
Tableau 22: descente des charges sur le poteau (p1).....	75
Tableau 23 : section des poteaux.....	80
Tableau24 : descente de charge de la paillasse :.....	81
Tableau 25 : tableau de la descente de Charge du palier de repos.....	81
Tableau 26 : descente des charges sur l'escalier.....	82
Tableau 27: récapitulatif des sections d'acier sur chaque Travée.....	138
Tableau 28 : descente de charge de la paillasse :.....	147
Tableau 29 : tableau de la descente de Charge du palier de repos.....	147
Tableau 30: résultats des efforts.....	148
Tableau : 31 Récapitulatif des armatures de l'escalier.....	153

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de l'Entreprise (ECNV) .....	2
Figure 2 : cas d'une poutre isostatique.....	12
Figure 3 : schéma de la poutrelle .....	24
Figure 4 : schéma mécanique de la poutrelle .....	25
Figure 5 : Ferrailage du plancher .....	28
Figure 6 : schéma du dallage.....	29
Figure 7 : Surface d'influence sur le poteau ( P-1 ).....	75
Figure 8 : schéma mécanique de l'escalier.....	80
Figure 9: schéma de la poutrelle .....	82
Figure 10 : schéma mécanique de la poutrelle .....	84
Figure 11: Plancher à corps creux .....	93
Figure 12 : schéma mécanique de l'escalier.....	146

# INTRODUCTION

## I. Contexte et problématique

Ce projet rentre dans le cadre du PND (Plan National de développement) à travers La politique du gouvernement en matière de tourisme qui est définie dans la déclaration de la politique générale du développement du tourisme au Burkina Faso adopté en septembre 1998. Cette politique est axée sur l'éco-tourisme et se caractérise par la valorisation et la conservation des patrimoines naturel, culturel ainsi que la préservation du bien-être de la population locale.

Ce projet est mis en œuvre par l'Etat Burkinabé dans le but de :

- ✓ Renforcer les infrastructures d'accueil.
- ✓ D'améliorer la qualité du tourisme au Burkina Faso
- ✓ D'améliorer les conditions de vie de la population.

Vue son importance, il fait impliquer plusieurs intervenants qui participent de loin ou de près à sa bonne exécution.

La réalisation d'un tel projet nécessite par conséquent : une bonne organisation technique, le respect des normes et prescriptions techniques en vigueur et un suivi régulier des travaux.

## II. Objectifs

### ❖ Objectif global

L'objectif global visé par ce projet de fin d'études est de faire une étude structurale de l'Hôtel afin de ressortir un dossier de consultation des entreprises, pour la réalisation de cet édifice conformément aux règles de l'art et les normes en vigueurs.

### ❖ Objectifs spécifiques

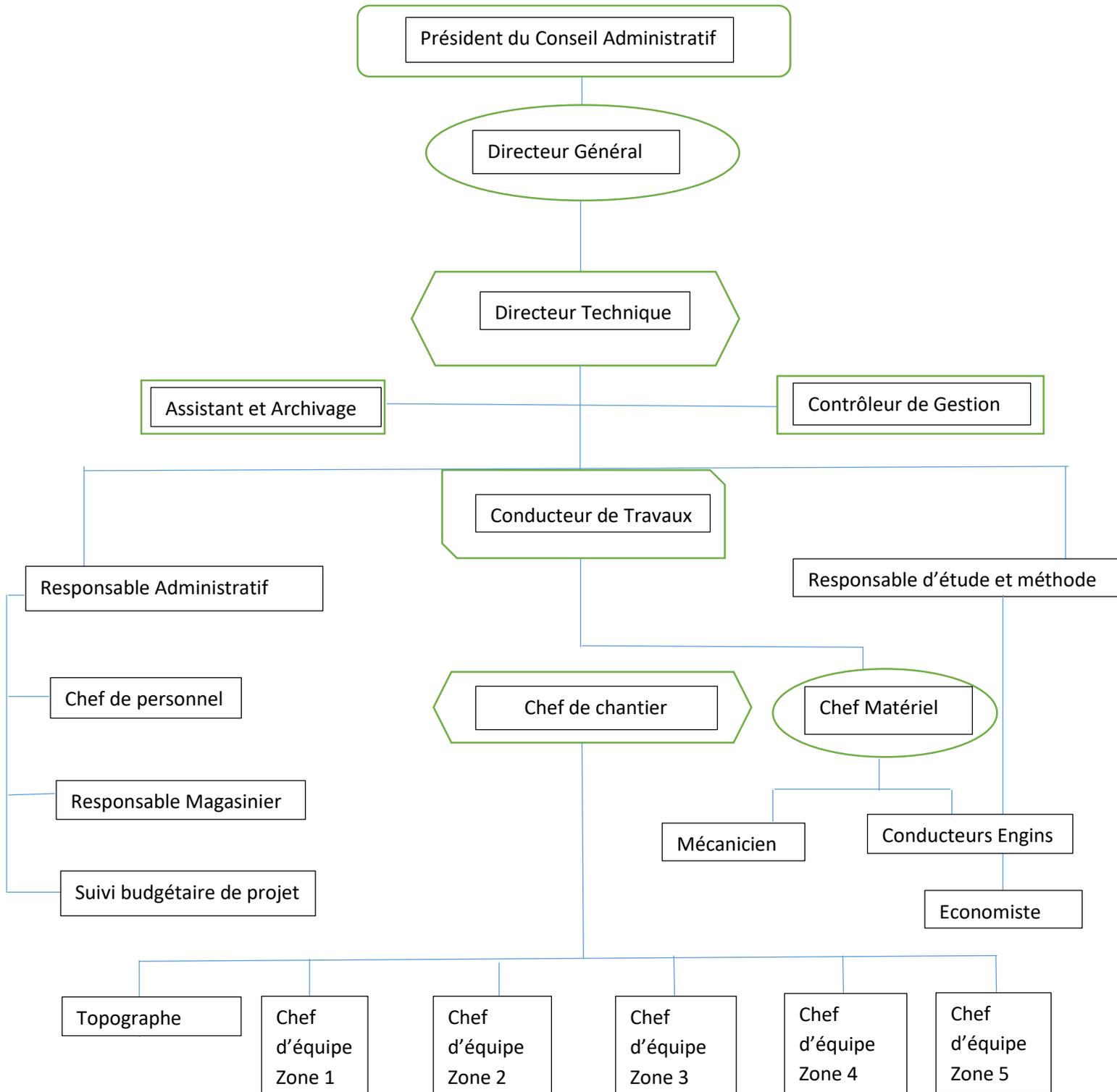
Spécifiquement, il s'agit de faire ;

- une descente de charge
- Pré dimensionnement et dimensionnement des éléments structuraux
- Une notice d'impact environnemental et social
- Un devis quantitatif et estimatif
- Un planning prévisionnel d'exécution

# CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET

## 1. Présentation de la structure d'accueil

Figure 1 : Organigramme de l'Entreprise (ECNV)



## 1.1 Présentation du projet

Le projet à réaliser est un hôtel « 5 étoiles » dans la ville de Fada N’Gourma/Burkina Faso.

La surface totale du terrain abritant l’hôtel est de :  $80\text{ m} \times 60\text{ m} = 4800\text{ m}^2$  ; le bâtiment principal sera bâti sur une surface de :  $36.4\text{ m} \times 26.4\text{ m} = 960.96\text{ m}^2$ .

L’ouvrage comprend notamment : quarante chambres de type single (chambre individuelle), dix suites (salon royale plus chambre et une salle de bain), un restaurant, une salle de conférence, une buanderie, un rangement, trois bureaux et trois shoppings, et deux espaces verts ; ainsi la surface hors œuvre reste :  $1439\text{ m}^2$

## 1.2 Description de l’ouvrage :

Le projet faisant l’objet de ce stage de fin de cycle est le bâtiment principal de l’hôtel, c’est un bâtiment R+5, qui a une architecture assez spectaculaire de forme (**H**).

Ce projet est constitué de cinq (5) niveaux dont les cinq niveaux sont parfaitement identiques (espace réservé pour les chambres uniquement) et les locaux du rez-de-chaussée sont utilisés pour des usages publics.

De hauteur 20.20 m, la structure est constituée par une ossature composée de : semelles, poteaux, longrines, poutres et dalles en béton armé. Les planchers sont prévus en corps creux porté par des nervures et revêtus à sa partie supérieure d’une étanchéité multicouche.

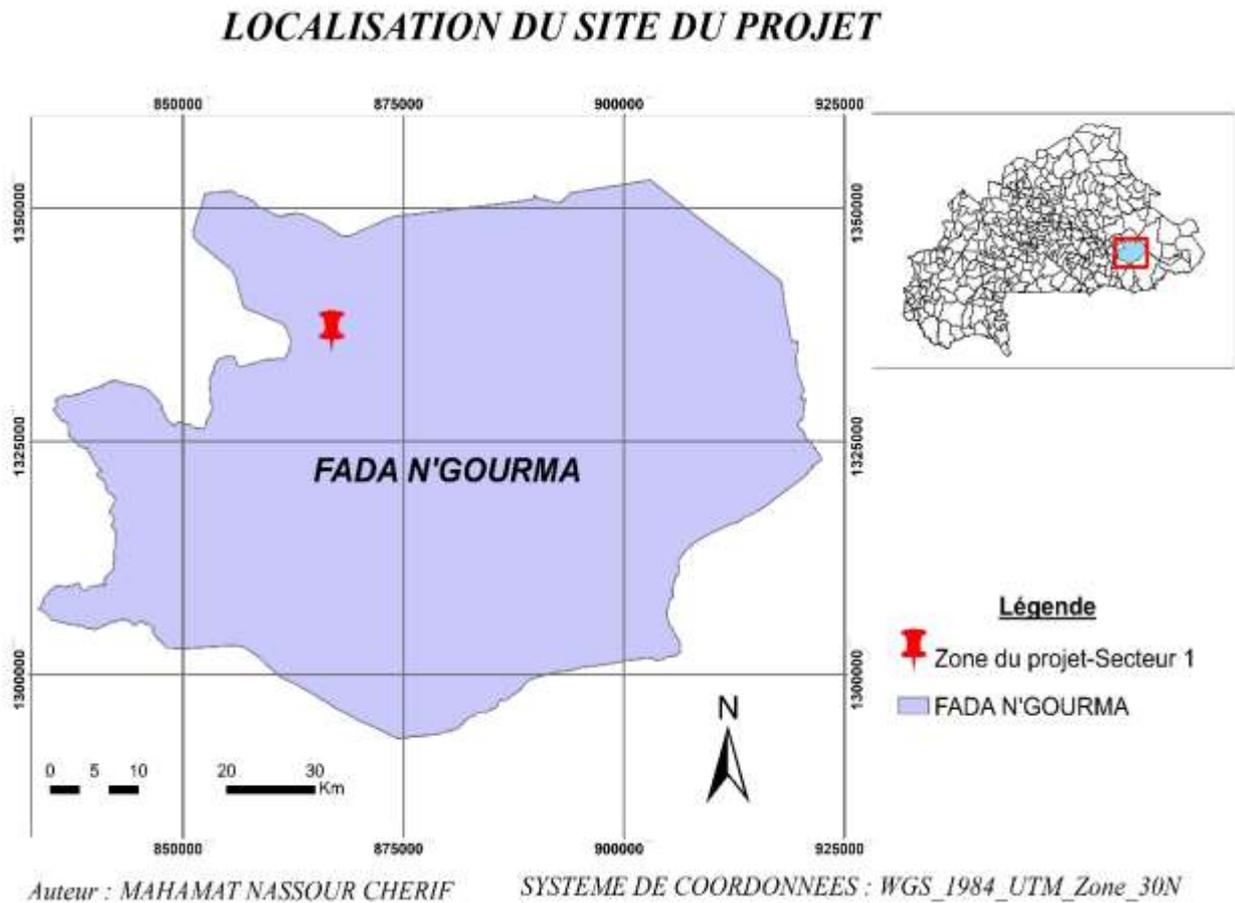
Conformément aux recommandations du laboratoire, les fondations seront constituées par des semelles isolées sous poteaux et fondées à 3.00 m en dessous du terrain naturel (niveau zéro) avec une contrainte admissible de 2 bars.

Tableau 1 : les éléments de la structure

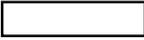
Eléments	Rôles essentiels
Plancher	Supporter les charges variables et permanentes sans fléchir, séparer deux niveaux d’un bâtiment
Poutre	Reprendre les charges et surcharges se trouvant sur le plancher pour les transmettre aux poteaux
Poteau	Reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre aux fondations
Semelle	Transmettre les charges de la structure au sol
Voile	Résistances aux forces horizontales
Escalier	Permettre le passage à pieds d’un niveau à un autre

### 1.3 Localisation du site :

Localisation de la commune urbaine de Fada N'gourma



Legende :

-  Les regions du Burkina Faso
-  Capitale de la région de l'Est

Pays : Burkina faso

Province : N'Gourma, capitale de la région de l'est

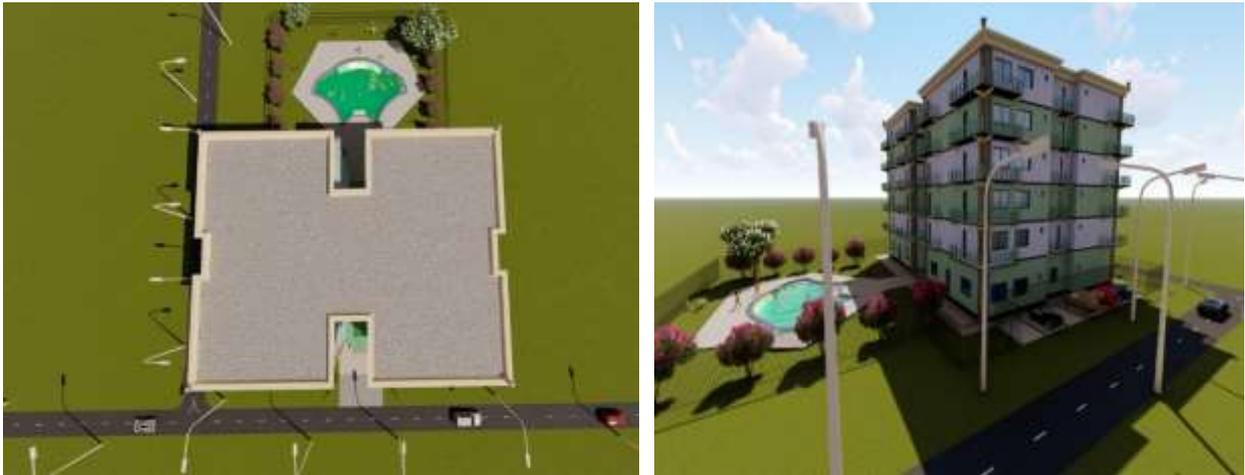
Coordonnées :  $\begin{cases} 12^{\circ} 3,34' 57'' \text{ Nord} \\ 0^{\circ} 21,58' 32'' \text{ Est} \end{cases}$

Superficie : 11.2 km<sup>2</sup>

Population : 117 123 hab (soit 33.54 % de la population générale)

Source : [Ressensement Général de la Population et de l'Habitation \(2012\)](#)

#### 1.4 Les vues de l'hôtel :



#### 1.5 Hypothèse de calcul :

Après analyse des pièces graphiques, nous avons choisi quelques semelles, poteaux, plancher et poutres pour les étudier. Pour ce faire, les éléments porteurs choisis pour cette étude sont ceux jugés exposés et très chargés. Le pré dimensionnement, le dimensionnement et le calcul de ces éléments ont été faits manuellement et sur des axes précis.

Nous assimilons les semelles calculées à celles non calculées en nous basant sur les surfaces de reprise. Pour les éléments porteurs dimensionnés, nous avons pris ceux les plus chargés.

## CHAPITRE 2 : REGLEMENT - CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX - NORMES

### I. Règlement

Hypothèse pour le dimensionnement des éléments de la structure

- Règles de calculs BAEL 91 modifié 99 ;
- Combinaison de charges :
- G désigne la charge permanente
- Q désigne la charge d'exploitation
- Etat Limite Ultime (ELU) :  $1.35 G + 1.5 Q$
- Etat Limite de Service (ELS) :  $G + Q$

Les semelles étant des infrastructures qui sont exposé à l'humidité et autre agression externe, seront dimensionnées à l'ELS suivant le DTU 13-12, puis vérifié à l'ELU;

Pour le dimensionnement des poutres de rive nous admettrons une fissuration de type préjudiciable ; nous dimensionnerons à l'ELU et nous vérifierons que la section d'acier est suffisante à l'ELS;

Pour le dimensionnement des poutres intérieures nous admettrons une fissuration du type peu préjudiciable ce qui implique un dimensionnement à l'ELU puis une vérification à l'ELS ;

Pour le dimensionnement des poteaux :

Conformément aux règles BAEL, ils seront dimensionnés à l'ELU ;

$k = 1.1$  En supposant que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours ;

Les coefficients de majoration sur les appuis voisins des appuis de rives :

- +15% pour le cas de deux travées
- +10% pour le cas de trois travées et plus

### II. Caractéristique des matériaux

#### 1. Acier

Le coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1.15$

Le coefficient de fissuration  $\eta = 1.6$ .

La contrainte limite de calcul en traction à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{st} = 110\sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa}$$

Nuance : FeE400

La contrainte de calcul à la compression de l'acier à l'ELU

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité  $E = 200\,000 \text{ MPa}$

Type : Haute Adhérence (HA)

Diamètres courants : 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40

### **Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## **2. Béton**

Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

La résistance caractéristique à la traction à 28 jours d'âge :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

Coefficients d'application  $\theta = 0.9$  en supposant la durée d'application des charges supérieure à 1 heures et inférieure à 24 heures

Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1.5$  car c'est un ouvrage courant ;

Contrainte limite de calcul en compression à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte de calcul du béton ( $f_{bu}$ ) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

Béton de propreté dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$

Béton armé dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$

Ciment utilisé : CPA 45

Taille des granulats :

Quartz de classe granulaire 5/25 (mm)

Sable de classes :

- 0.315 à 1.25 *mm* pour enduit et revêtement
- 1.25 à 5 *mm* pour le béton

### 3. Caractéristiques du sol support

L'étude géotechnique a été réalisée par le Laboratoire National de Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) et a donné un taux de travail de 20 Mpa avec un encrage des fondations isolées à 3 m de profondeur.

Tableau 2 : Indicatifs des contraintes de calcul admises pour le sol

Nature du sol	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0.20 à 0.40
Argiles (latérite)	0.10 à 0.30

### 1.6 Normes

Comme tout domaine scientifique et technique, le génie civil dispose de normes qui permettent aux concepteurs et aux constructeurs de prendre en compte la sécurité de l'ouvrage et de respecter les règles de l'art.

Les règlements utilisés se regroupent comme suit :

- Les règles BAEL 91 modifiées en 99 ;
- Les règlements définissant les surcharges et actions diverses à prendre en compte en fonction de la destination de l'ouvrage (NFP 06-004) ;
- Les règles de calcul pour les semelles sont celles du DTU 13-12.

## CHAPITRE 3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### I. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement est par définition, ce qui vient avant un dimensionnement. Pré dimensionner suppose déterminer les dimensions indicatives pour le dimensionnement de l'ouvrage. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (dalles, poutres, poteaux, longrines, semelles) soient pré dimensionnés de telles manières à prendre en compte toutes les sollicitations concernant les charges permanentes et les surcharges ; afin de réduire les dépenses en généralisant certain cas de dimensionnement **(les détails de calcul son en annexe II)**.

#### 1. Planchers

Nous avons dans les cas courants deux types de planchers. Un plancher à corps creux et un plancher à dalle pleine (dallage).

##### 1.1 Plancher à corps creux (Etage courant)

Tous les planchers des étages courants seront à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilitation de réalisation (moins des mains d'œuvre à utiliser)
- Les portées de l'ouvrage n'excèdent pas 5 m.
- Moins des sections d'aciers et du béton à utiliser (économique)
- Les vides du corps atténuent les bruits des chocs et jouent un rôle d'isolation thermique
- Diminuer le poids de la structure.

Nous avons choisi ici le panneau de dalle de la salle de conférence.

D'après la condition des flèches (BAEL 91), l'épaisseur du plancher s'obtient par la formule suivante

$$ht \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

- L, la portée maximale entre nus d'appuis, dans le sens de la nervure (voir annexes 2)
- Ht hauteur total du plancher

$$L = \min[l_{\max}(\text{sens } x), l_{\max}(\text{sens } y)] \rightarrow L = \min[7.80 ; 5.00] = 5.00 \text{ m.}$$

$$ht \geq \frac{L}{25} \Rightarrow AN: ht \geq \frac{500}{25}$$

$$h_t \geq 20 \quad \rightarrow \quad \text{on prend } h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

Toutefois ces dimensions peuvent être modifiées en cas de non satisfaction de la flèche.

### 1.2 Dallage au sol

Le dallage au sol est prévu pour le plancher sol. Contrairement au plancher à corps creux, le dallage joue beaucoup plus le rôle d'étanchéité.

Son pré dimensionnement se fait selon les conditions suivantes :

#### ➤ Condition de résistance au feu

Les normes imposent :  $\begin{cases} e > 7 \text{ cm pour } 1 \text{ h de coupe feu} \\ e > 11 \text{ cm pour } 2 \text{ h de coupe feu} \end{cases}$

Donc on choisit une épaisseur de dallage de **12 cm**.

### 1.3 Balcon

L'ouvrage comporte un seul type de balcon, en dalle pleine reposant sur deux appuis, de portée 1.2 m.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre
- La surcharge d'exploitation.

L'épaisseur du balcon est donnée par la règle du BAEL 91.

#### Condition de résistance au feu

Les normes imposent :  $\begin{cases} e > 7 \text{ cm pour } 1 \text{ h de coupe feu} \\ e > 11 \text{ cm pour } 2 \text{ h de coupe feu} \end{cases}$

#### Condition de résistance à la flexion

Pour une dalle reposant sur deux appuis son épaisseur est :

$$h_t \geq \frac{l}{20}$$

Avec  $l$ , la largeur du balcon.  $AN: h_t \geq \frac{120}{20} \Leftrightarrow h_t \geq 6$

Donc on choisit une épaisseur de la **dalle égale : 12 cm**.

## 2. Poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui récupèrent les charges en provenance du plancher et les transmettent aux poteaux. Elles sont assimilées à une sorte de ceinture qui est chargée de prendre et transmettre les charges du plancher aux poteaux.

Dans la structure des bâtiments il arrive de rencontrer des poutres reposant sur plus de deux appuis. Ces poutres sont appelées des poutres continues ou hyperstatiques et les poutres qui repose spécialement sur deux appuis sont souvent dimensionnées comme des poutres isostatiques.

Nous allons pré dimensionner la poutre continue de la file C-C comme poutre principale et la fille A-A comme poutre secondaire. Pour pouvoir effectuer le pré dimensionnement nous avons observé les dimensions de chaque porté de ces poutres et avons choisi celle qui a la plus grande portée. Donc ainsi on a deux (2) types de poutres à dimensionner : une poutre continue et une poutre isostatique. **(Voir plan des poutraisons en annexes 2).**

### 2.1 Poutre continue (Poutre principale File C-C, voir plan de poutraison annexes 2)

Pour pouvoir effectuer le pré dimensionnement de cette file nous avons observé les dimensions de chaque porté des poutres de la file et avons retenu la plus grande portée.

Selon la condition de flèche (BAEL 91)

La hauteur  $h$  de la poutre est donnée en fonction de sa portée maximale dans la travée ( $L_{max}$ ) qui est donné par la formule suivante :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$$

$$\frac{580}{20} \leq h \leq \frac{580}{16}$$

$$29 \leq h \leq 36.25$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$

La largeur  $b$  de la poutre est donnée en fonction de sa hauteur  $h$  :

$$0,3 \times 0,9 \times h \leq b \leq 0,4 \times 0,9 \times h$$

$$9.45 \leq b \leq 12.6$$

On prend  $b = 20 \text{ cm}$

D'où on a une section de **20 x 35 cm.**

### 2.2 Poutre continue (secondaire File-A-A)

Les poutres secondaires sont celles qui sont continue et qui ont des portées plus petite que la première, elles peuvent prendre appuis sur la poutre principale ou être parallèle à cette poutre principale.

Selon la condition de flèche (BAEL 91)

La hauteur  $h$  de la poutre est donnée en fonction de sa portée maximale dans la travée ( $L$  max) qui est donné par la formule suivante :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$$

$$\frac{520}{20} \leq h \leq \frac{520}{16}$$

$$26 \leq h \leq 32.5$$

On prend  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b$  de la poutre est donnée en fonction de sa hauteur  $h$  :

$$0,3 \times 0,9 \times h \leq b \leq 0,4 \times 0,9 \times h$$

$$8.1 \leq b \leq 10.8$$

On prend  $b = 20 \text{ cm}$

D'où on a une section de **20 x 30 cm.**

### 2.3 Poutre isostatique (cas de la poutre NI-4-3)

Pour leur pré dimensionnement nous allons utiliser la poutre isostatique qui a la plus grande portée, c'est-à-dire la plus défavorable.

Figure 2 : cas d'une poutre isostatique



Selon la condition de flèche (BAEL 91)

La hauteur  $h$  de la poutre est donnée en fonction de sa portée  $L$  par la formule :

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

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10}$$

$$53.33 \leq h \leq 80$$

On prend  $h = 55 \text{ cm}$

La largeur  $b$  de la poutre est donnée en fonction de sa hauteur  $h$  par la formule :

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,4 \times h$$

$$16.5 \leq b \leq 22$$

On prend  $b = 20 \text{ cm}$

D'où on a une section de **20 x 55cm**.

### 3. Longrines

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armée, elle assure les liaisons transversales entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) et à les acheminer vers les appuis.

Vu que son rôle est de limiter les déplacements horizontaux des fondations.

Les longrines jouent le rôle de chaînage horizontal donc les sections sont choisies forfaitairement égales : **20 × 30 cm**.

### 4. Poteau

La section du poteau est déterminée en fonction de la hauteur libre ( $h_e$ ) des étages et des conditions de rigidité aux extrémités.

Nous précisons que la hauteur entre les niveaux diffère, donc nous prenons en compte cette variation de hauteur.

➤ Section du poteau pour le niveau RDC

Le poteau est encasté des deux extrémités.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_f = 0,7 \times l_0 = 2,94 \text{ m} \\ L_0 = 4,20 \text{ m la hauteur} \end{array} \right.$$

Cherchons la dimension :  $a$  donnée par la relation suivante

$$a \geq \frac{h}{20} = \frac{420 \text{ cm}}{20} \quad \Rightarrow \quad a = 21 \text{ cm}$$

Nous prenons  $|a = 25 \text{ cm}|$

➤ Le rayon de giration :  $i = \frac{a}{6} \times \sqrt{3} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{25}{6} \times \sqrt{3} = 7,216 \text{ cm}$

➤ L'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \quad AN : \lambda = \frac{294}{7,216} = 40,74 \quad \Rightarrow \quad \lambda < 50$

Cherchons la dimension :  $b$ , donnée par la relation suivante

$$b = \frac{2}{\lambda} \times \sqrt{3} \times L_f \quad \text{partant de } \lambda = \frac{2}{b} \times \sqrt{3} \times L_f$$

$$b = \frac{2}{40,74} \times \sqrt{3} \times 294 = 25,46$$

Nous adoptons  $b = 25 \text{ cm}$

Donc toutes les sections du poteau au niveau du rez de chaussé sont carrées et sont égales à :  $25 \times 25 \text{ cm}^2$

➤ Section du poteau au le niveau (étages courants)

Le poteau est toujours encastéré de part et d'autre dans les planchers

$$\begin{cases} Lf = 0,7 \times l_0 = 2,24 \text{ m} \\ L_0 = 3,20 \text{ m la hauteur} \end{cases}$$

Cherchons la dimension : a donnée par la relation suivante

$$a \geq \frac{h}{20} = \frac{320 \text{ cm}}{20} \Rightarrow a = 16 \text{ cm}$$

Nous prenons  $|a = 20 \text{ cm}|$

➤ Le rayon de giration :  $i = \frac{a}{6} \times \sqrt{3} \Rightarrow i = \frac{20}{6} \times \sqrt{3} = 5,77 \text{ cm}$

➤ L'élancement :  $\lambda = \frac{Lf}{i} \quad AN : \lambda = \frac{224}{5,77} = 38,82 \Rightarrow \lambda < 50$

Cherchons la dimension : b par la relation suivant

$$b = \frac{2}{\lambda} \times \sqrt{3} \times Lf \quad \text{partant de } \lambda = \frac{2}{b} \times \sqrt{3} \times Lf \quad b = \frac{2}{38,82} \times \sqrt{3} \times 224 = 19,98$$

Nous adoptons  $b = 20 \text{ cm}$

Donc toutes les sections des poteaux au niveau des étages courants sont carrées et sont égales à :  $20 \times 20 \text{ cm}^2$

Toutefois ces dimensions peuvent être modifiées lors d'une descente charge appliquée sur chaque élément porteur, en cas de non satisfaction de la section existante.

## 5. Voile

Le voile en béton armé peut être défini comme un poteau, dont la longueur est quatre fois plus supérieure que son épaisseur.

Son pré dimensionnement doit remplir les conditions suivantes :

- Epaisseur :  $a \geq 15 \text{ cm}$
- Longueur :  $L \geq 4 \times a$
- Elancement :  $\lambda = 80$
- Résistance du béton :  $22 \text{ Mpa} \leq f_{c28} \leq 45 \text{ Mpa}$ .

Pré dimensionnement :

$$a = \begin{cases} \min\left(15 \text{ cm}; \frac{he}{20}\right), \text{ voile non rigidifié à ses deux extrémités} \\ \min\left(15 \text{ cm}; \frac{he}{22}\right), \text{ voile rigidifié à une extrémité} \\ \min\left(15 \text{ cm}; \frac{he}{25}\right), \text{ voile rigidifié à ses deux extrémités} \end{cases}$$

Avec  $he$  : la hauteur nette de l'étage.

Nous précisons que le voile est la cage d'ascenseur en béton armée.

Etant donné que les niveaux du RDC et des étages courants diffèrent, on choisit la hauteur la plus défavorable et uniformiser au reste des étages

Donc on choisit le voile rigidifié à ses deux extrémités.

$$a \geq \frac{he}{25} \Rightarrow a \geq \frac{420}{25} \geq 16.8$$

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

## 6. Escalier

L'escalier est par définition une suite de marche qui sert à monter ou descendre d'un niveau. Le bâtiment comporte plusieurs escaliers, compte tenu de son usage et du fait qu'un escalier est nécessaire pour gravir les étages.

L'étude porte sur un escalier droit, avec un palier de repos à l'intermédiaire, reliant les deux paillasse. L'ensemble des escaliers étant conçu selon le même modèle.

Le choix est motivé par les contraintes architecturales rencontrées (dimension de la cage d'escalier ; le confort recherché...).

Nous allons dimensionner l'escalier du rez-de-chaussée

### ➤ Dimension

Emmarchement :

Pour les maisons individuelles, les normes imposent :  $E \geq 0.80 \text{ m}$

Pour les immeubles collectifs, les normes imposent :  $E \geq 1.20 \text{ m}$ .

Nous adoptons :  $E = 2.5 \text{ m}$

Giron :  $G$  ; distance horizontale entre deux nez de marches consécutives

Hauteur :  $h$  ; hauteur du contre marche

Epaisseur :  $ep$  ; épaisseur de la paillasse

Hauteur :  $H$  ; hauteur de la volée

Longueur : L ; longueur de la volée projetée

➤ Calcul des éléments de l'escalier

Hauteur totale à franchir  $H = 4,20$  m

Le contre marche est la hauteur d'une marche varie entre  $[14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}]$

On prend :  $h = 15 \text{ cm}$  retenue

L'Emmarchement (E) est la longueur des marches .il est à noter que :  $E \geq 1.2 \text{ m}$

On prend  $E = 2.5 \text{ m}$ .

Le giron est la largeur d'une marche. D'après la formule de blondel :

$$[60 \leq G + 2h \leq 64] \quad \Rightarrow \quad 60 - (2 \times 15) \leq G \leq 64 - (2 \times 15)$$

$$30 \leq G \leq 32 \Rightarrow \quad \text{On prend } G = 32 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marche :  $Ncm = \frac{H}{h} = \frac{420}{15} = 28$  On adopte : 28 contre marches.

Le nombre de marche est égale au nombre de contre marche moins un :

$$Nm = Ncm - 1 \Rightarrow Nm = 28 - 1 = 27 \quad \text{On adopte : 27 marches.}$$

L'angle d'inclinaison de la volée : On sait que  $\text{tang}(\alpha) = \frac{h}{G} \Rightarrow \alpha = \text{Tang}^{-1}\left(\frac{h}{G}\right)$

$$AN: \alpha = \text{Tang}^{-1}\left(\frac{15}{32}\right) = 25.11^\circ$$

Longueur de la volée :  $Lv$ ; on a deux volées identiques donc on determine juste un.

$$Lv = (\text{nombre de contre marche} - 1) \times \text{giron} = (28 - 1) \times 32 = 864 \text{ cm}$$

Longueur de la paillasse :

$$Lp = \frac{Lv}{\cos \alpha} = \frac{864}{\cos(25.11^\circ)} = 950.834 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{Lp}{30} \leq ep \leq \frac{Lp}{20} \Leftrightarrow \frac{950.834}{30} \leq ep \leq \frac{950.834}{20}$$

$$31.69 \leq ep \leq 47.54$$

On décide de prendre une épaisseur de la paillasse :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

Epaisseur du palier de repos :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

On décide d'uniformiser l'épaisseur du palier à l'épaisseur de la paillasse :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

Tableau 3 : dimensions de l'escalier

Éléments	Dimension (cm)
Contre marche h	15
Emmarchement	250
Giron	32
Longueur de volée	416
Longueur de la paillasse	459.42
Epaisseur de la paillasse	20
Longueur du palier	250
L'épaisseur des paliers	20

## II. Descente des charges :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

Les éléments nécessaires pour le calcul de descente des charges sont :

La géométrie de la structure

Les charges et les surcharges de la structure

### 1. Evaluation des charges agissant sur l'ouvrage

#### ➤ Charges permanentes (G)

Comme leur nom l'indique, ces charges ne varient pratiquement dans le temps. Ces charges résultent principalement des poids propres des différents éléments de la structure, donc ce sont des actions verticales. Elles résultent du poids volumique des matériaux mise en œuvre et des dimensions de l'ouvrage.

Nous prendrons pour le béton armé un poids volumique de  $25 \text{ KN}/\text{m}^3$ . La norme NF P06-004, précise les poids volumiques des divers matériaux de construction.

➤ Charges d'exploitations (Q)

Ce type de charge est variable dans le temps et est lié aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont principalement gravitaires donc verticale. Pour un immeuble on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et des biens occupant l'immeuble.

La norme française **NF P06 - 001**, nous donne les différentes valeurs des charges surfaciques à prendre en compte.

*1.1 Plancher terrasse inaccessible (à corps creux)*

➤ Charges permanentes G

Toutes les charges permanentes sont données par la norme française : **NF P 06-004**

Tableau 4 : descente des charges du plancher haut (R+5)

Constituants		Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit sous face (2 cm)		0,20
Corps creux (16+4)		2,72
Forme de pente (8 cm)		1,76
Étanchéité	Gravillon (3 cm)	0,6
	Isolation thermique en liège (2cm)	0,08
	multicouche (2 cm)	0,24
		5,60 KN/m <sup>2</sup>

**G= 5.60 KN/m<sup>2</sup>.**

Charges d'exploitations Q :

Et toutes les charges d'exploitation sont données par la norme française : **NF P 06-001**

Terrasse inaccessible : **Q= 1.00 KN/m<sup>2</sup>.**

*1.2 Plancher à corps creux*

- Charges permanentes G :

Tableau 5 : descente des charges du plancher haut (étage courant)

Constituants		Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit sous face		0,44
Corps creux (16+4)		2,72
Revêtement	Mortier de pose	0,88
	Carrelage	0,44
	Enduit en plâtre	0,20
Cloison légère		0,7
Total		5,38

$$G = 5.38 \text{ KN/m}^2$$

- Charges d'exploitations :

Terrasse accessible public :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

### 1.3 Dalle pleine

Tableau 6 : descentes des charges du dallage (RDC et Balcon)

Constituants		Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	Mortier de pose	0,20
	Carrelage	0,40
	Enduit en plâtre	0,20
Dalle pleine de 12 cm d'épaisseur		3
Total		3,80

$$G = 3.80 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitations :

- Terrasse non accessible :  $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$
- Terrasse accessible :  $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

➤ Charge d'exploitation du Balcon :  $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

#### 1.4 Acrotères

Charges permanentes :

Le mur d'acrotère à une hauteur de 80 cm

La surface :  $S = 0.10 \times 0.8 \rightarrow S = 0.08 \text{ m}^2$

Le poids propre :  $P_p = \rho \times s = 25 \times 0.08 = 2.00 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_p = 2.00 \text{ kN/ml}$

Avec :  $\rho$  le poids volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$

**G = 2.00 kN/ml**

Charges d'exploitations

**Q = 1 kN/ml**

#### 1.5 Murs extérieurs

Charges permanentes G :

Tableau 7 : Brique creux d'épaisseur 15 cm

N°	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.025	0.5
2	Briques creux	0.15	1.35
3	Enduit intérieur en ciment	0.025	0.5
Total :G			<b>2.35</b>

#### 1.6 Murs intérieurs

Charges permanentes G :

Tableau 8 : Brique creux d'épaisseur 10 cm

N°	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.025	0.225
2	Briques creux	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.025	0.225
Total :G			<b>1.35</b>

## 1. Descente de charges sur poteaux :

La descente de charge est le chemin suivi par les différents actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leurs transmissions au sol. On effectuera la descente de charge sur les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes. Nous avons trois (3) types de poteau à étudier :

- Poteau d'angle
- Poteau de rive
- Poteau central

La descente de charges représentée ci-dessous a été effectuée manuellement afin de ressortir la charge permanente (G) et la charges d'exploitation (Q) (voir le plan de coffrage du rez-de-chaussée, pour la position du poteau).

- Charges permanentes (G)

Comme son nom l'indique, ces charges ne varient pas pratiquement dans le temps. Elles résultent principalement des poids propres des différents éléments :

Le poids propre du plancher

Poids propre du poteau

La part de cloison répartie qui lui revient

Le poids du balcon agissant sur le poteau

Les éléments secondaires (acrotère, escalier...)

- Charges d'exploitations (Q)

Ces types de charges sont variables dans le temps et sont liée aux conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique alors, pour leurs déterminations la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les surcharges différentes dans les logements de 10% par étage jusqu'à 50 %, sauf pour le dernier et l'avant dernier niveau.

- Loi de dégression

$$NQ = (Q_0 + \eta Q) \times S_i$$

Tableau 9: La dégression des charges

Sous la Terrasse..... $Q_0$	$Q_0$
Sous le dernier étage..... $Q$	$Q_0+Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.9Q$	$Q_0+Q+0.9Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.8Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.7Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.6Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$
Sous étage inférieur..... $0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q$

$$Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

Tableau : 10 Surface revenant à chaque poteau

Poteaux	Surface en (m <sup>2</sup> )
Angle	11.47
Rive	22.11
Centrale	24.78

(Voir détails en annexe III)

Tableau 11 : section des poteaux

poteau	Poteau d'angle (P1)	Poteau de rive (P2)	Poteau centrale (p3)
Section (cm <sup>2</sup> )	20 × 30	35 × 35	40 × 40

## 1.7 Descente des charges de l'escalier :

### 1 Evaluation des charges permanentes (G)

Tableau 12: récapitulatif des charges agissant sur le escalier

Désignation	Charges en (KN/m <sup>2</sup> )
Palier de repos	6.24
Paillasse	11.2

2. Charges d'exploitations (Q) :

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normale d'occupation. (Normes NF P 06-001).

- Escalier : ..... 2.5KN/m

## CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.

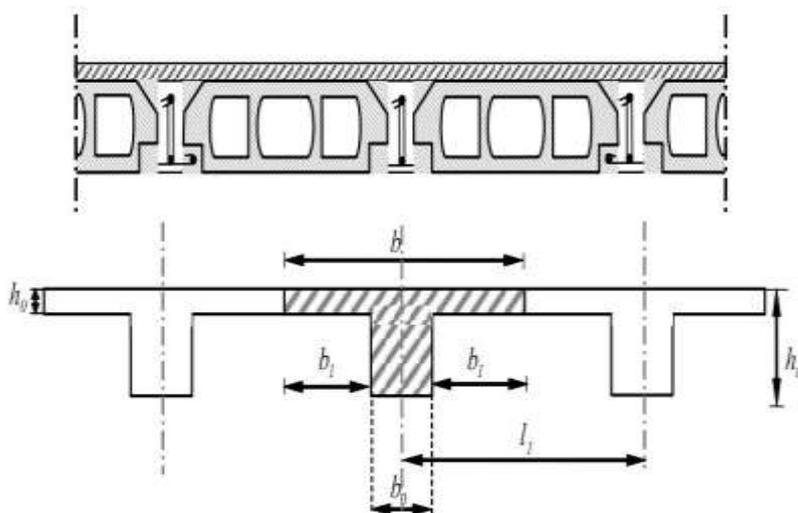
### I. Plancher (dalle à corps creux)

Nous allons déterminer la largeur des hourdis que nous mettrons en place. Pour cela nous allons pré-dimensionner les hourdis du plancher.

#### 1. Pré dimensionnement de la section de la poutrelle :

Calcul de la largeur de la table ( $b$ ) de la poutrelle (nervure N1) :

Figure 3 : schéma de la poutrelle



Un plancher à corps creux  $\rightarrow ht = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Le calcul de la largeur  $b$  se fait à partir des conditions suivantes :

- Dimensions des hourdis 16 X 20 X 50)

$$b1 \leq \min (l/2 ; 11/10 ; 8 \times h0)$$

Avec

$$\begin{cases} l1 : \text{distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. } (l1 = 50 - 12 = 38 \text{ cm}) \\ L : \text{longueur de la travée. } (L = 500 \text{ cm}) \\ b0 : \text{largeur de la nervure. } (b0 = 12 \text{ cm}) \\ h0 : \text{épaisseur de la dalle de compression } (h0 = 4 \text{ cm}) \end{cases}$$

$$b_1 \leq \min (19 ; 30.5 ; 32) \text{ cm}$$

$$b_1 = 19 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad AN: b = 2 \times 19 + 12 = 50 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

- **Dimensions**

La hauteur de la poutrelle est de .....  $h = 20 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression...  $h_0 = 4 \text{ cm}$

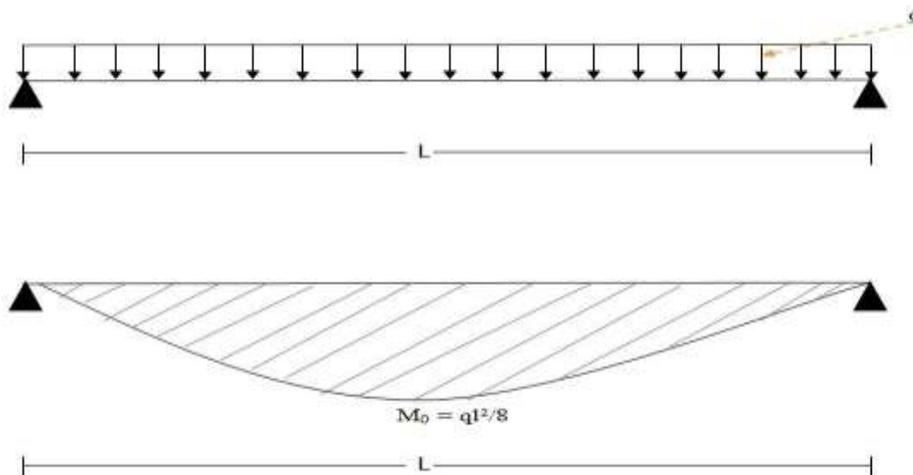
La largeur de la nervure .....  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage .....  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile .....  $d = (h - c) = 18 \text{ cm}$

La largeur de la table.....  $b = 50 \text{ cm}$

Figure 4 : schéma mécanique de la poutrelle



## 2. Hypothèse de calcul

Règlement utilisés sauf indication contraire, tous les dimensionnements sont menés avec le **BAEL 91 modifié 99.**

Résistance caractéristique du béton  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Limite d'élasticité garantie Fe 400 MPa

Charges permanente agissant sur le plancher :  $G = 5.60 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul à l'ELU

- Charges permanente :  $G = 5.60 \times 0.5 = 2.8 \text{ KN/m}$

$G = 2.8 \text{ KN/m}$

- Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN/m}$

$Q = 0.5 \text{ KN/m}$

3. Calcul des sollicitations :

$$Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \Rightarrow \quad Pu = 1.35 \times 2.8 + 1.5 \times 0.5 = 4.53 \text{ KN/m}$$

❖ En travée

- Calcul des moments isostatiques

$$M = \frac{Pu \times l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M = \frac{4.53 \times 5^2}{8} = 14.15 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment sollicitant

$$Mu = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right); \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$Mu = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 0.5 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.0453 \text{ MN.m}$$

donc  $M < Mu$  cela prouve que la table est surabondante sur une partie ou elle est comprimée. Dans ce cas la section est en Te, et elle est calculée comme une section rectangulaire

On considère notre section (section en Te) Et le calcul de la poutrelle se fait comme une poutre rectangulaire de section :  $b \times h$ .

- Calcul du moment réduit :  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \cong 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{0.01416}{0.5 \times 0.18^2 \times 14.20} = 0.0615$$

$$\mu, u < \mu, l \quad \Leftrightarrow \quad 0.0615 < 0.392 \quad \text{donc pas d'acier comprimé.}$$

4. Calcul de la section d'acier tendu :

Tableau 13 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Poutrelle	Armatures Longitudinale (cm <sup>2</sup> )		Choix d'aciers	Armature Transversale (At)	Espacement (T.S)
	Ast calculé	Ast choisie			
	Travée	Travée			
N1	2,34 cm <sup>2</sup>	3,08 cm <sup>2</sup>	2 H A 14	Ø 8	(15 x 15 ) cm <sup>2</sup>

(Les détails de calcul en annexe 4)

5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

{ 20 cm , dans le sens parallèle aux poutrelles.  
 { 30 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$Si: \begin{cases} 50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} & \Rightarrow A1 = \frac{4 \times L1}{fe} \\ L1 \leq 50 \text{ cm} & \Rightarrow A2 = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad BEAL 91$$

Avec :

- L1 : Distance entre axes des poutrelles (L1=50 cm)
- A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$AN: A1 = \frac{4 \times 50}{400} = 0.5 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on obtient : A1 = 0.5 cm<sup>2</sup>/ml

- Choix des aciers : On prend : 5 × Ø HA 6 = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml
- Espacement : St :

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

On prend : St : 20 cm.

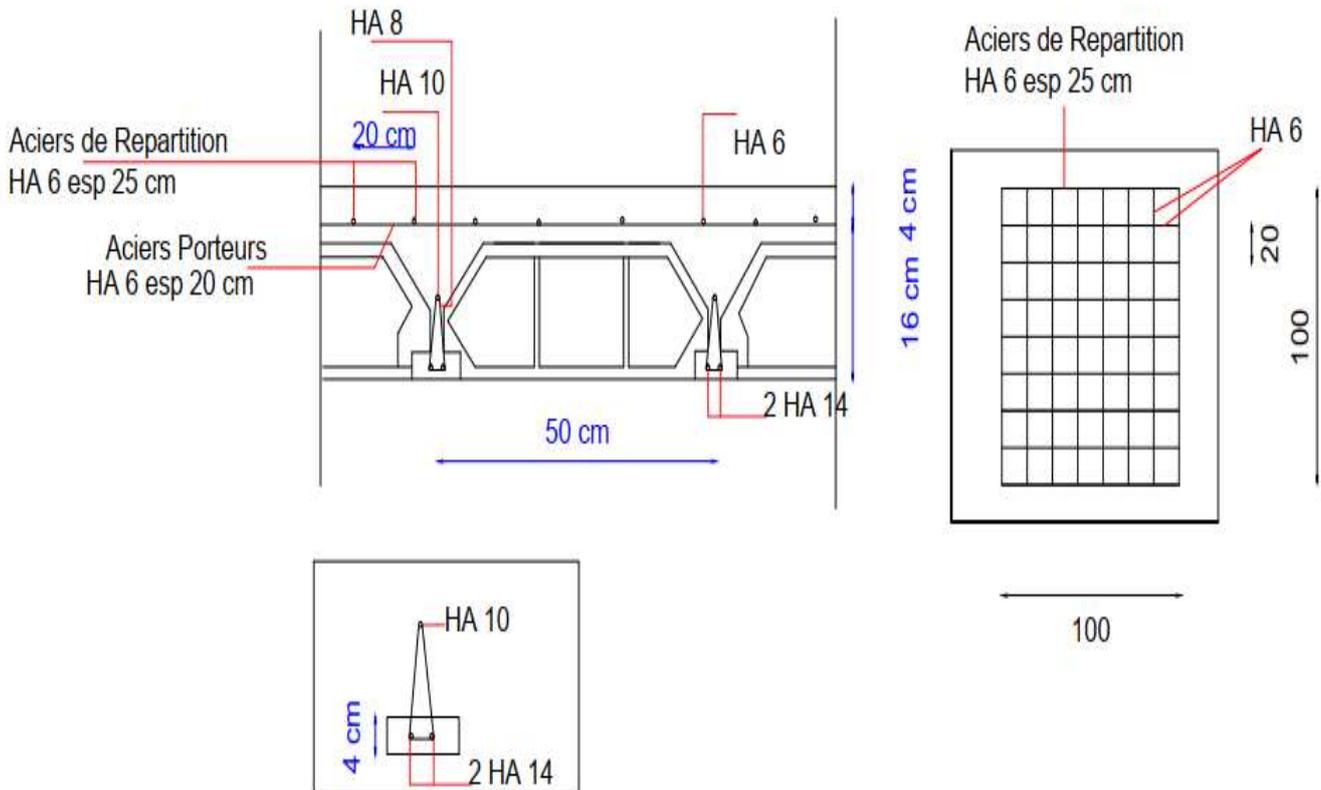
- ❖ Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des aciers : On prend :  $3 \times \emptyset \text{ HA } 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Espacement :  $St$  :

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

On prend :  $St : 25 \text{ cm}$ .



Ferraillage du plancher à corps creux (16+4)

Figure 5 : Ferraillage du plancher

## II. Plancher dalle pleine (dallage du sol)

Définition et hypothèse :

Une dalle est un élément plan souvent rectangulaire, dont l'épaisseur ( $h_0$ ) est faible vis-à-vis des deux autres dimensions ( $Lx \times Ly$ ). leurs appuis sont des poutres (ou poutrelles), des voiles en béton armées ou des murs en maçonnerie.

Dans un plancher, on appelle panneaux de dalle, les parties de dalles bordées par les éléments qui servent d'appuis support.

On distingue suivant leurs formes et leurs conditions d'appuis.

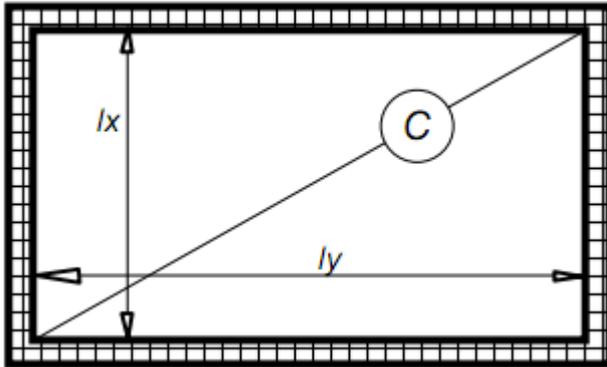


Figure 6 : schéma du dallage

Hypothèse d'étude :

La dalle est dimensionnée comme une poutre de largeur  $b=1$  m

On définit le rapport des dimensions :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \leq 1$$

Méthode de calcul : on distingue deux méthodes de calcul suivant la disposition des éléments porteurs et le rapport  $\alpha$  des dimensions en plan du panneau de dalle.

Le panneau le plus défavorable est de  $500 \times 780 \text{ cm}^2$ , les critères de rigidité sont donnés par :

Calcul de  $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

- si  $\rho \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle porte dans un seul sens: **le sens de  $Lx$**
- si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle porte dans deux sens : sens de  $Lx$  et  $Ly$

donc  $\rho = \frac{500}{780} = 0.64 \leftrightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$  d'ou la dalle porte dans deux sens.

La dalle pleine étant exposée, la fissuration est considérée préjudiciable. La détermination des armatures se fera à l'ELU. Et le coefficient de poisson  $\nu = 0$ .

- Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow Pu = 1.35 \times 3.8 + 1.5 \times 2.5 = 8.88 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments en travées :

- Cas ou  $\alpha > 0.4$

$$Mox = \mu x \times Pu \times lx^2 \quad \text{et} \quad Moy = \mu y \times Mox$$

NB :  $\mu x$  et  $\mu y$  sont donner par la formule suivantes:

$$\mu x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times \alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu y = \alpha^3(1.9 - 0.9 \times \alpha) \geq \frac{1}{4}$$

$$\text{AN:} \quad \mu x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times 0.64^3)} \quad \text{et} \quad \mu y = 0.64^3(1.9 - 0.9 \times 0.64) \geq \frac{1}{4}$$

$$\text{donc } \mu x = 0.077 \quad \text{et} \quad \mu y = 0.35 \geq 0.25$$

D'où la sollicitation en travées devient :

$$Mox = 0.077 \times 8.88 \times 5.00^2 = 17.094$$

$$Moy = 17.094 \times 0.35 = 5.983$$

- calcul des moments sur appuis :

**$Me$  et  $Mw \geq 0.5 Mo$** , appuis *voisin* des appuis de rive

$$Ma = 0.5 \times Mox = 0.5 \times 17.094 = 8.547 \text{ KN.m}$$

$$Ma = Max = May = 8.547 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la section d'acier :

Aciers donnée par le moment en travée  $Mox = 17.094 \text{ KN.m}$

$$\mu bu = \frac{Mox}{b \times dx^2 \times fbu} \Rightarrow \mu bu = \frac{0.017094}{1 \times 0.108^2 \times 14.20} = 0.103$$

2. Calcul des sections minimales d'armatures à respecter :

Suivant  $ly$ :  $Ay \text{ min} = 8 \times h0$  pour FeE400 avec  $h0$  l'épaisseur de la dalle.

$$ly: Amin = 8 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2/m$$

Suivant :

$$lx: A_{min} = \frac{3 - \alpha x}{2} \quad \text{Avec} \quad \alpha x = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu b u})$$

$$AN: \alpha x = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.103})$$

$$\text{Donc } \alpha x = 0.136$$

$$lx: A_{min} = 1.43 \text{ cm}^2/m$$

Suivant : Lx on a : **5 HA 8 totalisant : 2.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : 20 cm.

Suivant : Ly on a : **4 HA 8 totalisant : 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : 25 cm.

• **Vérification du non poinçonnement de la dalle.**

La dalle risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentré appliqué par l'un des appuis sur quatre (4) coté.

La charge totale ultime  $Nu = 3.80 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Nu \times S = 3.8 \times 0.20 \times 0.30 = 0.228 \text{ KN}$

Chaque appuis reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge Nu.

Soit  $P_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

$$\text{On a : } P_0 = \frac{Nu}{4} = \frac{0.228 \text{ KN}}{4} = 0.057 \text{ kN}$$

Selon la BAEL 91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$P_0 \leq 0.045 \times \mu c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $P_u$  : la charge de calcul à L'ELU
- $h_0$  : épaisseur total de la dalle
- $\mu c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentré  $P_0$  est appliqué sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu c = [2 \times (U + V)] \Rightarrow \text{avec } h_0 = 12 \text{ cm} = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} U = a + a = 10 + 10 = 20 \text{ cm} \\ V = b + b = 10 + 10 = 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{donc } \mu c = 2 \times (20 + 20) = 80 \text{ cm}$$

$$P_0 \leq 0.045 \times 0.80 \times 0.12 \times 25/1.5 = 0.072$$

$$0.057 \leq 0.072 \quad \text{condition vérifié!}$$

## Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### III. Etude des Poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres isostatiques qui repose principalement sur deux appuis et les poutres hyperstatique (continue) qui repose sur plus de deux (2) appuis.

Les poutres sont étudiées manuellement en tenant compte des efforts engendré par chaque élément de la pièce.

#### III.1 Poutre Isostatique (N1- 4 -3)

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par la dalle aux poteaux.

La poutre à dimensionner est la poutre N1- 4 -3 avec une section de :  $20 \times 55 \text{ cm}^2$ ; et une portée est de :  $800 \text{ cm}$ . Elle est la poutre isostatique du restaurant.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

#### ➤ Condition du dimensionnement

- Action Uniformément répartie
- La durée d'application est supérieure à 24 heures.
- Fissuration peu préjudiciable.
  - Enrobage : 3 cm
  - Section :  $b = 20 \text{ cm}$  et  $h = 55 \text{ cm}$
  - La hauteur utile :  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 55 = 49.5 \text{ cm}$
  - Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et Acier :  $f_e E 400 HA$

#### 1. Evaluation des charges :

Bande de charge :  $4.9 \text{ m}$

- Charges permanentes :  $G$  ( charge linéaire)

Poids propre du plancher intermédiaire (étage courant) .....  $5.38 \times 4.9 = 26.362 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutre.....  $25 \times 0.2 \times 0.55 = 2.75 \text{ KN/ml}$

$$D'ou G = 29.112 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 4.9 = 12.25 \text{ KN/ml}$$

a. Combinaisons des charges à L'E.L. U

$$Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow Pu = 1.35 \times 29.112 + 1.5 \times 12.25 = 57.68 \text{ KN/m}$$

b. Calcul des sollicitations :

A l'E.L. U

Le Moment fléchissant maximale

$$Mu = \frac{Pu \times l^2}{8} \Rightarrow Mu = \frac{57.68 \times 8^2}{8} = 461.44 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant maximale

$$Vu = \frac{Pu \times l}{2} \Rightarrow Vu = \frac{57.68 \times 8}{2} = 230.72 \text{ KN}$$

- Calcul du moment réduit :  $\mu u$

$$\mu, u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \text{ Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu, u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \text{AN: } \mu, u = \frac{0.46144}{0.2 \times 0.495^2 \times 14.20} = 0.663$$

Donc  $\mu, u > \mu_{AB} \Leftrightarrow 0.663 > 0.186$  , pivot B calculons  $\mu l$

- Vérifions la nécessité d'armature comprimé

$$\mu l = 0.8 \times \alpha(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \mu l = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} + \epsilon_e}$$

pour Fe 400  $\Rightarrow \mu l = 0.392$

$\mu, u > \mu, l \Leftrightarrow 0.663 > 0.392$  donc les aciers comprimés sont nécessaires.

L'augmentation de ce moment réduit s'explique par le fait que la section de la poutre choisie est trop petite, nous sommes après la zone préférentielle, nous avons une section de béton qui est plus comprimée que tendue. Alors la section du béton est excessivement comprimée. Il faudra déterminer une section d'acier comprimé pour aider le béton à reprendre l'effort excessif de compression.

Cette solution n'est pas économique. Donc nous avons la possibilité d'augmenter la résistance caractéristique du béton  $f_{c28}$  ou d'augmenter la section de base  $b_0$  et la hauteur.

On augmente la base de la poutre de 20 cm à 35 cm, pour que la poutre isostatique repose sur le poteau de rive qui a une section carrée de 35 cm x 35 cm et l'inertie du croisement poutre-poteau soit parfaite.

## 2 Calcul des sections d'aciers.

Les nouvelles dimensions de la poutre sont :

- Enrobage : 3 cm
- Section :  $b = 35 \text{ cm}$  et  $h = 60 \text{ cm}$
- La hauteur utile :  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 60 = 54 \text{ cm}$
- Matériaux : Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et Acier :  $f_e E 400 \text{ HA}$

*Evaluation des charges :*

Bande de charge : 4.9 m

- Charges permanentes :  $G$  ( charge linéaire)

Poids propre du plancher intermédiaire (étage courant) .....  $5.38 \times 4.9 = 26.362 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutre.....  $25 \times 0.35 \times 0.60 = 5.25 \text{ KN/ml}$

$$D'ou G = 31.612 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 4.9 = 12.25 \text{ KN/ml}$$

- c. Combinaisons des charges à L'E.L.U

$$Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow Pu = 1.35 \times 31.612 + 1.5 \times 12.25 = 61.05 \text{ KN/m}$$

- d. Calcul des sollicitations :

A l'E.L. U

Le Moment fléchissant maximale

$$Mu = \frac{Pu \times l^2}{8} \Rightarrow Mu = \frac{61.05 \times 8^2}{8} = 488.4 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant maximale

$$Vu = \frac{Pu \times l}{2} \Rightarrow Vu = \frac{61.05 \times 8}{2} = 244.2 \text{ KN}$$

- Calcul du moment réduit :  $\mu_u$

$$\mu_{,u} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow AN: \mu_{,u} = \frac{0.4884}{0.35 \times 0.54^2 \times 14.20} = 0.337$$

$$\mu_{,u} < \mu_{,l} \Leftrightarrow 0.337 < 0.392 \text{ donc pas d'acier comprimé.}$$

- Section d'aciers tendue :

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

$$AN: Ast = \left( \frac{0.4884}{0.44 \times 347.83} \right) = 2.8664 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$Ast = 28.66 \text{ cm}^2$$

Déterminons les nombres de file à retenir :

- Horizontalement

$$e_h > \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \phi \text{ ou } a \\ 1.5 \times c_g \end{array} \right.$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \phi \text{ le plus grand diamètre du barre utilisé ; } \phi = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm} \\ C_g: \text{ plus grosse dimension du granulat utilisée: } C_g = 2.5 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\text{AN: } e_h > \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.6 \text{ cm} \\ 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc l'espace horizontal pratique est :  $e_{h,Pr} \geq 3.75 \text{ cm}$

Vérifions que :  $e_{h,Pr} \geq e_{h,The}$

$$e_{h,Pr} = b - (2c + 4 \times \phi t + 4\phi l_{max})/3$$

$$\text{AN: } e_{hori,pratique} = \left[ 35 - (2 \times 3 + 4 \times \frac{1.6}{3} + 4 \times 1.6) \right] / 3 = 6.82$$

Donc  $e_{hori,Pr} \geq e_{hor,Th} \Leftrightarrow 6.82 > 3.75$  condition vérifié

Donc nous disposons de quatre files dans le sens la largeur b de la poutre.

- Verticalement

$$e_v > \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \phi \text{ ou } b \\ c_g \end{array} \right. \Rightarrow \text{AN: } e_v > \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.6 \text{ ou } 3.2 \\ 2.5 \end{array} \right.$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier l'espace vertical pratique

On prend  $e_v = 4.00 \text{ cm}$

### 3 Armature transversale

Choix de l'armature transversale  $\phi t = 8 \text{ mm}$

### 4. Disposition constructive :

Pour une poutre de hauteur (h) constant et linéairement chargée

- Le premier cadre (cours) est disposé à  $:Sto/2$  par rapport au nu intérieur de l'appui .
- On applique ensuite la règle de Caquot, les espacements successifs sont pris dans la liste suivante : [ 7 ; 8 ; 9 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 40 ] cm.

## III.2 Poutre Continue

### 1. Poutre principale file (c-c)

C'est la poutre continue la plus chargée, avec une portée maximale entre deux appuis qui est égale à 5.80 m et elle à 7 travées. c'est la poutre du plancher haut RDC, file C.

Schéma mécanique de la poutre

### 2. Evaluation des charges qui arrivent sur chaque travée de cette poutre.

#### ❖ Charges permanente G

#### ❖ Bande : 5.0125 m

Poids de la dalle (16+4) plus les

revêtement..... $5.38 \text{ KN/m}^2 \times 5.0125 \text{ m} = 26.97 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre ..... $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 1.75 \text{ KN/m}$

Maçonnerie..... $2.35 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 7.05 \text{ KN/m}$

$$G_1 = 26.97 + 1.75 + 7.05 = 35.77 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Bande : 1.1125 m

Poids de la dalle (16+4) plus les

revêtement..... $5.38 \text{ KN/m}^2 \times 1.1125 \text{ m} = 5.98597 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre ..... $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 1.75 \text{ KN/m}$

Maçonnerie ..... $2.35 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 7.05 \text{ KN/m}$

$$G_2 = 5.99 + 1.75 + 7.05 = 14.785 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Charge d'exploitation :

Les charges d'exploitation utilisées sont : les charges d'hébergements et celui de couloir.

#### ❖ Bande : 5.0125 m

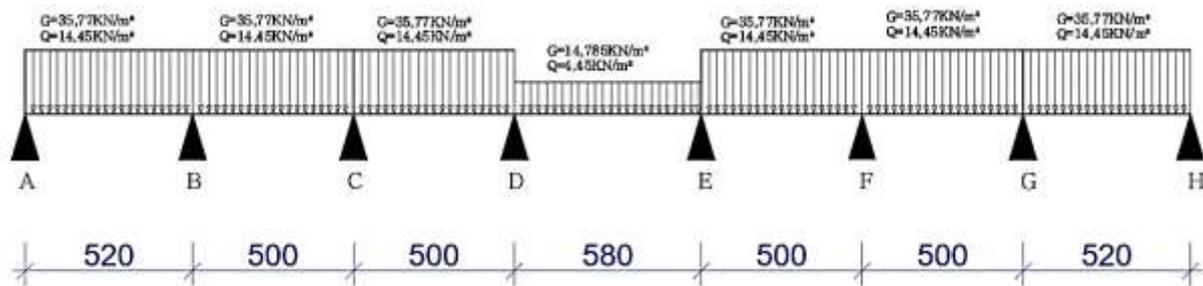
$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times 4 \text{ m} + 4 \text{ KN/m}^2 \times 1.1125 \text{ m} = 14.45 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Bande : 1.1125 m

$$Q_2 = 4 \text{ KN/m}^2 \times 1.1125 \text{ m} = 4.45 \text{ KN/ml}$$

### 3. Evaluation des charges dans chaque travée :

Charges	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7
Permanentes	35.77	35.77	35.77	14.785	35.77	35.77	35.77
Exploitations	14.45	14.45	14.45	4.45	14.45	14.45	14.45



**Schéma mécanique de la poutre (file C-C)**

(Pour la position de la file, voir plan de poutraison, en annexes 2)

a. Condition d'application aux méthodes

➤ Méthode forfaitaire

Elle n'est utilisable que lorsque les conditions suivantes sont respectées :

- Condition :1

Vérifions travée par travée, que les charges d'exploitation soient relativement inférieures à deux (2) fois les charges permanentes.

$$\text{Travée 1 : } Q_{T1} \leq 2 \times g_1 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 2 : } Q_{T2} \leq 2 \times g_2 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 3 : } Q_{T3} \leq 2 \times g_3 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 4 : } Q_{T4} \leq 2 \times g_4 \quad \Leftrightarrow \quad 4.45 \leq 2 \times 14.785 = 29.57 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 5 : } Q_{T5} \leq 2 \times g_5 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 6 : } Q_{T6} \leq 2 \times g_6 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 7 : } Q_{T7} \leq 2 \times g_7 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

- Condition :2

Vérifions travée par travée que les moments d'inertie des sections sont identiques dans toutes les travées.

Vue que la section est rectangulaire et identique dans tous les travées :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I_6 = I_7 = 45000 \text{ cm}^4 \quad \text{condition vérifié}$$

- Condition :3

Les portées successives, doivent être dans le rapport compris entre [0.8 à 1.25]

$$\text{Travées : entre 1 et 2} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.20}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.04 < 1.25 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 2 et 3} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.00 < 1.25 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 3 et 4} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.80} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.04 < 0.86 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 4 et 5} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.80}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.16 < 1.25 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 5 et 6} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.00 < 1.25 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 6 et 7} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.20} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 0.96 < 1.25 \quad \text{condition vérifié}$$

- Condition : 4

La fissuration est jugée peu préjudiciable.

Condition vérifié.

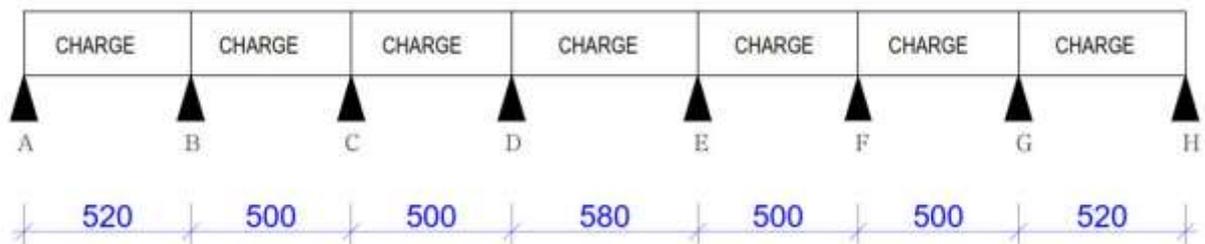
Donc toute les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, cependant cette méthode est moins économique sur les sections d'aciers par rapport à la formule du CAQUOT.

b. Méthode de calcul : CAQUOT

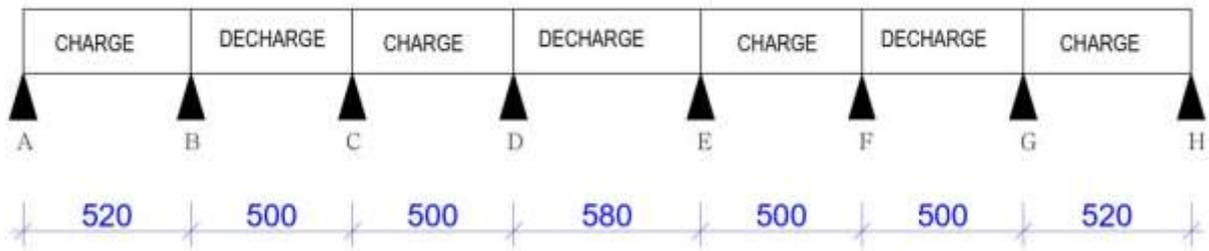
❖ Détermination des moments sur appuis et sur chaque travée

Nous avons donc trois (3) cas de combinaison de charges qui se présentent comme suit :

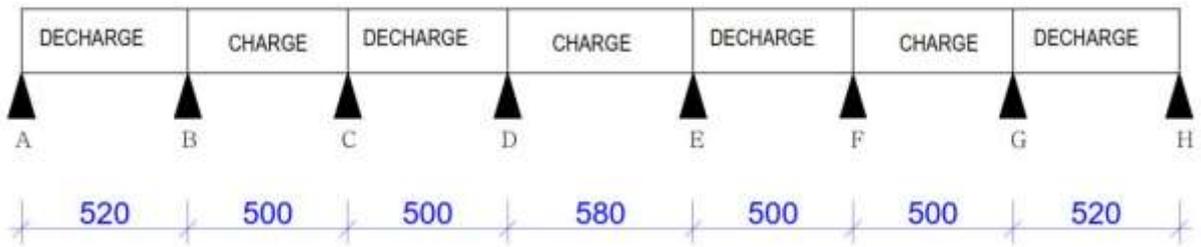
- Toutes les travées sont chargées



- Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge



- Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge



4. Calcul des sections d’aciers :

a. Section d’acier sur appuis

Tableau : récapitulatif des sections d’acier sur chaque Appuis

Le cas maximal est : le premier cas :

- Tous les travées sont chargées

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Moments	35.47	-183.05	-65.84	-97.19	-97.19	-65.84	-183.05	35.47
$\mu_u$	0.126	0.663	0.234	0.345	0.345	0.234	0.663	0.126
Ast (cm <sup>2</sup> )	3.47	18.66	6.63	11.39	11.39	6.63	18.66	3.47
Asc (cm <sup>2</sup> )	0	9.22	0	0	0	0	9.22	0

b. Section d’aciers en travées :

Tableau : récapitulatif des sections d’acier sur chaque Travée

Le cas maximal est : la deuxième cas :

- Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Moments	161.32	-39.83	40.45	-34.40	40.45	-39.83	161.32
$\mu_u$	0.545	0.0766	0.2088	0.0905	0.2088	0.0766	0.545
Ast (cm <sup>2</sup> )	15.71	2.054	6.091	2.45	6.091	2.054	15.71
Asc (cm <sup>2</sup> )	5.51	0	0	0	0	0	5.51

$$\mu_u > \mu_l \Leftrightarrow 0.663 > 0.392 \quad \text{donc les aciers comprimés sont nécessaires.}$$

Nous sommes après la zone préférentielle, nous avons une section de béton qui est plus comprimée que tendue. Alors la section du béton est excessivement comprimée. Alors on va augmenter la hauteur de la poutre afin de minimiser les aciers comprimés.

c. *Les nouvelles dimensions de la poutre sont :*

- $h = 50 \text{ cm}$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $d = 45 \text{ cm}$

d. *On reprend les calculs avec ces nouvelles dimensions*

### 1. Section d'aciers sur appuis

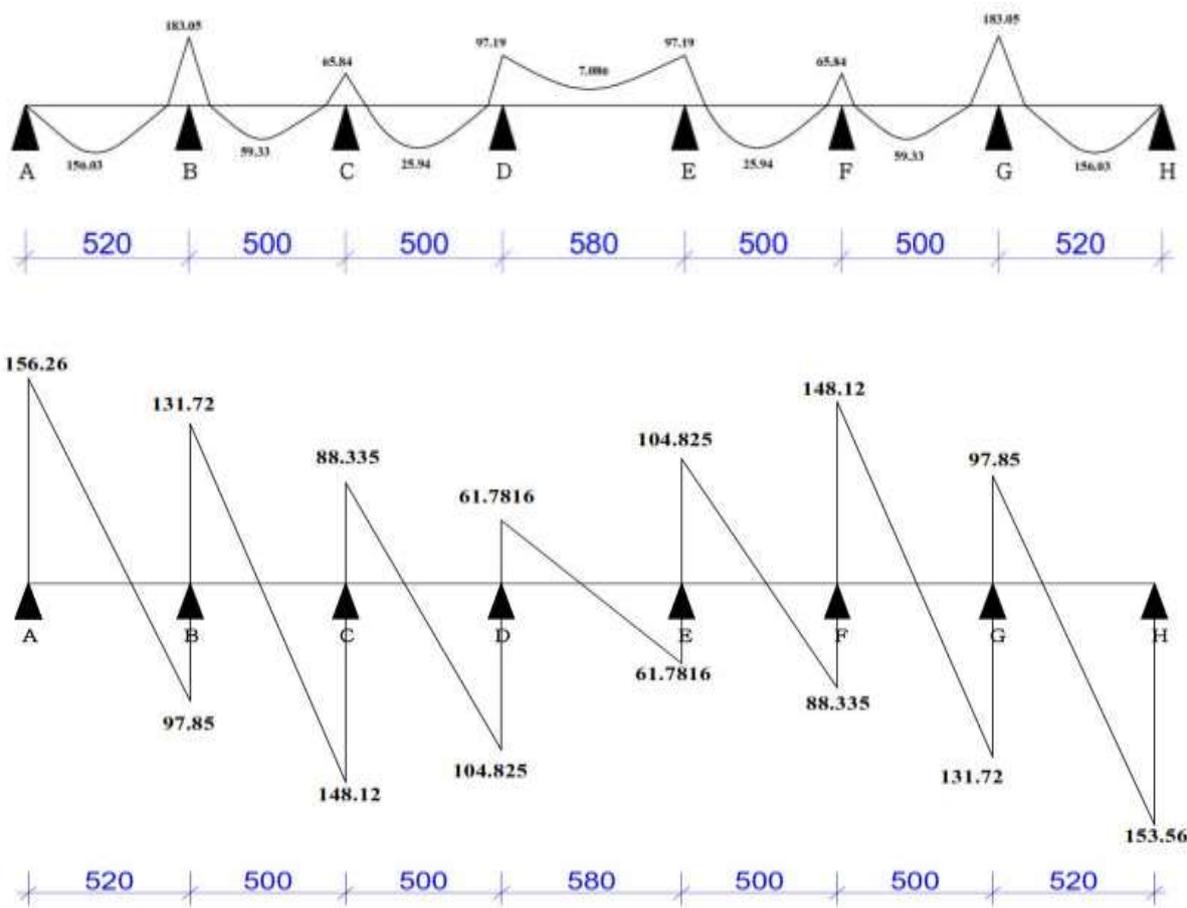
Tableau : récapitulatif des sections d'acier sur chaque Appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Moments	35.47	183.05	65.84	-97.19	-97.19	-65.84	-183.05	35.47
$\mu_u$	0.0625	0.323	0.232	0.173	0.173	0.232	0.323	0.0625
Ast (cm <sup>2</sup> )	2.38	14.88	9.86	7.027	7.027	9.86	14.88	2.38
Choix des aciers	2 HA 14	2 HA 16+4 HA20	4 HA 20	4 HA 16	4 HA 16	4 HA 20	2 HA 16+4 HA20	2 HA 14
Diamètre (cm <sup>2</sup> )	3.08	4.02+12.57	12.57	8.04	8.04	12.57	4.02+12.57	3.08

### 2. Section d'acier en travée

Tableau : récapitulatif des sections d'acier sur chaque Travée

Travée	A-B	B-C	-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Moments	156.03	59.33	25.94	-7.086	25.94	59.33	156.03
$\mu_u$	0.271	0.103	0.045	0.0123	0.045	0.103	0.271
Ast (cm <sup>2</sup> )	11.89	4.009	1.70	0.46	1.70	4.009	11.89
Asc (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0
Choix des aciers	4 HA 20	4 HA 12	2 HA 12	2 HA 10	2 HA 12	4 HA 12	4 HA 20
Diamètre (cm <sup>2</sup> )	12.57	4.52	2.26	1.57	2.26	4.52	12.57



Vérifions sur appuis les espacements entre deux armatures voisines.

On à :

La largeur de la poutre  $b=20$  cm

La hauteur de la poutre  $h=50$  cm

L'enrobage  $c= 3$  cm

$C_g = 2.5$  cm ; Diamètre du plus gros granulat.

- L'espacement horizontal entre deux armatures est :

$$e_{hor,the} \geq \max \begin{cases} a = 2 \text{ cm} \\ \phi_{lmax} = 2 \text{ cm} \\ 1.5 \times C_g(\text{cm}) = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc l'espacement horizontal théorique est :  $e_{hor,theo} = 3.75$  cm

Vérifions que :  $e_{\text{hori,Pr}} \geq e_{\text{hori,Th}}$

Donc  $e_{\text{hori,Pr}} \geq e_{\text{hor,Th}} \Leftrightarrow 8.67 > 3$  condition vérifié

Donc nous disposons deux files dans le sens la largeur b de la poutre

- La vérification L'espace vertical n'est pas nécessaire

### 3. Armature transversale

Détermination du diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

$$AN: \phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ m}$$

Donc  $\phi_t = 6.67 \text{ mm}$  condition vérifié

Choix de l'armature transversale  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

### 4. Disposition constructive :

Pour une poutre de hauteur (h) constant et linéairement chargée

- Le premier cadre (cours) est disposé à :  $Sto/2$  par rapport au nu intérieur de l'appuis.
- On applique ensuite la règle de Caquot, les espacements successifs sont pris dans la liste suivante :

[7 ; 8; 9; 11; 13; 16; 20; 25; 35; 40 ] cm.

## IV Etude d'une Longrine.

Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrine qui s'oppose au déplacement relatif de ses points dans le plan horizontal.

D'après la R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie S2; S3.}$$

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie S4}$$

d'après le prè dimensionnemnt observé sur les différents portées , on à adopté une longrine uniforme.

Longrine uniforme de section :  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

### 1. Hypothèse de calcul

Les longrines doivent être calculées pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} , \text{ Ou } N \text{ est la force axiale du poteau ;}$$

Avec  $\begin{cases} N = (\text{effort normal maximal du poteau}) \\ \alpha = \text{Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site} \end{cases}$

$$\text{On à : } \begin{cases} Nu = 2427.961 \text{ KN} \\ \alpha = 12 \Rightarrow \text{Zone II, site 3} \end{cases}$$

$$AN : F = \frac{2427.961 \text{ KN}}{12} = 202.33 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

## 2. Calcul du ferrailage :

$$Ast = \frac{F}{\sigma_s} \Rightarrow Ast = \frac{202.33 \times 10^{-3}}{347.83} = 5.8169 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$Ast = 5.82 \text{ cm}^2$$

➤ Donc le ferrailage sera dimensionnée par  $Ast = 5.82 \text{ cm}^2$

Choix : 6 HA 12 totalisant :  $6.79 \text{ cm}^2$

## V. Balcons

Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul types de balcon : dalle appuyée sur trois (3) appuis, assimilée à une console de portée :  $l = 1.20 \text{ m}$ .

1. *Le balcon se calcul comme une console soumise à :*

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

Le calcul se fera sur une bande de un (1) mètre à la flexion simple.

- Evaluation des charges :

Charge permanente :

- Réparties  $G_1 = 3.8 \text{ KN/m}^2$
- Linéaire : garde du corps :  $G_2 = 0.5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

- Surcharge réparties :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge linéaire (Bâtiment recevant du public) :  $Q_2 = 1.00 \text{ KN/m}^2$

2. *Calcul de la section d'acier longitudinale :*

$$Ast = \frac{Mu}{z_u \times \sigma_s}; \text{ Avec } z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha u) \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$AN: Ast = \frac{0.00904}{0.108(1 - 0.4 \times 0.070) \times \frac{400}{1.15}} = 2.47 \times 10^{-4} m^2$$

$$Ast = 2.47 cm^2 .$$

$$Ast = 4 HA 10 = 3.14 cm^2 /ml$$

## VI. Escalier

L'escalier est par définition une suite de marche qui sert à monter ou descendre d'un niveau. Le bâtiment comporte plusieurs escaliers, compte tenu de son usage et du fait qu'un escalier est nécessaire pour gravir les étages.

Notre étude porte sur un escalier droit, avec un palier de repos à l'intermédiaire, reliant les deux paillasse. L'ensemble des escaliers étant conçu selon le même modèle.

Le choix est motivé par les contraintes architecturales rencontrées (dimension de la cage d'escalier ; le confort recherché...)

- Dimension

Emmarchement :

- Pour les maisons individuelles, les normes imposent :  $E \geq 0.80 m$
- Pour les immeubles collectifs, les normes imposent :  $E \geq 1.20 m$  .

Nous adoptons :  $E = 2.5 m$

Giron : G ; distance horizontale entre deux nez de marches consécutives

Hauteur : h ; hauteur de la contre marche

Epaisseur : ep ; épaisseur de la paillasse

Hauteur : H ; hauteur de la volée

Désignation	Paillasse	Palier
Pu (KN/m <sup>2</sup> )	24.16	12.17
Pser (KN/m <sup>2</sup> )	17.62	8.74

Longueur : L ; longueur de la volée projetée

**Tableau** : 14 Evaluation des charges

### 1. Calcul de la paillasse

Etudes de différentes parties de l'escalier. Les résultats sont consignés au tableau suivant :

Tableau : 14 Récapitulatif des armatures longitudinales

Armatures longitudinales				
A'	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
0	11,30	2,173	10 HA12	10
Armatures de répartition				
Ar (cm <sup>2</sup> )			Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>3,02</b>			6HA8	20
Armatures sur appuis				
Aa (cm <sup>2</sup> )			Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
2,01			4HA8	20

2. *Calcul de la poutre palière : (les détails sont en annexes 4)*

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times f_{su}} = \frac{0.02017}{0.157 \times 347.83} = 3.683 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 3.68 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5 HA 10 = 3.93 cm<sup>2</sup>.

➤ Au niveau des appuis

$$A_s = \frac{Ma, \max}{Z \times f_{su}} = \frac{0.00403}{0.175 \times 347.83} = 6.584 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

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

Choix des armatures : **2HA 8 = 1.01 cm<sup>2</sup>**

## CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU ELECTRIQUE

### 1. Bilan de puissance

Dans toute conception d'un bâtiment, la notion d'éclairage et d'énergie est recommandée par l'hygiène du bâtiment.

Et aussi pour le bon fonctionnement de l'immeuble, l'électricité joue un rôle déterminant.

L'étude d'une installation basse tension doit être conduite dans le souci de permettre une bonne adoption aux besoins de l'utilisateur final et compte tenue de la contrainte essentielle du respect du budget.

Le critère final de la réussite d'une étude est donc le rapport performances/prix. Bien étendu, l'installation étudiée est conforme aux normes et règlements en vigueur afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens.

Le bâtiment soumis à notre étude est un hôtel R+5, avec 61 pièces.

Le bâtiment comportant des :

- Climatiseurs de 2.5 CV
- Réglettes de 1.2 m
- Prises 2P+T
- Stop lumineux
- Applique sanitaire
- Lustre
- Autres

Leurs caractéristiques électriques nous ont permis de faire un bilan de puissance globale en résumé sur le tableau ci-dessus.

Les détails de calcul sont donnés (en annexe IV)

Tableau 15 : Bilan de puissance

<b>Puissance apparente totale (kVA)</b>	<b>313,524</b>
<b>Majoration pour extension (10%)</b>	<b>344,876</b>
<b>Choix d'un groupe de puissance (kVA)</b>	<b>350</b>

Ainsi de ce bilan, nous avons déterminé une puissance apparente installée de **313.524KVA** qui nous permet de choisir un groupe électrogène adapté.

## 2. Choix du groupe électrogène :

Caractéristique : groupe de marque aggreko (C175-2825)

350 KVA/2480KW

400 V/50 HZ

A/4082A

## 3. Réseau informatique

L'immeuble sera équipé d'un réseau informatique. Les éléments seront de caractéristiques suivantes :

- Les câbles de connections sont de catégorie 6 ;
- Les prises informatiques sont de type RG 45 ;
- Les câbles et les prises sont protégés par des goulottes appropriées ;

Le nombre de prises informatiques est de 2 pour chaque bureau.

## CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU INTERIEUR FLUIDE

### I. Plomberie et installations sanitaires

#### 3. Généralités

Cette partie concerne très particulièrement la Plomberie et les équipements sanitaires. Les problèmes à résoudre portent d'une part sur l'alimentation en eau et d'autre part sur l'évacuation des eaux usées. Aussi, la préoccupation majeure est le confort des usagers en passant par des conditions hygiénique, technique et économique.

#### 4. Alimentation en eau du bâtiment

Le calcul de l'alimentation en eau du bâtiment est fait par une distribution basée sur les vitesses

##### a-Evaluation des débits à transporter

Nous avons au RDC, trois (3), salles d'eaux. A l'intérieur du Bâtiment on a aussi deux (2) salles d'eaux de l'exterieur. Le tableau ci-dessous donne les différents équipements et le débit à dimensionner.

Avec :

- ✓  $k$  : coefficient de simulation  $k = \frac{1}{\sqrt{x-1}}$
- ✓  $x$  = nombre de robinets
- ✓  $Q = kq_i$

Tableau 16 : Équipements sanitaires et débits

Niveaux	Équipements	Nombre de robinets	Débits de base (l/s)	Débit total (l/s)	Coefficient k	Débit Q	Diamètre intérieur
						(l/s)	(mm)
RDC	WC	5	0,12	0,60	0,33	0,3564	10
	Evier	2	0,1	0,2			10
	Lave mains	5	0,1	0,4			10
Total		12		1,02			
R+1	WC	10	0,12	1,42	0,37	0,33	10
	Lave mains	10	0,1	1,00			10
Total		20		2,42			
R+2 à R+5	WC	40	0,12	4,8	0,37	0,33	10
	Lave mains	40	0,1	4,00			10
Total		80		8,80			
Total du bâtiment		<b>112</b>		<b>12,24</b>	<b>1,07</b>	<b>1,22</b>	

#### b -Vérification de la pression de service

La pression de service se vérifie par la formule :  $P \geq 1,7h + A$  avec

- ✓ P = pression de service de la canalisation publique, elle est de 5,0 bars dans la zone ;
- ✓ h = hauteur au-dessus du sol de la voie publique du plancher du dernier étage alimenté dans notre cas, **h = 9,25m** ;
- ✓ A = hauteur d'eau variable avec l'équipement du dernier étage suivant qu'il possède :
  - Seulement des robinets de puisages : A = 10,00m
  - Des chauffe bains à accumulation : A = 12,00m
  - Des chauffe bains à gaz instantané ou des robinets de chasses pour WC  
A = 14,00m

La pression est donc  $1,7 \times h + A = 1,7 \times 9,25 + 14 = 29,725 \text{ MCE} < 35 \text{ MCE}$ . La pression de service peut alimenter le bâtiment.

### 3-Détermination du diamètre de la canalisation

#### a) Choix du diamètre

Les tuyaux en acier sont choisis et d'après la norme NF A 49-140 et 145, la conduite de diamètre 40-49 (mm) est retenu.

#### b) Vérification des vitesses

Le principe est que la limite de vitesse inférieure  $V_{\min}$  et la limite de vitesse supérieure  $W$  ne soient pas dépassées.

Par convention :

- ✓  $V_{\min} = 50\text{cm/s}$
- ✓  $W = (6,2d) \text{ cm/s}$  pour  $34\text{mm} \leq d \leq 40\text{mm}$ , nous avons  
 $W = 217\text{cm/s}$

La section  $S = \pi d^2/4 = 1256,64\text{mm}^2$

La vitesse  $V_1$  est donnée par  $V_1 = Q/S = 1,22 \times 10^{-3} / 1256,64 \times 10^{-6} = 0,9708\text{m/s}$

Vérification de  $V \leq V_1 \leq W \rightarrow 50\text{cm/s} \leq 97,08\text{cm/s} \leq 217\text{cm/s}$  OK !

#### 4. Évacuation des eaux usées

Les eaux à évacuer sont : les eaux pluviales (EP) et les eaux vannes (EV).

Pour ce qui est des eaux pluviales un système d'assainissement a été prévu par l'architecte. En effet il a été mis en place des descentes d'eau pluviales en PVC 125 ainsi que des réceptacles de ces eaux. Ceux-ci vont diriger les eaux vers un égout pluvial.

Quant aux eaux vannes, nous avons des WC, Evier et des laves mains. Il ne reste plus qu'à donner les diamètres et les diamètres des vidanges, des collecteurs, des chutes et des collecteurs principaux d'eaux usées.

Tableau 17 : Liste des appareils et des débits

Appareils	Nombre	Débits (l/s)	
		Nominal	total
WC	55	1,5	82,5
Evier	2	0,75	1,5
Lave mains	55	0,75	41,25
Total	112		125,25

#### 5- Dimensionnement du collecteur principal

##### a) Débit probable

Le calcul des débits des collecteurs principaux tient compte de la probabilité des simultanités de vidange. D'après la courbe donnant la relation entre les normes des appareils et les

coefficients de simultanités (Guide du constructeur en Bâtiment), Le coefficient de simultanéité est prise à **0,1** pour 41 appareils

Le débit probable est donc de :  $Q = 37.5 \times 0,1 = 375 \text{ l/s}$ .

#### b) Diamètre minimal

Les débits sont établis pour des tuyaux à moitié plein à partir du tableau calculé avec la formule de Bazin (Guide du constructeur en Bâtiment).

Pour une vitesse d'écoulement de **2 m/s** (pour éviter les dépôts solides) et une pente de **3%** il a été trouvé un diamètre de 129mm et proposé un **Ø140 en PVC**

#### c. Vidanges et collecteurs

Les diamètres des collecteurs sont fonctions de l'évacuation. Il a été opté pour une évacuation groupée des WC, Evier et Lave mains donc le diamètre minimum est de 30 mm et proposons des **Ø32 en PVC** tant pour les collecteurs que les vidanges.

#### d. Dimensionnement de la fosse septique

Ainsi l'ouvrage proposé et destiné au traitement des eaux usées au moyen de la digestion anaérobie des excréta. Les dispositions constructives prévoient : **une ou plusieurs fosses + un filtre bactérien + un regard de prélèvement.**

#### 6-Volume utile de la fosse septique

Le volume utile se calcul par la formule :  $V_u = NTA$

Avec :

- ✓ N = nombre de personnes permanentes estimé dans notre cas à **1135** ;
- ✓ T = période de vidange (estimée entre 02 et 03 ans) nous travaillons avec **3 ans** ;
- ✓ A = taux d'accumulation des boues (varie de 60 à 110 litres/usager/an) nous travaillons avec **60 litre/usager/an** compte tenu du fait que les usagers ne passent pas toutes les 24 heures dans les bureaux.

$$V_u = 1135 \times 3 \times 60 = 204300 \text{ litres} = 204.30 \text{ m}^3$$

#### a. Nombre de fosses à prendre en compte

La fosse a été subdivisée en 10 compartiments compte tenu de son volume assez élevé. Ainsi :

- ✓  $V_A = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 20430 \text{ litres (soit } 20.43 \text{ m}^3)$
- ✓  $V_B = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 20430 \text{ litres (soit } 20.43 \text{ m}^3)$
- ✓  $V_C = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 20430 \text{ litres (soit } 20.43 \text{ m}^3)$

- ✓  $V_D = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 122580$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_E = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 122580$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_F = 1/10 V_u = 0,1 \times 204300 = 20430$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_G = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 122580$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_H = 1/10V_u = 0.1 \times 204300 = 122580$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_I = 1/10 V_u = 0,1 \times 204300 = 20430$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )
- ✓  $V_J = 1/10 V_u = 0.1 \times 204300 = 122580$  litres (soit  $12,258\text{m}^3$ )

## b. Dimensions des fosses

Soit une hauteur de **2,00m**, nous allons déterminer la longueur et la largeur de chaque compartiment.

### 1. Fosse A et B

$H = 2,00$  ;  $S = 12,258 / 2,00 = 6.129 \text{ m}^2$  soit une section de  $2,10 \times 2,919$ . Et en définitive une fosse de **L = 2,919 m ; l = 2,10 m ; H = 2,00m**

## CHAPITRE 7 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL (EIES)

### I- GENERALITE

Dans tout projet de construction au Burkina Faso et partout ailleurs, la réalisation d'une étude d'impact environnemental et social est nécessaire, non seulement par ce que la loi l'exige mais c'est aussi l'un des critères fondamentaux de compétitivité d'un projet de développement. L'étude d'impact environnemental et social nous permet d'évaluer notamment les préjudices que notre projet va causer à l'environnement sans oublier le volet social qui comporte éventuellement des aspects positifs.

La présente étude s'articule sur trois étapes :

- La description de l'état initial du site du projet ;
- L'identification et évaluation des activités sources d'impacts environnementales et sociales ;
- Et les mesures d'atténuations.

### II- Description de l'état initial du site du projet

Le site du projet se situe dans un quartier en cours de densification. Concernant la flore, plus de 100 arbres et arbustes sont à abattre.

#### *1. Identification et évaluation des activités sources d'impacts environnementales et sociales*

L'identification et l'évaluation des activités sources d'impacts environnementales et sociales se fait en fonction des trois phases essentielles du projet : la phase pré exécution, exécution et la phase d'exploitation. De ce fait, cinq activités majeures ont été retenues et évalué.

Tableau 18: Activités sources d'impacts environnementales et sociales

PHASES	Activités sources d'impacts	Potentiels impacts
PRÉ EXECUTION	Recrutement de la main d'œuvre locale	Création d'emplois
	Installation du chantier	Pollution sonore, déboisement
EXECUTION	Déboisement, Terrassement	Modification des écosystèmes
	Production continue de poussières et de bruits pendant les travaux.	Apparition ou recrudescence d'affection ORL et ophtalmologiques
	Achats des matériels et matériaux	Croissance de l'économie locale
EXPLOITATION	Dégagement de gaz d'échappement des engins (CO <sub>2</sub> )	Pollution atmosphérique de la zone du projet
	Travaux d'entretien et réparation	Génération de déchets

#### a. Mesures d'atténuation

Pour remédier à ces dommages éventuels que le projet peut causer à l'environnement et à la société, nous avons prévu certaines mesures pouvant atténuer ces impacts négatifs.

- Planter une centaines d'arbres dans la zone du projet
- Etre en contact avec la population riveraine afin de prendre en compte leurs préoccupations ;
- Arroser chaque jour le chantier ;
- Recruter une main d'œuvre locale ;
- Utiliser des produits moins nocifs à l'environnement

## CHAPITRE 8 : DEVIS ESTMATIF ET QUANTITATIF

Le devis quantitatif comme son nom l'indique, fournis les quantités de matériaux nécessaires à la construction des ouvrages, alors que le devis estimatif permet d'avoir les prix des matériaux.

Les prix présentés dans ce document ci-dessous sont fournis par les gestionnaires administratifs du projet et les fournisseurs locaux.

Le montant global des gros œuvres TTC s'élève à 707 999 008.8, détaillé en corps d'état dans le tableau ci-dessous.

Tableau 19: Devis quantitatif- estimatif

	Désignation	Coût total (FCFA)
I	TERRASSEMENT	<b>4 555 759</b>
II	BETON ARMEE ET MACONNERIE	<b>330 532 905</b>
III	PEINTURE ET REVETEMENT	<b>63 288 400</b>
IV	MENUSERIE METALLIQUE ET BOIS	<b>25 033 000</b>
V	ELECTRICITE ET PLOMBERIE	<b>176 589 096</b>
TOTAL HT	599 999 160	
TVA (18%)	107 998 848	
TOTAL TTC	707 999 008	

## CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, il a été conçu, modélisé et dimensionné la structure et les fondations en béton armé d'un immeuble de cinq niveaux. La conception structurale du projet s'est basée sur le respect des règles d'art de la construction et des contraintes architecturales.

Pour le choix du plancher, le choix a porté sur les dalles nervurées classiques en béton armé et à hourdis (corps creux). Ce choix est dicté pour des résistances, d'économie, de facilité et de rapidité d'exécution.

Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assise  $\sigma_{sol} = 2$  bars et des charges appliquées, il a été retenu de passer en fondations superficielles (semelles isolés de 1.50 X1.50 m) avec un ancrage de 2,50m

Quelques éléments de la structure tels des poteaux, des semelles, des poutres, et une poutrelle ont été dimensionné manuellement. A cela un bilan de puissance a été effectuer et les résultats nous ont conduit à choir un groupe électrogène qui a une puissance supérieur à 350 KVA comme source de secours tout ceci nous ont amenés à mettre notre connaissance théorique a sa valeur pratique. Lors de la conception de ce bâtiment, des vrais problèmes sont rencontrés dont la résolution nécessite la prise en compte de plusieurs critères tels que le coût, la qualité, les délais, l'esthétique et les moyens d'exécution.

## BIBLIOGRAPHIE

BAEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites

2012

BETON ARME : Règle de base pour le dimensionnement des structures en BETON ARMEE

Pr Aadamah MESSAN

Guide du constructeur en Bâtiment

Edition 2004-205

R. ADRAIT, D. SOMMIER, JP. BATTAIL

Cours et TD de L3, Master1 et Master2 de 2iE

Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement

Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés

Jean PERCHAT, Jean ROUX ;

Mémoires de fin d'études anciens lauréats de 2iE

Guide de calcul en béton armé, édition. Fourcher, paris 1993

Jaques LAMIRAULT, Henri RENAUD

# ANNEXES

## ANNEXE 1 : PLAN ARCHITECTURAUX



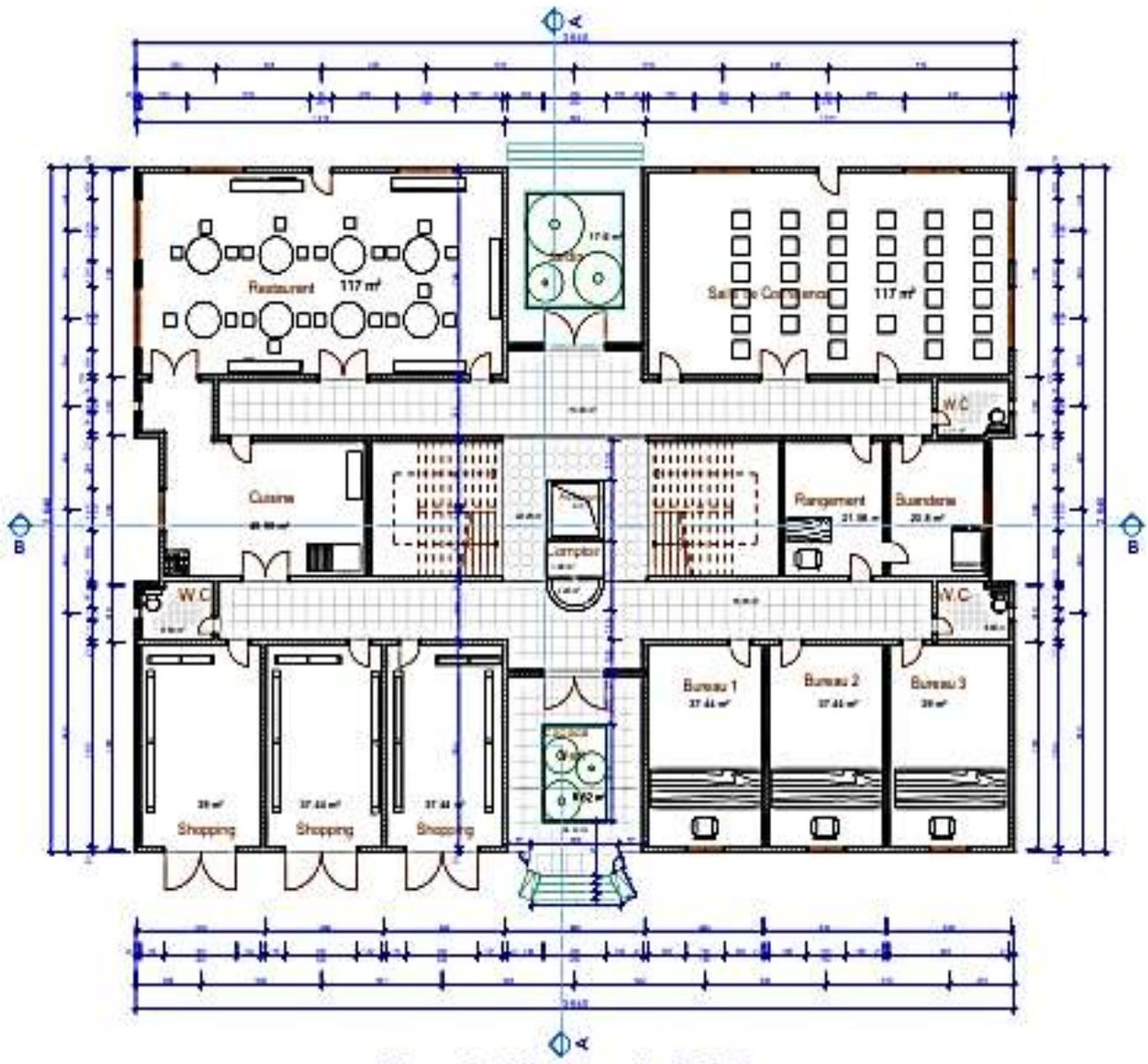




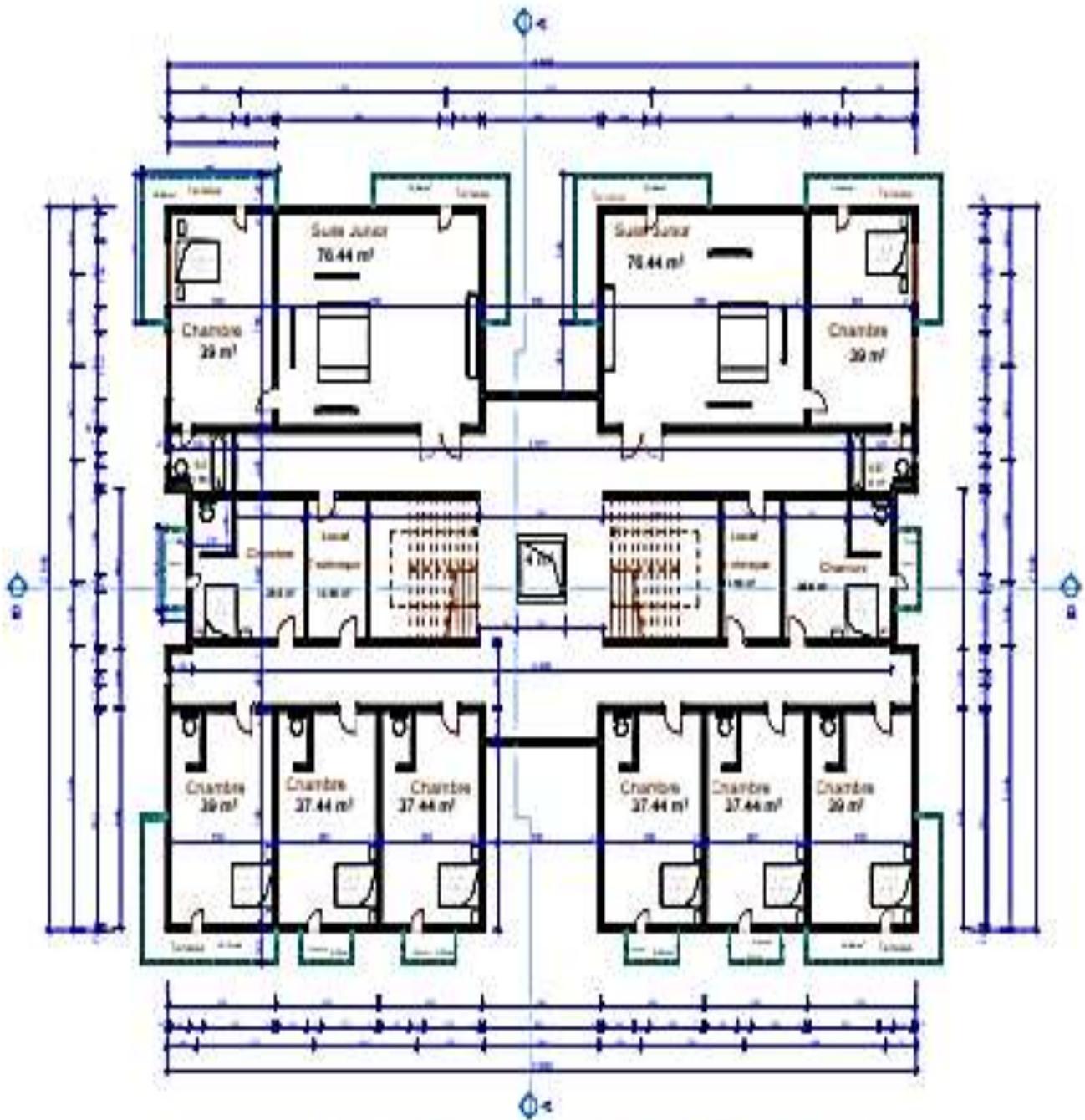




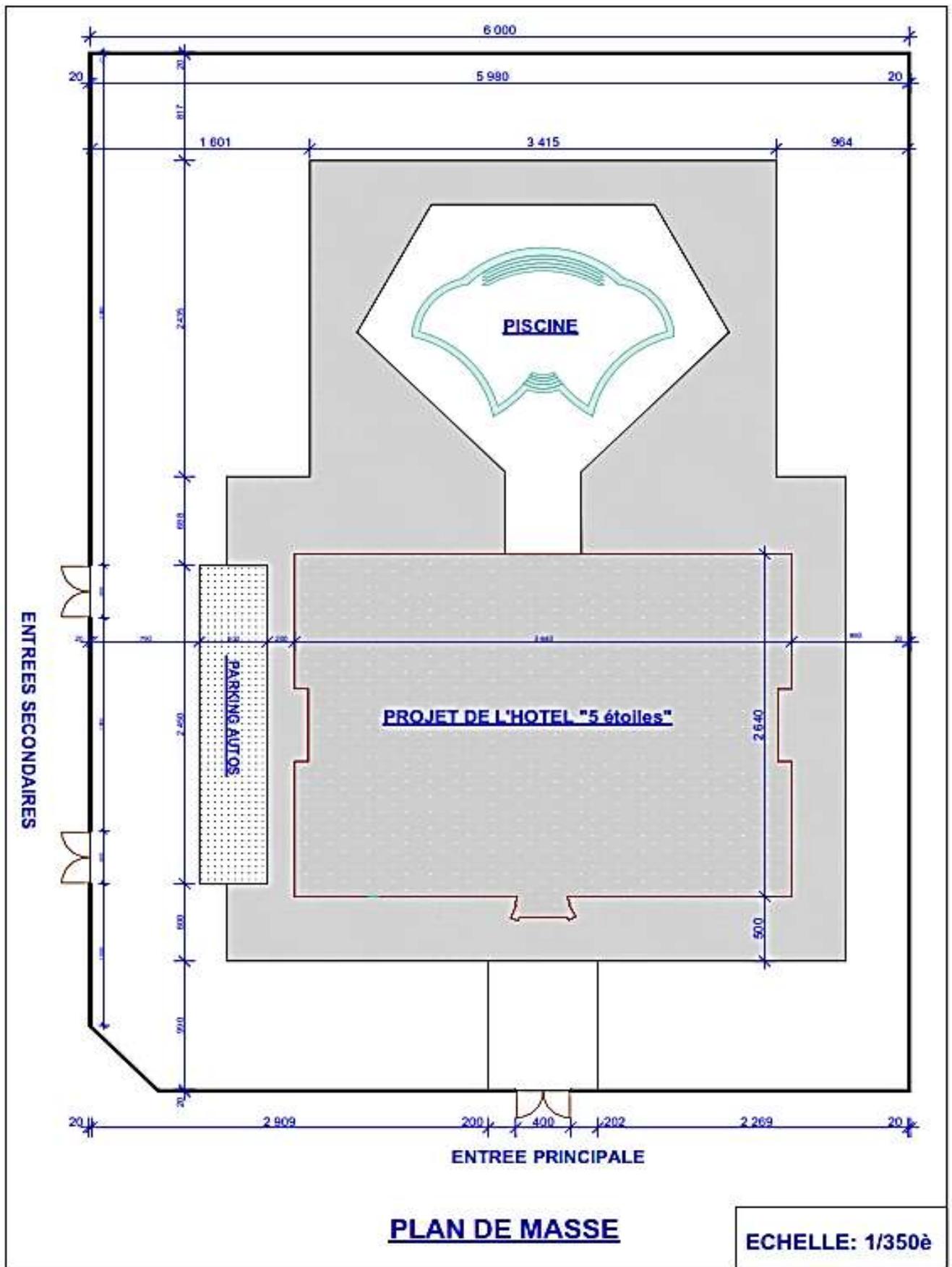




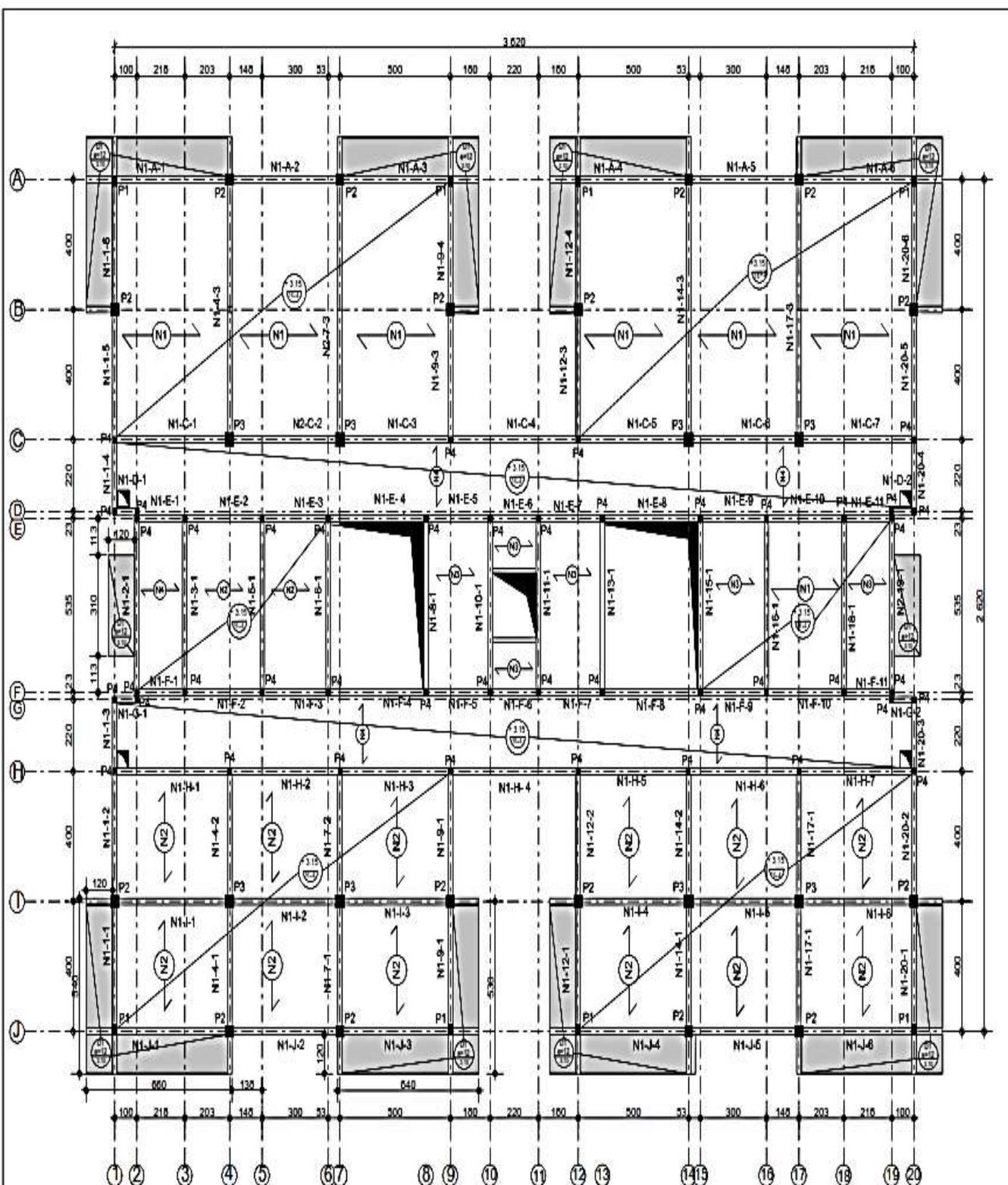
**Plan de Niveau du RDC**



**Plan de Niveau des Etages Courants**

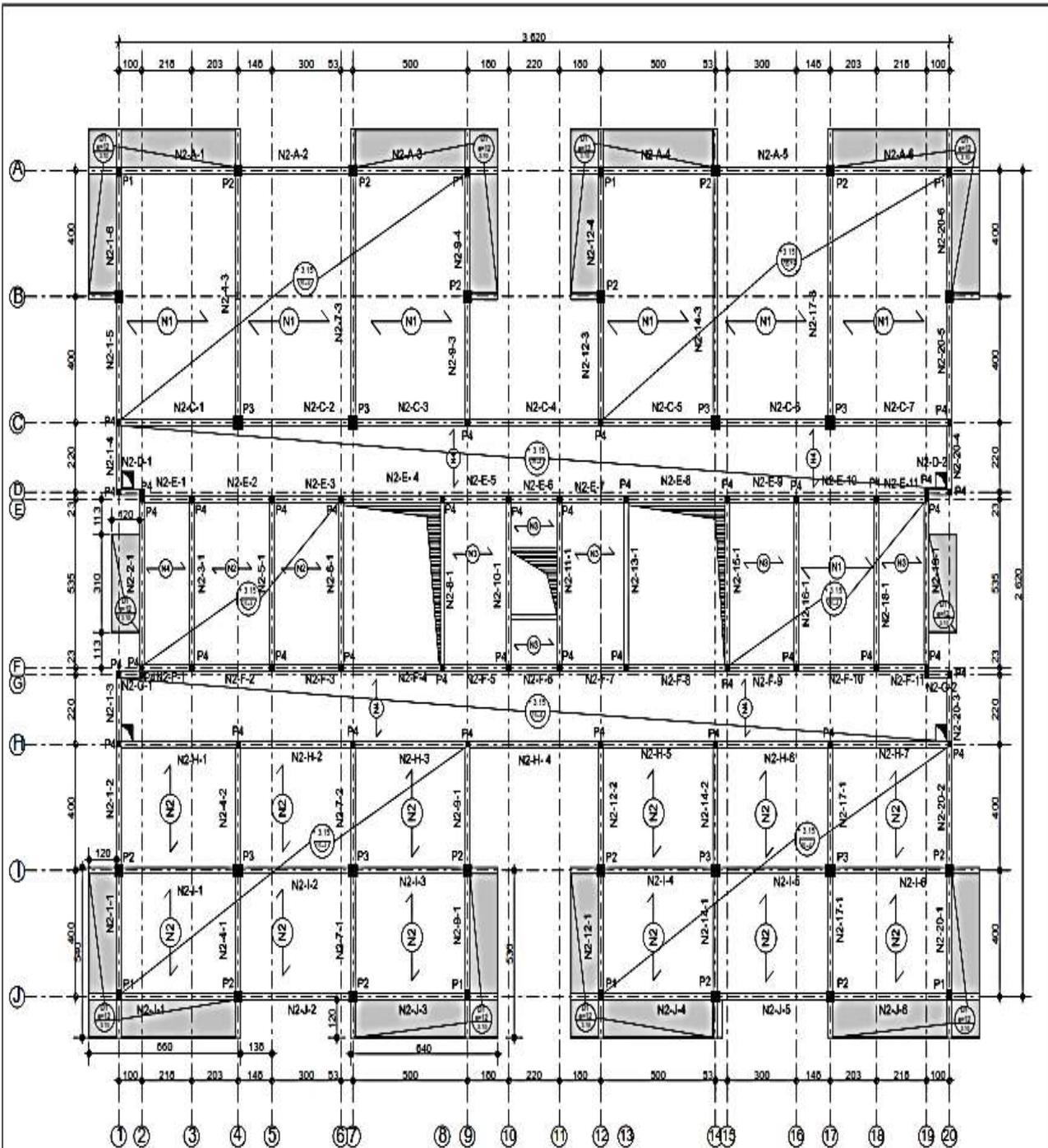


## **ANNEXE 2 : PLAN DES POUTRAISONS**



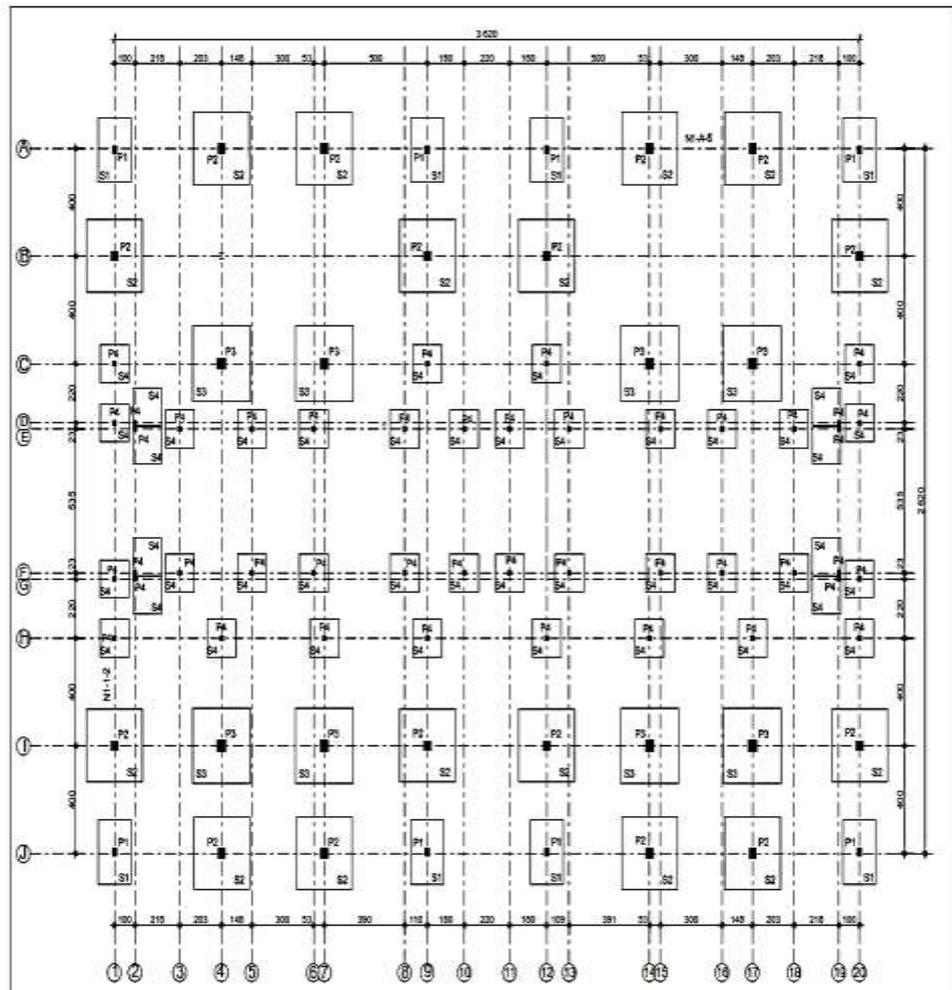
## Plan de coffrage du Plancher haut RDC

<p><u>Poutres</u></p> <p>N1-A-1</p> <p>N1 : Numéro Du Niveau d'étage</p> <p>A: Numéro de la poutre</p> <p>1: Numéro de la travée</p>	<p><u>Poteaux</u></p> <p>P1=30x20</p> <p>P2=35x35</p> <p>P3=40x40</p> <p>P4=20x20</p>	Projet de fin d'études	PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER
		MAHAMAT Nassour Chérif	HAUT RDC
		Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	Projet de construction de l'Hotel 5 "étoiles"
ECHELLE: 1/150			



## Plan de Poutraison des étages courants

<p><b>Poutres</b></p> <p>N2-A-1</p> <p>N2 : Numéro Du Niveau d'étage</p> <p>A: Numéro de la poutre</p> <p>1: Numéro de la travée</p>	<p><b>Poteaux</b></p> <p>P1=30x20</p> <p>P2=35x35</p> <p>P3=40x40</p> <p>P4=20x20</p>	<p>Projet de fin d'études</p> <p>MAHAMAT Nassour Chérif</p> <p>Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement</p>	<p>PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER</p> <p>DES ETAGES COURANTS</p> <p>Projet de construction de l'Hotel 5 "étoiles"</p>	<p>ECHELLE: 1/150</p>
--	---	---	---	-----------------------



### Plan de Fondation

<b>Colonnes</b>	<b>Semelles</b>	Projet de fin d'études	PLAN DE FONDATION	ECHELLE: 1/150
P1=30x20 P2=35x35 P3=40x40 P4=20x20	S1=240x160 S2=270x270 S3=280x280 S4=140x140	MAHAMAT Nassour Chérif		
		Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	Projet de construction de l'Hotel 5 "étoiles"	

### **ANNEXE 3 : DETAILS DE LA DESCENTE DES CHARGES**

## I. Descente de charges sur poteaux :

La descente de charge est le chemin suivi par les différents actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leurs transmissions au sol. On effectuera la descente de charge sur les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes. Nous avons trois (3) types de poteau à étudier :

- Poteau d'angle
- Poteau de rive
- Poteau central

La descente de charges représentée ci-dessous a été effectuée manuellement afin de ressortir la charge permanente (G) et la charges d'exploitation (Q) (voir le plan de coffrage du rez-de-chaussée, pour la position du poteau).

- Charges permanentes (G)

Comme son nom l'indique, ces charges ne varient pas pratiquement dans le temps. Elles résultent principalement des poids propres des différents éléments :

Le poids propre du plancher

Poids propre du poteau

La part de cloison répartie qui lui revient

Le poids du balcon agissant sur le poteau

Les éléments secondaires (acrotère, escalier...)

- Charges d'exploitations (Q)

Ces types de charges sont variables dans le temps et sont liée aux conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique alors, pour leurs déterminations la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les surcharges différentes dans les logements de 10% par étage jusqu'à 50 %, sauf pour le dernier et l'avant dernier niveau.

- Loi de dégression

$$NQ = (Q_0 + \eta Q) \times S_i$$

Tableau 20: la loi de la dégression des charges

Sous la Terrasse..... $Q_0$	$Q_0$
Sous le dernier étage..... $Q$	$Q_0+Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.9Q$	$Q_0+Q+0.9Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.8Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.7Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.6Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$
Sous étage intermédiaire..... $0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$
Sous étage inférieur..... $0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q$

$$Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

Tableau 21: Calcul des surfaces revenant à chaque poteau

Poteaux	Surface en (m <sup>2</sup> )
Angle	11.47
Rive	22.11
Centrale	24.78

### 1. Poteau d'angle (P - 1)

Surface d'influence du poteau se compose comme suit :

Avec :

$$S_0 = S_1 + S_2$$

- {  $S_1$  ( Surface d'influence au niveau de la suite)
- {  $S_2$  (Surface d'influence au niveau du Balcon)

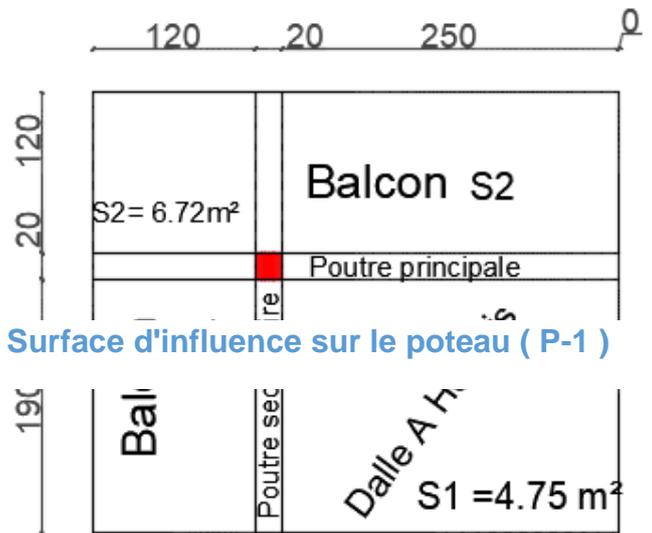


Figure 7 : Surface d'influence sur le poteau ( P-1 )

$$\begin{cases} S_1 = (2.5 \times 1.9) = 4.75 \text{ m}^2 \\ S_2 = (1.2 \times 2.5) + (1.2 \times 1.2) + (1.2 \times 1.9) = 6.72 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_0 = 4.75 \text{ m}^2 + 6.72 \text{ m}^2 = 11.47 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc la surface } S_0 = 11.47 \text{ m}^2$$

Tableau 22: descente des charges sur le poteau (p1)

Niveau	Désignations	Surface (m <sup>2</sup> )	Charges surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Sommes G (KN)	Sommes Q (KN)
<b>Terrasse Non Accessible</b>	Acrotère	0,44	20	42	4,75
	Plancher Terrasse	4,75	5,6		
	Poutre Principale	0,5	7,5		
	Poutre Secondaire	0,38	7,5		
<b>Total (Terrasse inaccessible)</b>				42	4.75
<b>Etage courant</b>					
<b>Etage courant</b>	Plancher étage courant	4,75	5,38	95,311	35,395
	Dalle du Balcon	6,72	3,8		
	Poutre Principale continue	0,74	7,5		
	Poutre secondaire continue	0,62	7,5		
	Mur extérieur	13,2	2,35		
	Poids propre du poteau	0,04	75		
<b>Total (Etage courant)</b>				95.311	35.395
<b>Rez de chaussée</b>					
<b>RDC</b>	Dallage du RDC	4,75	3,8	63,41	11,875
	Mur extérieur	17,6	2,35		
	Poids propre du poteau	0,04	100		
<b>Total (Rez de chaussée)</b>				63.41	11.875
<b>Fondation</b>					
<b>Fondation</b>	Longrine principale	0,5	7,5	10,50625	0
	Longrine secondaire	0,38	7,5		
	Poids du poteau amorce	0,0625	62,5		
<b>Total (Fondation)</b>				<b>10,50625</b>	<b>0,00</b>

<b>Charges permanentes</b>	<b>G=547.11125 (KN)</b>
<b>Charges d'exploitations</b>	<b>Q=146.3875 (KN)</b>

a. *Coffrage du poteau d'angle (P1)*

Les dimensions données lors du pré dimensionnement étaient fonction de la hauteur du bâtiment, après une descente de charge effectuée sur chaque élément porteur, on a reçu un effort normal qui va nous définir la section minimale nécessaire pour chaque poteau.

➤ Hypothèse :

L'une des dimensions du poteau d'angle est fixée à 20 cm, car le poteau supporte une poutre de 20 cm de largeur.

Pour des raisons constructives, on cherche à éviter les débords (corniches) au niveau du poteau d'angle. Afin que la portique poutre-poteau soit de la même inertie.

- La section du poteau doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA-99 (Article :7.4.1)

En zone III les dimensions doivent satisfaites les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{ht}{20} \\ \frac{1}{4} \leq a/b \leq 4 \end{cases}$$

On fixe l'élanement mécanique :  $\lambda = 35$ , Pour que toute les armatures participent à la résistance.

Dans ce cas :  $\beta = 1.20$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Asc \times fe}{\gamma s} \right]$$

Avec :

Asc : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul pour équilibrer Nu,

Br : la section réduite du poteau (pour tenir compte de la stabilité à défaut d'exécution), elle est obtenue par déduction d'une bande de largeur de 1 cm à la périphérie de sa section réelle.

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

Nu : l'effort normale agissant sur le poteau

$fc28$  : *resistance à la compression du béton = 25 Mpa*

$\gamma s = 1.15$ , *est le coefficient de securité de l'acier*

$\gamma b = 1.5$ , *est coefficient de securité du béton*

$fe 400$  : *limite de l'elasticité de l'acier utilisé*

$\alpha$ : *coefficient dépendant de l'elancement mécanique ( $\lambda$ ) des poteaux qui prend la valeur*

$$\begin{cases} \alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \end{cases}$$

On dimensionne le poteau de telle sorte que

$$\frac{As}{Br} = 0.9\% \times B \dots \dots \dots (\text{RPA art 7.4.2.1})$$

Après déduction, La formule de l'effort normale ultime nous donne :

$$Br \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\left(\frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times fed\right)}$$

Avec :

$\begin{cases} K = 1.1, \text{ si plus de la moitié des charge est appliquée avant 90 jrs} \\ K = 1.2, \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jrs} \end{cases}$

$\beta = 1.2$ , car l'elancement participant

$$fbu = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}, \text{ Avec } \theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

L'effort normale ultime : Nu

Dans les bâtiments composant des travées solidaires, il convient de majorer les charges comme suit :

De 15%, si le poteau est plus d'une fois voisin du poteau de rive

De 10%, si le poteau est une fois voisin du poteau de rive

$$Nu = Pu \times 1.15$$

$$Nu = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \quad \rightarrow \quad Nu = 1.15 \times (1.35 \times 547.11125 + 1.5 \times 146.3875)$$

$$Nu = 1101.91 \text{ KN}$$

$$AN: \quad Br \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\left(\frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times fed\right)} \quad \rightarrow \quad Br \geq \frac{1.1 \times 1.2 \times 1.10191}{\left(\frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times 400\right)}$$

$$Br \geq 0.077639 \text{ m}^2$$

De la section réduite du béton (Br) et avec le coté (b) de notre section du poteau, on peut tirer le coté (a).

$$Br \geq (a - 2)(b - 2)$$

$$\frac{Br}{(b-2)} + 2 \geq a \quad \rightarrow \quad a \leq \frac{Br}{(b-2)} + 2$$

$$AN: a \leq \frac{776.39}{20-2} + 2 \quad \rightarrow \quad a \leq 37.29$$

Donc on choisit :  $a = 30 \text{ cm}$  et le coffrage devient :  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérification :

- Au flambement :

$$\left( \lambda = \frac{L_f}{i} \right)$$

- ✓  $L_f$  : Longueur du flambement, égale à  $l_0$  pour les poteaux de bâtiments, on suppose articulé à leurs extrémités (BAEL 91, article B.8.3.2)
- ✓  $L_0$  : hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successifs. ( $L_0 = 4.20\text{m}$ )
- ✓  $i$  : Rayon de giration, Avec ( $a$  et  $b$ ) dimensions de la section du poteau dans la direction de la déformation la plus contraignante.

$$AN: \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 4.20 \times \sqrt{12}}{0.3} = 33.94 < 35 \quad \text{condition vérifié}$$

- Aux conditions de coffrage :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{ht}{20} \\ \frac{1}{4} \leq a/b \leq 4 \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} & \text{ok} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{ht}{20} = \frac{420}{20} = 21 & \text{ok} \\ \frac{1}{4} \leq a/b \leq 4 \quad 0.25 \leq \frac{20}{30} \leq 4 & \text{ok} \end{cases}$$

**Conclusion** : toutes les conditions sont vérifiées, donc la section du poteau d'angle retenue est :

$$P1 = (20 \times 30) \text{ cm.}$$

On décide de corriger l'effort normale ultime agissant sur ce poteau, avec l'effort crée par cette nouvelle section.

$$Pu = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q)$$

$$Pu = [1.35 \times 547.11125 - (18.90625) + (26.5)] + [1.5 \times 146.3875]$$

$$P = 968.433 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.15 \times Pu \Rightarrow Nu = 1113.69795 \text{ KN}$$

$$Nu = 1113.70 \text{ KN}$$

Tableau 23 : section des poteaux

poteau	Poteau d'angle (P1)	Poteau de rive (P,2)	Poteau centrale (p3)
Section (cm <sup>2</sup> )	20 × 30	35 × 35	40 × 40

## II. Descente des charges de l'escalier :

### 1. Evaluation des charges permanentes (G)

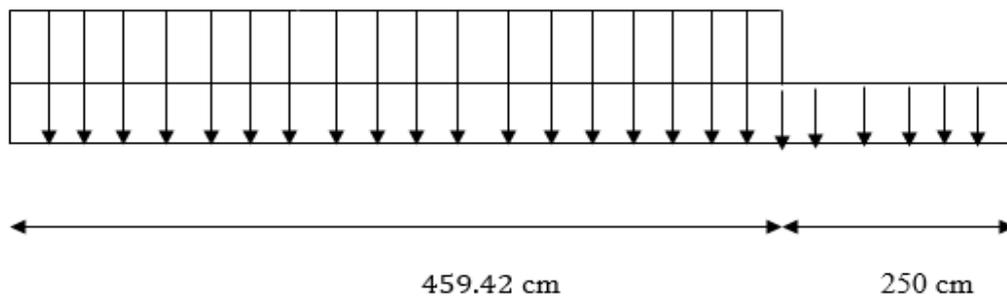


Figure 8 : schéma mécanique de l'escalier

Le calcul de l'escalier se fait sur une bande de 1 m

### Charges et surcharges supporté par l'escalier

**Tableau24 : descente de charge de la paillasse :**

Elément	Epaisseur <i>e</i> (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	formules	G (en KN/m <sup>2</sup> )
Pp de la paillasse	0.20	25	$\frac{\gamma \times e}{\cos\alpha}$	5.52
Carrelage horizontal	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Carrelage vertical	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Marches	0.32	25	$\frac{\gamma \times h}{2}$	4.00
<b>TOTAL</b>				11.12

**Tableau 25 : tableau de la descente de Charge du palier de repos**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	formules	G(en KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Dalle pleine	0.20	25	$\gamma \times e$	5.00
Enduit	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
<b>Total</b>				6.24

D

Charges d'exploitations (Q) :

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normale d'occupation. (Normes NF P 06-001).

- Escalier : .....2.5KN/m<sup>2</sup>

Tableau 26 : descente des charges sur l'escalier

Désignation	Charges en (KN/m <sup>2</sup> )
Palier de repos	6.24
Paillasse	11.2

#### ANNEXE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURES

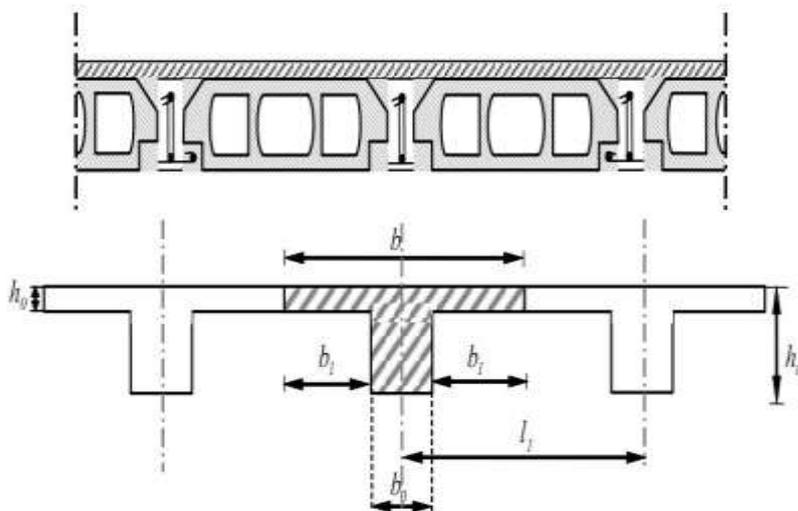
##### I. Plancher (dalle à corps creux)

Nous allons déterminer la largeur des hourdis que nous mettrons en place. Pour cela nous allons pré-dimensionner les hourdis du plancher.

##### 1. Pré dimensionnement de la section de la poutrelle :

Calcul de la largeur de la table(b) de la poutrelle :

Figure 9: schéma de la poutrelle



Un plancher à corps creux  $\rightarrow ht = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Le calcul de la largeur  $b$  se fait à partir des conditions suivantes :

- Dimensions des hourdis 16 X 20 X 50)

$$b_1 \leq \min (l/2 ; 1l/10 ; 8 X h_0)$$

Avec

$$\begin{cases} l : \text{distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. } (l = 50 - 12 = 38 \text{ cm}) \\ L : \text{longueur de la travée. } (L = 500 \text{ cm}) \\ b_0 : \text{largeur de la nervure. } (b_0 = 12 \text{ cm}) \\ h_0 : \text{épaisseur de la dalle de compression } (h_0 = 4 \text{ cm}) \end{cases}$$

$$b_1 \leq \min (19 ; 30.5 ; 32) \text{ cm}$$

$$b_1 = 19 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 \text{ AN: } b = 2 \times 19 + 12 = 50 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

- **Dimensions**

La hauteur de la poutrelle est de ..... $h = 20 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 4 \text{ cm}$

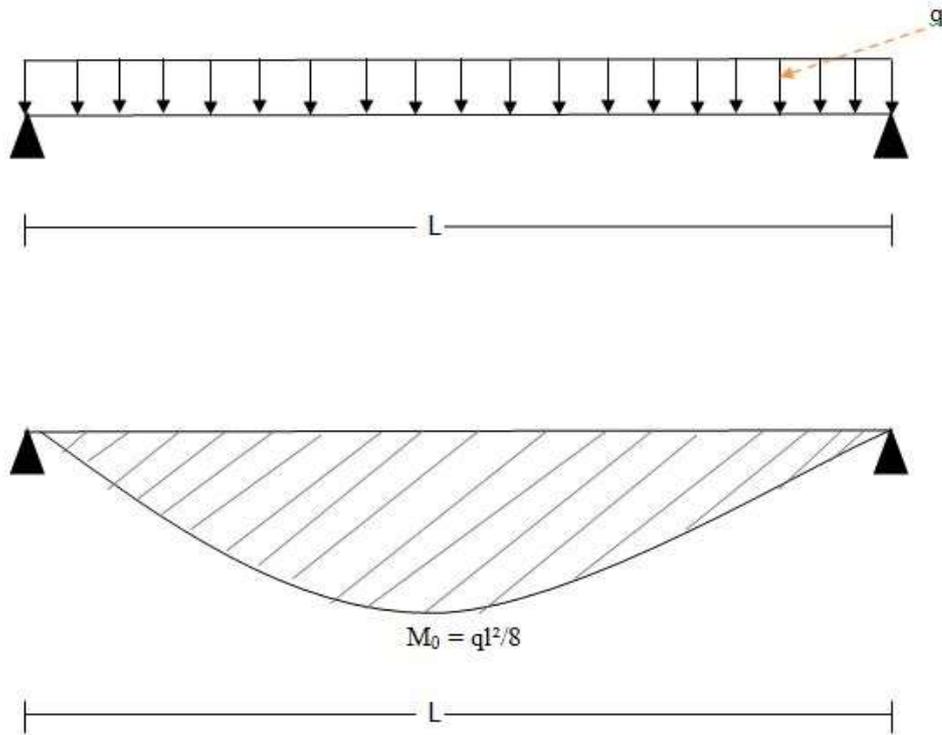
La largeur de la nervure .....  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage ..... $c = 2.5 \text{ cm}$

La hauteur utile ..... $d = (h - c) = 18 \text{ cm}$

La largeur de la table.....  $b = 50 \text{ cm}$

Figure 10 : schéma mécanique de la poutrelle



## 2. Hypothèse de calcul

Règlement utilisés sauf indication contraire, tous les dimensionnements sont menés avec le **BAEL 91 modifié 99**.

Résistance caractéristique du béton  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Limite d'élasticité garantie Fe 400 MPa

Charges permanente sur le plancher :  $G = 5.60 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul à l'ELU

- Charges permanente :  $G = 5.60 \times 0.5 = 2.8 \text{ KN/m}$

$G = 2.8 \text{ KN/m}$

- Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN/m}$

$Q = 0.5 \text{ KN/m}$

#### 4. Calcul des sollicitations :

$$Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \Rightarrow \quad Pu = 1.35 \times 2.8 + 1.5 \times 0.5 = 4.53 \text{ KN/m}$$

#### ❖ En travée

- Calcul des moments isostatiques

$$M = \frac{Pu \times l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M = \frac{4.53 \times 5^2}{8} = 14.156$$

$$M = 14.16 \text{ KN.m} = 0.01416 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment sollicitant

$$Mu = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right); \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$Mu = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 0.5 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.0453 \text{ MN.m}$$

donc  $M < Mu$  cela prouve que la table est surabondante sur une partie ou elle est comprimée. Dans ce cas la section est en Te, et elle est calculée comme une section rectangulaire

On considère notre section (section en Te) Et le calcul de la poutrelle se fait comme une poutre rectangulaire de section :  $b \times h$ .

- Calcul du moment réduit :  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \cong 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{0.01416}{0.5 \times 0.18^2 \times 14.20} = 0.0615$$

$$\mu_u = 0.0615$$

- Vérifions la nécessité d'armature comprimé

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha(1 - 0.4 \alpha) \quad \Rightarrow \quad \mu_l = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_e}$$

$$\text{pour Fe 400} \quad \Rightarrow \quad \mu_l = 0.392$$

$$\mu, u < \mu, l \quad \Leftrightarrow \quad 0.0615 < 0.392 \quad \text{donc pas d'acier comprimé.}$$

- Calcul de la section d'acier tendu :

$$A_{st} = \frac{Mu}{z_u \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha u) \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{On a : } \alpha u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu, u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0615}) = 0.079$$

$$AN: A_{st} = \frac{0.01416}{0.18(1 - 0.4 \times 0.079) \times \frac{400}{1.15}} = 2.3354 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2.34 \text{ cm}^2 .$$

#### 5. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft_{28}}{f_e}; \quad \text{Avec } ft_{28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.5 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.08675 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \Leftrightarrow \quad 2.34 > 1.087 \quad \text{condition vérifié}$$

- Choix des armatures :

$$A = 3 \text{ HA } 14 = 2.36 \text{ cm}^2$$

#### 6. Vérification à l'ELS

$$\text{Charges permanente : } G = 5.60 \times 0.5 = 2.8 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{❖ Charges d'exploitations : } Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.5 \text{ KN/m}$$

#### 7. Calcul des sollicitations :

$$P_{ser} = G + Q \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 2.8 + 0.5 = 3.3 \text{ KN/m}$$

- ❖ Sur la travée

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{0.003 \times 5^2}{8} = 0.01031 \text{ MN}$$

$$\alpha u \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + 0.01 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{14.16}{10.31} = 1.37$$

$$\alpha u \leq \frac{(1.37 - 1)}{2} + 0.01 \times 2.1 = 0.413$$

$$\alpha u = 0.079 < 0.413 \text{ donc condition vérifiée!}$$

Nous nous dispenserons de la vérification à l'ELS

#### 8. Position de l'axe neutre :

$$St = St_{bc} + St_{st}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} St_{bc} = (bho) \times \frac{ho}{2} = \frac{1}{2} b \times ho^2 \\ St_{st} = -n \times Ast(d - ho) \end{cases}$$

$$St = \frac{1}{2} b \times ho^2 - n \times Ast(d - ho)$$

$$AN: St = \frac{50}{2} \times 4^2 - (15 \times 2.36 \times (18 - 4)) = 400 - 496.5 < 0$$

$St < 0$ , d'où l'axe neutre se trouve dans la nervure

- Déterminations de  $Y_{ser}$  et  $I_{ser}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + nA'(y - c') - nA(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } b = 50 \text{ cm; } n = 15; A' = 0; A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$25 y^2 + 15 \times (0) \times (y - c') - 15 \times (0) \times (18 - y)$$

$$25y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \quad (1)$$

Le système devient une équation à deux inconnues

Après résolution :  $y = 4.389 \cong 4.40 \text{ cm}$

alors  $y = 4.40 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$  de dalle de compression

donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$I_G = \frac{1}{3} \times b \times y^3 - (b - b_0) \times \left[ \frac{(y - h_0)}{3} \right] + nA_s t (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{50}{3} \times (4.40)^3 - (50 - 12) \times \left[ \frac{(4.40 - 4)}{3} \right] + 15 \times 2.36 (18 - 4.4)^2$$

$$I_G = \frac{4259.2}{3} - 5.067 + 6547.584 = 7962.25 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 7962.25 \text{ cm}^4$$

#### 9. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y_{ser} ; \quad \text{avec } y_{ser} \leq \overrightarrow{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$AN: \sigma_{bc} = \frac{10.31 \times 4400}{7962.25} = 5.697 \cong 5.70 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } y_{ser} \leq \overrightarrow{\sigma_{bc}} \quad \Leftrightarrow \quad 5.70 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} ; \text{ condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu.

$$\sigma_{ST} = n \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I_{ser}} \leq \overrightarrow{\sigma_{ST}} \quad \text{Avec : } \overrightarrow{\sigma_{ST}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$AN: \sigma_{ST} = 15 \times \frac{10.31 \times (18 - 4.40) \times 10^3}{7962.25} = 264.15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{ST} < \overrightarrow{\sigma_{ST}} \quad \Leftrightarrow \quad 264.15 \text{ Mpa} < 347.83 \text{ Mpa} ; \text{ condition vérifiée}$$

Pas de limitation de contrainte, car la fissuration est peu préjudiciable.

- Vérification au cisaillement :

La vérification se fait à partir de :  $\tau_u$  et  $\tau_{ulim}$  avec  $\tau_u \leq \tau_{ulim}$

$\tau_{ulim}$  : se calcul en fonction des types de fissurations

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

$$T_u = V_u = \frac{P_u \times l}{2} ; \text{ quelque soit le type de fissuration. avec } P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q.$$

$$T_u = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{4.53 \times 5}{2} = 11.33 \text{ KN}$$

$$AN: \tau_u = \frac{11.33}{50 \times 18} = 0.0125 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Armature droite** ( $\alpha = \frac{\pi}{2}$ ):

- Fissuration préjudiciable ou (très préjudiciable) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA \right\}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.10 \times 25; 4MPA\} = 2.5 MPA$$

*donc*  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \leftrightarrow 0.0125 < 2.5$  *condition toujours vérifiée!*

- **Armature incliné** ( $\alpha = \frac{\pi}{4}$ ):

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.27 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPA \right\}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.18 \times 25; 7MPA\} = 4.5 MPA$$

*donc*  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \leftrightarrow 0.0125 < 4.5$  *toutes les conditions sont vérifiées!*

#### 10. Armatures transversales : $\phi t$

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left( \frac{20}{35}; 1.00; \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min(0.571; 1.00; 1.2)$$

$$\phi t \leq 0.571 \text{ cm}$$

*donc*  $\phi t \leq 6 \text{ mm}$  *d'ou nous prenons un*  $\phi t = 8 \text{ mm}$ .

#### 11. Calcul de l'espacement (st) :

- En zone nodale :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{lmin}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$AN: st \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm}\right) = 5 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives, on retient 10 cm d'espacement.

- En zone courante :

$$st \leq \frac{h}{2} = \frac{20 \text{ cm}}{2} \Rightarrow st = 10 \text{ cm}$$

### 12. Condition de non fragilité :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times st} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right)$$

Avec  $At$ : est la section d'armature transversale d'un cours en  $\text{cm}^2$ , coupé par un plan horizontal.

$$At = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$AN: \frac{1.00 \times 400}{12 \times 10} \geq \max\left(\frac{0.0125}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\text{Mpa} > \max(0.00625; 0.4) \text{ Mpa}, \text{ condition vérifiée}$$

### 13. Vérification au glissement :

En appui :

$$Vu = -\frac{Mu}{0.9 \times d} \leq 0 \text{ Avec } \begin{cases} Vu = \frac{Pu \times l}{2} = 11.33 \text{ kN} \\ Mu = \frac{Pu \times l^2}{8} = 14.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V = -\frac{14.16}{0.9 \times 0.18} = -87.40 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux des appuis.

### 14. Vérification de la flèche :

$$f < f_{admissible}. \text{ avec } f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc on a : } L = 5 \text{ m} \Rightarrow f_{admissible} = \frac{500}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 1 \text{ cm}$$

- Calcul de :  $f$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

$$AN; I_0 = \frac{0.5 \times 0.20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \left( \frac{0.20}{2} - 0.02 \right)^2 = 3.5598 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_0 = 3.56 \times 10^{-4} m^4$$

- Calcul de  $\lambda i$

$$\lambda i = \frac{0.05 \times ft28}{\varphi \times \left( 2 + 3 \times \frac{bo}{b} \right)}; \quad \varphi = \frac{Ast}{bo \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.0109$$

$$AN: \lambda i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109 \times \left( 2 + 3 \times \frac{0.12}{0.5} \right)} = 3.54$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \varphi \times os + ft28} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 348.83 + 2.1} = 0.787$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu} \Rightarrow AN: I_{fi} = \frac{1.1 \times 3.56 \times 10^{-4}}{1 + 3.54 \times 0.79} = 1.031 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{fi} = 1.031 \times 10^{-4} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{Mser}{Ei \times I_{fi}}; \text{ Avec } Ei = 11000 \times (fcj)^{1/3} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$AN: \frac{1}{\gamma} = \frac{Mser}{Ei \times I_{fi}} = \frac{0.01031}{32164.2 \times 1.031 \times 10^{-4}} = 3.10 \times 10^{-3} \times m^{-1}$$

$$\text{Donc la flèche devient : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{5^2}{10} \times 3.10 \times 10^{-3} m$$

$$f = 7.77 \times 10^{-3}$$

la flèche :  $f < f_{admissible} \Leftrightarrow 0.007726 < 0.01$ ; condition vérifié!

Tableau 12 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Poutrelle	Armatures Longitudinale (cm <sup>2</sup> )		Choix d'aciers	Armature Transversale (At)	Espacement (T.S)
	Ast calculé	Ast choisie			
	Travée	Travée			
N1	2,34 cm <sup>2</sup>	2,36 cm <sup>2</sup>	3 H A 10	∅ 8	(15 x 15 ) cm <sup>2</sup>

### 15. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

{ 20 cm , dans le sens parallèle aux poutrelles.  
 { 30 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$Si: \begin{cases} 50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} & \Rightarrow A1 = \frac{4 \times L1}{fe} \\ L1 \leq 50 \text{ cm} & \Rightarrow A2 = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad BEAL 91$$

Avec :

- L1 : Distance entre axes des poutrelles (L1=50 cm)
- A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$AN: A1 = \frac{4 \times 50}{400} = 0.5 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on obtient :  $A1 = 0.5 \text{ cm}^2/ml$

- Choix des aciers :

$$On \text{ prend : } 5 \times \emptyset HA 6 = 1.41 \text{ cm}^2/ml$$

- Espacement :  $St$  :

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

On prend :  $St : 20 \text{ cm}$ .

### 16. Armatures de répartitions :

$$A2 = \frac{A1}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des aciers :

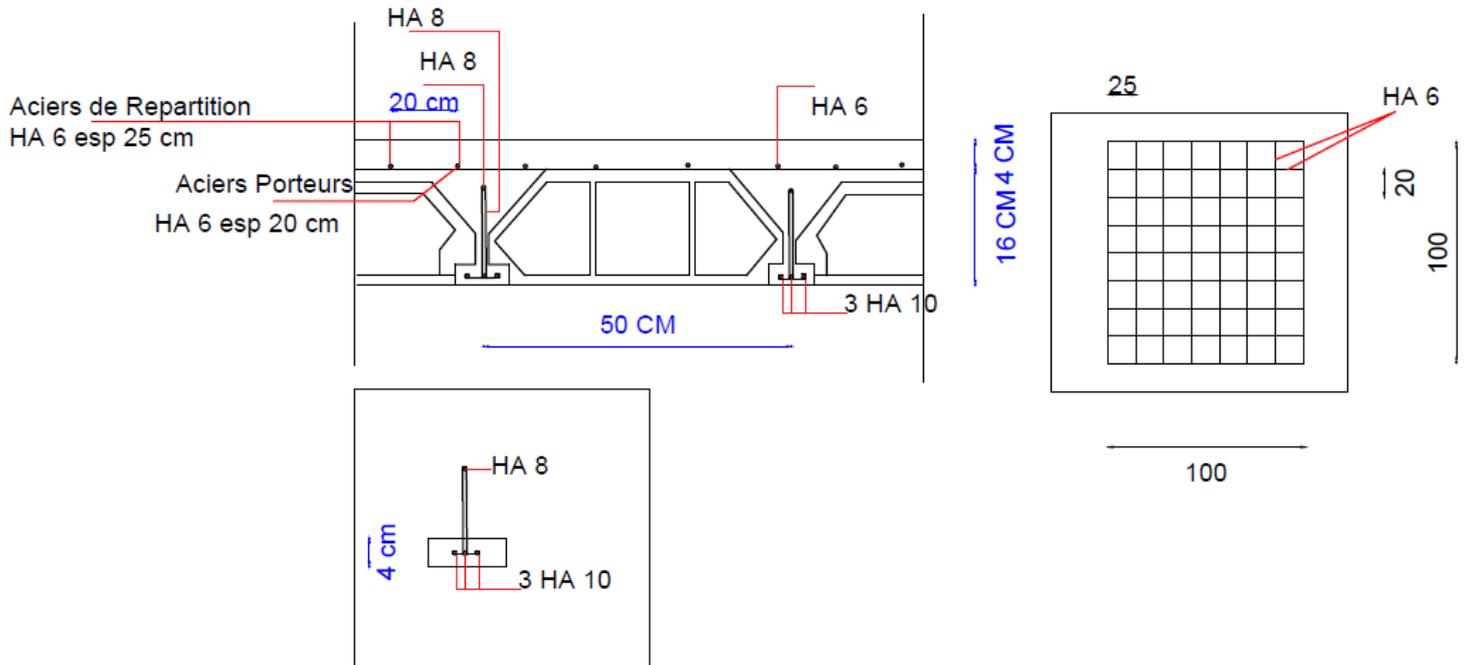
On prend :  $3 \times \emptyset HA 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Espacement :  $St$  :

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

On prend :  $St$  : 25 cm.

Figure 11: Plancher à corps creux



Ferraillage du plancher à corps creux (16+4)

## IV. Poutre Continue

### 1. Méthode de résolution

La méthode de détermination des sections d'armatures pour une poutre continue est identique à celle des poutres isostatiques.

Cependant le moment dimensionnant d'une poutre continue est différent d'une poutre isostatique.

En général on dispose de trois méthodes pour la détermination des moments :

- Méthode des 3 moments
- Méthode forfaitaire
- Méthode CAQUOT

Vue le béton Armé est homogène, alors la méthode de 3 moments est éliminée ; on va se contenter de deux (2) dernière méthodes.

### 2. Poutre (file C-C)

C'est la poutre continue la plus chargée , avec une portée maximale entre deux appuis qui est égale à  $5.80\text{ m}$  et elle à 7 travées.c'est la poutre du plancher haut RDC , file C .

Schéma mécanique de la poutre

- Evaluation des charges qui arrivent sur chaque travée de cette poutre.

#### ❖ Charges permanente G

##### ❖ Bande : $5.0125\text{ m}$

Poids de la dalle (16+4) plus les

revêtement..... $5.38\text{ KN/m}^2 \times 5.012\text{m} = 26.97\text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre ..... $25\text{ KN/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 0.35\text{ m} = 1.75\text{ KN/m}$

Maçonnerie ..... $2.35\text{ KN/m}^2 \times 3\text{ m} = 7.05\text{ KN/m}$

$$G_1 = 26.97 + 1.75 + 7.05 = 35.77\text{ KN/ml}$$

##### ❖ Bande : $1.1125\text{ m}$

Poids de la dalle (16+4) plus les

revêtement..... $5.38\text{ KN/m}^2 \times 1.1125\text{m} = 5.98597\text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre ..... $25\text{ KN/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 0.35\text{ m} = 1.75\text{ KN/m}$

Maçonnerie .....  $2.35 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 7.05 \text{ KN/m}$

$$G_2 = 5.99 + 1.75 + 7.05 = 14.785 \text{ KN/ml}$$

❖ Charge d'exploitation :

Les charges d'exploitation utilisées sont : les charges d'hébergements et celui de couloir.

❖ Bande :  $5.0125 \text{ m}$

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times 4 \text{ m} + 4 \text{ KN/m}^2 \times 1.1125 \text{ m} = 14.45 \text{ KN/ml}$$

❖ Bande :  $1.1125 \text{ m}$

$$Q_2 = 4 \text{ KN/m}^2 \times 1.1125 \text{ m} = 4.45 \text{ KN/ml}$$

### 3. Evaluation des charges dans chaque travée :

Charges	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7
Permanent	35.77	35.77	35.77	14.785	35.77	35.77	35.77
Exploitations	14.45	14.45	14.45	4.45	14.45	14.45	14.45

### 4. Condition d'application aux méthodes

➤ Méthode forfaitaire

Elle n'est utilisable que lorsque les conditions suivantes sont respectées :

- Condition :1

Vérifions travée par travée, que les charges d'exploitation soient relativement inférieures à deux (2) fois les charges permanentes.

$$\text{Travée 1 : } Q_{T1} \leq 2 \times g_1 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 2 : } Q_{T2} \leq 2 \times g_2 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 3 : } Q_{T3} \leq 2 \times g_3 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 4 : } Q_{T4} \leq 2 \times g_4 \quad \Leftrightarrow \quad 4.45 \leq 2 \times 14.785 = 29.57 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 5 : } Q_{T5} \leq 2 \times g_5 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 6 : } Q_{T6} \leq 2 \times g_6 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{Travée 7 : } Q_{T7} \leq 2 \times g_7 \quad \Leftrightarrow \quad 14.45 \leq 2 \times 35.77 = 71.54 \quad \text{condition vérifié}$$

- Condition :2

Vérifions travée par travée que les moments d'inertie des sections sont identiques dans toutes les travées.

Vue que la section est rectangulaire et identique dans tous les travées :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I_6 = I_7 = 45000 \text{ cm}^4 \quad \text{condition vérifié}$$

- Condition :3

Les portées successives , doivent être dans le rapport compris entre [0.8 à 1.25]

$$\text{Travées : entre 1 et 2} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.20}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.04 < 1.25 \text{ condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 2 et 3} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.00 < 1.25 \text{ condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 3 et 4} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.80} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.04 < 0.86 \text{ condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 4 et 5} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.80}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.16 < 1.25 \text{ condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 5 et 6} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.00} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 1.00 < 1.25 \text{ condition vérifié}$$

$$\text{Travées : entre 6 et 7} \Rightarrow 0.8 < \frac{5.00}{5.20} < 1.25 \Leftrightarrow 0.8 < 0.96 < 1.25 \text{ condition vérifié}$$

- Condition : 4

La fissuration est jugée peu préjudiciable.

Condition vérifié.

Donc toute les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, cependant cette méthode est moins économique sur les sections d'aciers par rapport à la formule du CAQUOT.

a. Méthode de calcul : CAQUOT

## 5. Détermination des moments sur appuis

Le moment sur appuis étudié ne dépend que des charges qui agissent sur les travées adjacentes à cet appui.

Cette méthode passe par la recherche des courbes enveloppées. Nous allons donc effectuer les différentes combinaisons d'action qui nous permettront d'obtenir les différentes valeurs des moments.

❖ Calculons :

$M_A; M_B; M_C; M_D; M_E; M_F; M_G$  et  $M_H$ ; les moments au niveau des appuis

$M_1; M_2; M_3; M_4; M_5; M_6; M_7; M_8; M_9$  et  $M_{10}$ ; les moment engendré par les charges concentré

Avec les portées fictives :

$$\begin{cases} L' = L ; \text{ pour tous les travées de rive} \\ L' = 0.8 \times L ; \text{ pour les travées intermédiaire} \end{cases}$$

Le moment sur appuis est donné par la relation suivante :

$$\text{Pour l'inertie : } I = \text{cste} ; M_A = \frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} ; \quad \text{charges réparties}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} P_W = \text{charge à gauche} \\ P_E = \text{charge à droite} \\ L'_W = \text{portée sur le travée à gauche} \\ L'_E = \text{portée sur le travée à droite} \end{cases}$$

Nous avons donc trois (3) cas de combinaison de charges qui se présentent comme suit :

- Tous les travées sont chargées
- Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge
- Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge – Charge – Décharge

#### 6. Premiers cas : tous les travées sont chargées

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

#### 7. Moments sur appuis :

$$P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U4} = 1.35 \times g_2 + 1.5 \times Q_{T4} = 1.35 \times 14.785 + 1.5 \times 4.45 = 26.63 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U6} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T6} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m , le moment sur appuis de rive est nul}$$

$$M_B = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (5.20)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (5.2 + 4)} = -183.05 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -131.69 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 26.63 \times (4.64)^3}{8.5 \times (4 + 4.64)} = -97.19 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{26.63 \times (4.64)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4.64 + 4)} = -97.19 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -131.69 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 69.96 \times (5.20)^3}{8.5 \times (4 + 5.2)} = -183.05 \text{ KN.m}$$

$M_H = 0 \text{ KN.m}$  ; le moment sur appuis de rive est nul

## 8. Moments en travée :

La détermination des moments en travée , se fait à travers les moments aux appuis de gauche à droite des travées .

L'équation du moment en travée est définie par :

$$M_i(x) = \mu_o(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

Avec :

$M_i(x)$ : est l'équation du moment en travée pour une poutre continue.

$\mu_o(x)$ : est le moment isostatique indépendant dans la travée

$$\text{on'a : } \mu_o(x) = -\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)$$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$L_i$ : est la portée de la travée  $i$

$x$ : est la variation de 0 à  $L_i$

- Travée A B :

$$\begin{cases} P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ \text{A B : } L_i \text{ est la distance dans le travée de rive gauche : } L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + (0) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-183.05) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \left(-\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2}(x)\right) + \frac{-183.05 \times (x)}{5.2}$$

$$M_{AB}(x) = -34.98 (x)^2 + 146.6940769 (x)$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{AB}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 146.69 = 0$$

$$\text{Donc : } x = 2.096$$

$$M_{AB}(2.096) = -34.98 \times (2.096)^2 + 146.69 (2.096)$$

$$M_{AB} = 153.80 \text{ KN.m}$$

- Travée B C

$$\begin{cases} P_{U2} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ B C : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + (-183.05) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-131.69) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-183.05 + \frac{183.05 x}{4}\right) + \left(\frac{-131.69 x}{4}\right)$$

$$M_{BC}(x) = -34.98 (x^2) + 152.76(x) - 183.05$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{BC}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 152.76 = 0$$

$$x = 2.18$$

$$M_{BC}(2.18) = -34.98 (2.18^2) + 152.76(2.18) - 183.05$$

$$M_{BC} = -16.27 \text{ KN.m}$$

- Travée C D

$$\begin{cases} P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 60.1095 \text{ KN/ml} \\ C D : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + (-131.69) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-97.19) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-131.69 + \frac{131.69 x}{4}\right) + \left(\frac{-97.19 x}{4}\right)$$

$$M_{CD}(x) = -34.98 (x^2) + 148.545(x) - 131.69$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{CD}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 148.545 = 0$$

$$x = 2.12$$

$$M_{CD}(2.12) = -34.98 (2.12^2) + 148.545 \times (2.12) - 131.69$$

$$M_{CD} = 26.012 \text{ KN.m}$$

- Travée D E

$$\begin{cases} P_{U4} = 1.35 \times g_2 + 1.5 \times Q_{T4} = 1.35 \times 14.785 + 1.5 \times 4.45 = 26.63 \text{ KN/ml} \\ D E : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5.8 = 4.64 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + (-97.19) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-97.19) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \left(-\frac{26.63 \times x^2}{2} + \frac{26.63 \times 4.64}{2}(x)\right) + \left(-97.19 + \frac{97.19 x}{4.64}\right) + \left(\frac{-97.19 x}{4.64}\right)$$

$$M_{DE}(x) = -13.315 (x^2) + 61.7816(x) - 97.19$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{DE}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -26.63 (x) + 61.7816 = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M_{DE}(2.32) = -13.315 (2.32^2) + 61.7816(2.32) - 97.19$$

$$M_{DE} = -25.52 \text{ KN.m}$$

- Travée E F

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ E F : L_i \text{ est la distance dans leintermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + (-97.19) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-65.84) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \left( -\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x) \right) + \left( -97.19 + \frac{97.19 x}{4} \right) + \left( \frac{-131.69 x}{4} \right)$$

$$M_{EF}(x) = -34.98 (x^2) + 131.2955(x) - 97.19$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{EF}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 131.295 = 0$$

$$x = 1.88$$

$$M_{EF}(1.88) = -34.98 (1.88^2) + 131.295 (1.88) - 97.19$$

$$M_{EF} = 26.012 \text{ KN.m}$$

- Travée F G

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{U6} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T6} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ F G : L_i \text{ est la distance dans le trintermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + (-131.69) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-183.05) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \left( -\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x) \right) + \left( -131.69 + \frac{131.69 x}{4} \right) + \left( \frac{-183.05 x}{4} \right)$$

$$M_{FG}(x) = -34.98 (x^2) + 127.08 (x) - 131.69$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{FG}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96(x) + 127.08 = 0$$

$$x = 1.82$$

$$M_{FG}(1.82) = -34.96(1.82^2) + 127.08 \times (1.82) - 131.69$$

$$M_{FG} = -16.27 \text{ KN.m}$$

- Travée G H

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ G H : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive droite} : L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + (-157.275) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (0) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \left( -\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 5.20}{2}(x) \right) + \left( -183.05 + \frac{183.05 x}{5.20} \right)$$

$$M_{GH}(x) = -34.98(x^2) + 217.0979231(x) - 183.05$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{GH}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96(x) + 217.0979231 = 0$$

$$x = 3.10$$

$$M_{GH}(3.10) = -30.05475(3.10^2) + 186.5298923 \times (3.01) - 157.275$$

$$M_{GH} = 153.80 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant

L'effort tranchant à gauche et à droite d'une travée est déterminer par :

$$V_{Wi} = \frac{P_{ui} \times l_i}{2} + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est l'effort tranchant à gauche$$

$$V_{Ei} = -\left(\frac{P_{ui} \times l_i}{2}\right) + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est l'effort tranchant à droite$$

Avec :

$P_{ui}$ : charge appliquée sur le travée (  $i$  )

$l_i$ : est la portée de la travée (  $i$  ) Avec  $\begin{cases} l' = l ; \text{pour tous les travées de rive} \\ l' = 0.8 \times l ; \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée  $i$  calculée en fonction du (chargement)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée  $i$  calculée en fonction du (chargement)

- Travée A-B

$$V_{W1} = \frac{P_{u1} \times l_1}{2} + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = \frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-183.05)}{5.20} = 217.0979 \text{ KN}$$

$$V_{W1} = 217.10 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -\left(\frac{P_{u1} \times l_1}{2}\right) + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = -\frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-183.05)}{5.20} = -146.6940769 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -146.69 \text{ KN}$$

- Travée B-C

$$V_{W2} = \frac{P_{u2} \times l_2}{2} + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-183.05) - (-131.69)}{4.00} = 127.08 \text{ KN}$$

$$V_{W2} = 127.08 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -\left(\frac{P_{u2} \times l_2}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-183.05) - (-131.69)}{4.00} = -152.76 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -152.76 \text{ KN}$$

- Travée C-D

$$V_{W3} = \frac{P_{u3} \times l_3}{2} + \frac{M_{W3} - M_{E2}}{l_3} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-131.69) - (-97.19)}{4.00} = 131.295 \text{ KN}$$

$$V_{W3} = 131.295 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -\left(\frac{P_{u3} \times l_3}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_3} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-131.69) - (-97.19)}{4.00} = -148.545 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -148.545 \text{ KN}$$

- Travée D-E

$$V_{W4} = \frac{P_{u4} \times l_4}{2} + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = \frac{26.63 \times 4.64}{2} + \frac{(-97.19) - (-97.19)}{4.64} = 61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{W4} = 61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -\left(\frac{P_{u4} \times l_4}{2}\right) + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = -\frac{26.63 \times 4.64}{2} + \frac{(-97.19) - (-97.19)}{4.64} = -61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -61.7816 \text{ KN}$$

- Travée E-F

$$V_{W5} = \frac{P_{u5} \times l_5}{2} + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-97.19) - (-131.69)}{4.00} = 148.545 \text{ KN}$$

$$V_{W5} = 148.545 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -\left(\frac{P_{u5} \times l_5}{2}\right) + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-97.19) - (-131.69)}{4.00} = -131.295 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -131.295 \text{ KN}$$

- Travée F-G

$$V_{W6} = \frac{P_{u6} \times l_6}{2} + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = \frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-131.69) - (-183.05)}{4.00} = 152.76 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 152.76 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -\left(\frac{P_{u6} \times l_6}{2}\right) + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-131.69) - (-183.05)}{4.00} = -127.08 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -127.08 \text{ KN}$$

- Travée G-H

$$V_{W7} = \frac{P_{u7} \times l_7}{2} + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = \frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{(-183.05) - (0)}{5.20} = 146.6940769 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 146.69 \text{ KN}$$

$$V_{E7} = -\left(\frac{P_{u7} \times l_7}{2}\right) + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = -\frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{(-183.05) - (0)}{5.20} = -217.0979 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = -217.10 \text{ KN}$$

## 10. Deuxième cas : Charge – Décharge

$$Pu \text{ chargée} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$Pu \text{ dechargée} : 1.35 \times G$$

❖ Le moment sur appuis

$$P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U4} = 1.35 \times g_2 = 1.35 \times 14.785 = 19.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U6} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

Le calcul des moments sur appuis se fait en supposant que toute la poutre est chargée-déchargée

$M_A = 0 \text{ KN.m}$ , le moment sur appuis de rive est nul

$$M_B = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (5.20)^3 + 48.29 \times (4)^3}{8.5 \times (5.2 + 4)} = -165.31 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{48.29 \times (4)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -111.29 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 19.96 \times (4.64)^3}{8.5 \times (4 + 4.64)} = -88.12 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{19.96 \times (4.64)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4.64 + 4)} = -88.12 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 48.29 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -111.29 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{48.29 \times (4)^3 + 69.96 \times (5.20)^3}{8.5 \times (4 + 5.2)} = -165.31 \text{ KN.m}$$

$M_H = 0 \text{ KN.m}$  ; le moment sur appuis de rive est nul

❖ Moments en travée :

La détermination des moments en travée , se fait à travers les moments aux appuis de gauche à droite des travées .

L'équation du moment en travée est définie par :

$$M_i(x) = \mu_o(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

Avec :

$M_i(x)$ : est l'équation du moment en travée pour une poutre continue.

$\mu_o(x)$ : est le moment isostatique indépendant dans la travée

$$\text{on'a : } \mu_o(x) = -\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)$$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$L_i$ : est la portée de la travée  $i$

$x$ : est la variation de 0 à  $L_i$

- Travée A B :

$$\begin{cases} P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ A B : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive gauche : } L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + (0) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-165.31) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \left(-\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)\right) + \frac{-165.31 \times (x)}{5.2}$$

$$M_{AB}(x) = -34.98 (x)^2 + 150.11 (x)$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{AB}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96(x) + 150.11 = 0$$

$$\text{Donc : } x = 2.15$$

$$M_{AB}(2.096) = -34.98 \times (2.15)^2 + 150.11(2.15)$$

$$M_{AB} = 161.032 \text{ KN.m}$$

- Travée B C

$$\begin{cases} P_{U2} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ B C : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + (-165.31) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-111.29) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \left(-\frac{48.29 \times x^2}{2} + \frac{48.29 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-165.31 + \frac{165.31 x}{4}\right) + \left(\frac{-111.29 x}{4}\right)$$

$$M_{BC}(x) = -24.145(x^2) + 110.085(x) - 165.31$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{BC}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29(x) + 110.085 = 0$$

$$x = 2.28$$

$$M_{BC}(2.18) = -24.145(2.28^2) + 110.085(2.28) - 165.31$$

$$M_{BC} = -39.83 \text{ KN.m}$$

- Travée C D

$$\begin{cases} P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 60.1095 \text{ KN/ml} \\ C D : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + (-111.29) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-88.12) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \left( -\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x) \right) + \left( -111.29 + \frac{111.29 x}{4} \right) + \left( \frac{-88.12 x}{4} \right)$$

$$M_{CD}(x) = -34.98 (x^2) + 145.7125(x) - 111.29$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{CD}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 145.7125 = 0$$

$$x = 2.08$$

$$M_{CD}(2.08) = -34.98 (2.08^2) + 145.7125 \times (2.08) - 111.29$$

$$M_{CD} = 40.45 \text{ KN.m}$$

- Travée D E

$$\begin{cases} P_{U4} = 1.35 \times g_2 = 1.35 \times 14.785 = 19.96 \text{ KN/ml} \\ D E : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5.8 = 4.64 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + M_{Wi} \left( 1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{Ei} \left( \frac{x}{L_i} \right)$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + (-88.12) \times \left( 1 - \frac{x}{L_i} \right) + (-88.12) \left( \frac{x}{L_i} \right)$$

$$M_{DE}(x) = \left( -\frac{19.96 \times x^2}{2} + \frac{19.96 \times 4.64}{2}(x) \right) + \left( -88.12 + \frac{88.12 x}{4.64} \right) + \left( \frac{-88.12 x}{4.64} \right)$$

$$M_{DE}(x) = -9.98 (x^2) + 46.3072(x) - 88.12$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{DE}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -19.96 (x) + 46.3072 = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M_{DE}(2.40) = -9.98 (2.32^2) + 46.3072(2.32) - 88.12$$

$$M_{DE} = -34.40 \text{ KN.m}$$

- Travée E F

$$\begin{cases} P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ E F : L_i \text{ est la distance dans leintermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + M_{Wi} \left( 1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{Ei} \left( \frac{x}{L_i} \right)$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + (-88.12) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-111.29) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-88.12 + \frac{88.12 x}{4}\right) + \left(\frac{-111.29 x}{4}\right)$$

$$M_{EF}(x) = -34.98 (x^2) + 134.1275(x) - 88.12$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{EF}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 134.1275 = 0$$

$$x = 1.92$$

$$M_{EF}(1.84) = -34.98 (1.92^2) + 134.1275 (1.92) - 88.12$$

$$M_{EF} = 40.45 \text{ KN.m}$$

- Travée F G

$$\begin{cases} P_{U6} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 28.47 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ \text{F G : } L_i \text{ est la distance dans le trintermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + (-111.29) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-165.31) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \left(-\frac{48.29 \times x^2}{2} + \frac{48.29 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-111.29 + \frac{111.29 x}{4}\right) + \left(\frac{-165.31 x}{4}\right)$$

$$M_{FG}(x) = -24.145 (x^2) + 83.075(x) - 111.29$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{FG}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29 (x) + 83.075 = 0$$

$$x = 1.72$$

$$M_{FG}(1.82) = -24.145 (1.72^2) + 83.075 \times (1.72) - 111.29$$

$$M_{FG} = 39.83 \text{ KN.m}$$

- Travée G H

$$\begin{cases} P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ \text{G H : } L_i \text{ est la distance dans la travée de rive droite : } L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + (-157.275) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (0) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 5.20}{2}(x)\right) + \left(-165.31 + \frac{165.31 x}{5.20}\right)$$

$$M_{GH}(x) = -34.98 (x^2) + 213.69(x) - 165.31$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{GH}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 213.69 = 0$$

$$x = 3.05$$

$$M_{GH}(3.05) = -34.98 (3.05^2) + 213.69 \times (3.05) - 165.31$$

$$M_{GH} = 161.032 \text{ KN.m}$$

## 11. Effort tranchant

Pour la détermination de l'effort tranchant sur appuis, on va charger les travées qui encadrent l'appui et décharger les autres appuis

L'effort tranchant à gauche et à droite d'une travée est déterminer par :

$$V_{Wi} = \frac{P_{ui} \times l_i}{2} + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est l'effort tranchant à gauche$$

$$V_{Ei} = -\left(\frac{P_{ui} \times l_i}{2}\right) + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est l'effort tranchant à droite$$

Avec :

$P_{ui}$ : charge appliquée sur le travée (i)

$l_i$ : est la portée de la travée (i) Avec  $\begin{cases} l' = l; \text{ pour tous les travées de rive} \\ l' = 0.8 \times l; \text{ pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée i calculée en fonction du (chargement)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée i calculée en fonction du (chargement)

- Travée A-B

$$V_{W1} = \frac{P_{u1} \times l_1}{2} + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = \frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-165.31)}{5.20} = 213.69 \text{ KN}$$

$$V_{W1} = 213.69 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -\left(\frac{P_{u1} \times l_1}{2}\right) + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = -\frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-165.31)}{5.20} = -150.11 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -150.11 \text{ KN}$$

- Travée B-C

$$V_{W2} = \frac{P_{u2} \times l_2}{2} + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = \frac{48.29 \times 4.00}{2} + \frac{(-165.31) - (-111.29)}{4.00} = 83.075 \text{ KN}$$

$$V_{W2} = 83.075 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -\left(\frac{P_{u2} \times l_2}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = -\frac{48.29 \times 4}{2} + \frac{(-165.31) - (-111.29)}{4.00} = -110.085 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -110.085 \text{ KN}$$

- Travée C-D

$$V_{W3} = \frac{P_{u3} \times l_3}{2} + \frac{M_{W3} - M_{E2}}{l_3} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-111.29) - (-88.12)}{4.00} = 134.1275 \text{ KN}$$

$$V_{W3} = 134.1275 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -\left(\frac{P_{u3} \times l_3}{2}\right) + \frac{M_{W3} - M_{E2}}{l_3} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-88.12)}{4.00} = -145.7125 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -145.7125 \text{ KN}$$

- Travée D-E

$$V_{W4} = \frac{P_{u4} \times l_4}{2} + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = \frac{19.96 \times 4.64}{2} + \frac{(-88.12) - (-88.12)}{4.64} = 46.3072 \text{ KN}$$

$$V_{W4} = 46.3072 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -\left(\frac{P_{u4} \times l_4}{2}\right) + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = -\frac{19.96 \times 4.64}{2} + \frac{(-88.12) - (-88.12)}{4.64} = -46.3072 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -46.3072 \text{ KN}$$

- Travée E-F

$$V_{W5} = \frac{P_{u5} \times l_5}{2} + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-88.12) - (-111.29)}{4.00} = 145.7125 \text{ KN}$$

$$V_{W5} = 145.7125 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -\left(\frac{P_{u5} \times l_5}{2}\right) + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-88.12) - (-111.29)}{4.00} = -134.1275 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -134.1275 \text{ KN}$$

- Travée F-G

$$V_{W6} = \frac{P_{u6} \times l_6}{2} + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = \frac{48.29 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-165.31)}{4.00} = 110.085 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 110.085 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -\left(\frac{P_{u6} \times l_6}{2}\right) + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = -\frac{48.29 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-165.31)}{4.00} = -83.075 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -83.075 \text{ KN}$$

- Travée G-H

$$V_{W7} = \frac{P_{u7} \times l_7}{2} + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = \frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{(-165.31) - (0)}{5.20} = 150.11 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 150.11 \text{ KN}$$

$$V_{E7} = -\left(\frac{P_{u7} \times l_7}{2}\right) + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = -\frac{69.96 \times 5.20}{2} + \frac{(-165.31) - (0)}{5.20} = -213.69 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = -213.69 \text{ KN}$$

## 11. Troisième cas : Décharge – Charge

$$Pu \text{ dechargée} : 1.35 \times G$$

$$Pu \text{ chargée} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$P_{U1} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U3} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U4} = 1.35 \times g_2 + 1.5 \times Q_{T4} = 1.35 \times 14.785 + 1.5 \times 4.45 = 26.63 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U5} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U6} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T6} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U7} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml}$$

Le calcul des moments sur appuis se fait en supposant que toute la poutre est déchargée-chargée

$$M_A = 0 \text{ KN.m}, \text{ le moment sur appuis de rive est nul}$$

$$M_B = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{48.29 \times (5.20)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (5.2 + 4)} = -144.084 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 48.29 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -111.29 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{48.29 \times (4)^3 + 26.63 \times (4.64)^3}{8.5 \times (4 + 4.64)} = -78.31 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{26.63 \times (4.64)^3 + 48.29 \times (4)^3}{8.5 \times (4.64 + 4)} = -78.31 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{48.29 \times (4)^3 + 69.96 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -111.29 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{69.96 \times (4)^3 + 48.29 \times (5.20)^3}{8.5 \times (4 + 5.2)} = -144.084 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0 \text{ KN.m}; \text{ le moment sur appuis de rive est nul}$$

## 12. Déterminons les moments maximaux en travée :

La détermination des moments en travée, se fait à travers les moments aux appuis de gauche à droite des travées.

L'équation du moment en travée est définie par :

$$M_i(x) = \mu_o(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

Avec :

$M_i(x)$ : est l'équation du moment en travée pour une poutre continue.

$\mu_o(x)$ : est le moment isostatique indépendant dans la travée

on'a :  $\mu_o(x) = -\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$L_i$ : est la portée de la travée  $i$

$x$ : est la variation de 0 à  $L_i$

- Travée A B :

$$\begin{cases} P_{U1} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ \{A B : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive gauche : } L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + (0) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-144.084) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \left(-\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)\right) + \frac{-144.084 \times (x)}{5.2}$$

$$M_{AB}(x) = -24.145 (x)^2 + 97.85 (x)$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{AB}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29 (x) + 97.85 = 0$$

$$\text{Donc : } x = 2.026$$

$$M_{AB}(2.026) = -24.145 \times (2.026)^2 + 97.85 (2.026)$$

$$M_{AB} = 99.13 \text{ KN.m}$$

- Travée B C

$$\begin{cases} P_{U2} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 35.77 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ \{B C : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + (-144.084) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-111.29) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-144.084 + \frac{144.084 x}{4}\right) + \left(\frac{-111.29 x}{4}\right)$$

$$M_{BC}(x) = -34.98 (x^2) + 148.1185(x) - 144.084$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{BC}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 148.1185 = 0$$

$$x = 2.12$$

$$M_{BC}(2.12) = -34.98 (2.12^2) + 148.1185(2.12) - 144.084$$

$$M_{BC} = 12.71 \text{ KN.m}$$

- Travée C D

$$\begin{cases} P_{U3} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ C D : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + (-111.29) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-78.31) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \left(-\frac{48.29 \times x^2}{2} + \frac{48.29 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-111.29 + \frac{111.29 x}{4}\right) + \left(\frac{-78.31 x}{4}\right)$$

$$M_{CD}(x) = -24.145 (x^2) + 104.825(x) - 111.29$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{CD}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29 (x) + 104.825 = 0$$

$$x = 2.14$$

$$M_{CD}(2.14) = -24.145 (2.14^2) + 104.825 \times (2.14) - 111.29$$

$$M_{CD} = 2.48 \text{ KN.m}$$

- Travée D E

$$\begin{cases} P_{U4} = 1.35 \times g_2 + 1.5 \times Q_{T4} = 1.35 \times 14.785 + 1.5 \times 4.45 = 26.63 \text{ KN/ml} \\ D E : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5.8 = 4.64 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + (-97.19) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-97.19) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \left(-\frac{26.63 \times x^2}{2} + \frac{26.63 \times 4.64}{2}(x)\right) + \left(-78.31 + \frac{78.31 x}{4.64}\right) + \left(\frac{-78.31 x}{4.64}\right)$$

$$M_{DE}(x) = -13.315 (x^2) + 61.7816(x) - 78.31$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{DE}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -26.63 (x) + 61.7816 = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M_{DE}(2.40) = -13.315 (2.32^2) + 61.7816(2.32) - 78.31$$

$$M_{DE} = -6.64 \text{ KN.m}$$

- Travée E F

$$\begin{cases} P_{U5} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 35.77 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ E F : L_i \text{ est la distance dans leintermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + (-78.31) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-111.29) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \left(-\frac{48.29 \times x^2}{2} + \frac{48.29 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-78.31 + \frac{78.31 x}{4}\right) + \left(\frac{-111.29 x}{4}\right)$$

$$M_{EF}(x) = -24.145 (x^2) + 88.335(x) - 78.31$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{EF}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29 (x) + 88.335 = 0$$

$$x = 1.83$$

$$M_{EF}(1.83) = -24.145 (1.83^2) + 88.335 (1.83) - 78.31$$

$$M_{EF} = 2.48 \text{ KN.m}$$

- Travée F G

$$\begin{cases} P_{U6} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T6} = 1.35 \times 28.47 + 1.5 \times 14.45 = 69.96 \text{ KN/ml} \\ F G : L_i \text{ est la distance dans le trintermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + (-111.29) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-144.084) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \left(-\frac{69.96 \times x^2}{2} + \frac{69.96 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-111.29 + \frac{111.29 x}{4}\right) + \left(\frac{-144.084 x}{4}\right)$$

$$M_{FG}(x) = -34.98 (x^2) + 131.7215(x) - 111.29$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{FG}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -69.96 (x) + 131.7215 = 0$$

$$x = 1.88$$

$$M_{FG}(1.88) = -34.98 (1.88^2) + 131.7215 \times (1.88) - 111.29$$

$$M_{FG} = 12.71 \text{ KN.m}$$

- Travée G H

$$\begin{cases} P_{U7} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 28.47 = 48.29 \text{ KN/ml} \\ G H : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive droite} : L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + (-144.084) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (0) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \left(-\frac{48.29 \times x^2}{2} + \frac{48.29 \times 5.20}{2}(x)\right) + \left(-144.084 + \frac{144.084 x}{5.20}\right)$$

$$M_{GH}(x) = -24.145 (x^2) + 153.2624615(x) - 144.083$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{GH}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -48.29(x) + 153.26 = 0$$

$$x = 3.17$$

$$M_{GH}(1.84) = -24.145(3.17^2) + 153.2624615 \times (3.17) - 144.083$$

$$M_{GH} = 99.13 \text{ KN.m}$$

### 13. L'effort tranchant

Pour la détermination de l'effort tranchant sur appuis, on va charger les travées qui encadrent l'appui et décharger les autres appuis

L'effort tranchant à gauche et à droite d'une travée est déterminer par :

$$V_{Wi} = \frac{P_{ui} \times l_i}{2} + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est\ l'effort\ tranchant\ à\ gauche$$

$$V_{Ei} = -\left(\frac{P_{ui} \times l_i}{2}\right) + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est\ l'effort\ tranchant\ à\ droite$$

Avec :

$P_{ui}$ : charge appliquée sur la travée (i)

$l_i$ : est la portée de la travée (i) Avec  $\begin{cases} l' = l; \text{ pour tous les travées de rive} \\ l' = 0.8 \times l; \text{ pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée i calculée en fonction du (chargement)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée i calculée en fonction du (chargement)

- Travée A-B

$$V_{W1} = \frac{P_{u1} \times l_1}{2} + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = \frac{48.29 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-144.084)}{5.20} = 153.26 \text{ KN}$$

$$V_{W1} = 153.26 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -\left(\frac{P_{u1} \times l_1}{2}\right) + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = -\frac{48.29 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-144.084)}{5.20} = -97.85 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -97.85 \text{ KN}$$

- Travée B-C

$$V_{W2} = \frac{P_{u2} \times l_2}{2} + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = \frac{69.96 \times 4.00}{2} + \frac{(-144.084) - (-111.29)}{4.00} = 131.72 \text{ KN}$$

$$V_{W2} = 131.72 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -\left(\frac{P_{u2} \times l_2}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-144.084) - (-111.29)}{4.00} = -148.12 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -148.12 \text{ KN}$$

- Travée C-D

$$V_{W3} = \frac{P_{u3} \times l_3}{2} + \frac{M_{W3} - M_{E2}}{l_3} = \frac{48.29 \times 4.00}{2} + \frac{(-111.29) - (-78.31)}{4.00} = 88.335 \text{ KN}$$

$$V_{W3} = 88.335 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -\left(\frac{P_{u3} \times l_3}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_3} = -\frac{48.29 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-78.31)}{4.00} = -104.825 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -104.825 \text{ KN}$$

- Travée D-E

$$V_{W4} = \frac{P_{u4} \times l_4}{2} + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = \frac{26.63 \times 4.64}{2} + \frac{(-78.31) - (-78.31)}{4.64} = 61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{W4} = 61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -\left(\frac{P_{u4} \times l_4}{2}\right) + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = -\frac{26.63 \times 4.64}{2} + \frac{(-78.31) - (-78.31)}{4.64} = -61.7816 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -61.7816 \text{ KN}$$

- Travée E-F

$$V_{W5} = \frac{P_{u5} \times l_5}{2} + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = \frac{48.29 \times 4.00}{2} + \frac{(-78.31) - (-111.29)}{4.00} = 104.825 \text{ KN}$$

$$V_{W5} = 104.825 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -\left(\frac{P_{u5} \times l_5}{2}\right) + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = -\frac{48.29 \times 4}{2} + \frac{(-78.31) - (-111.29)}{4.00} = -88.335 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -88.335 \text{ KN}$$

- Travée F-G

$$V_{W6} = \frac{P_{u6} \times l_6}{2} + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = \frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-144.084)}{4.00} = 148.12 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 148.12 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -\left(\frac{P_{u6} \times l_6}{2}\right) + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = -\frac{69.96 \times 4}{2} + \frac{(-111.29) - (-144.084)}{4.00} = -131.72 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -131.72 \text{ KN}$$

- Travée G-H

$$V_{W7} = \frac{P_{u7} \times l_7}{2} + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = \frac{48.29 \times 5.20}{2} + \frac{(-144.084) - (0)}{5.20} = 97.85 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 97.85 \text{ KN}$$

$$V_{E7} = -\left(\frac{P_{u7} \times l_7}{2}\right) + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = -\frac{48.29 \times 5.20}{2} + \frac{(-144.084) - (0)}{5.20} = -153.26 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = -153.26 \text{ KN}$$

Nous avons obtenu toutes les sollicitations possibles qui nous permettra de calculer les sections d'aciers nécessaires.

- Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec : les dimensions suivantes :

la base .....  $b = 0.2 \text{ m}$

la hauteur .....  $h = 0.35 \text{ m}$

la hauteur utile .....  $d = 0.9 \times h = 0.315 \text{ m}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad Z = d(1 - 0.4\alpha_U)$$

Déterminons les sections d'aciers au niveau des appuis et en travées.

Nous avons choisi les moments maximale sur appuis et en travée de chaque cas du chargement :

#### Au niveau des appuis

Désignations	A	B	C	D	E	F	G	H
Moments maximal sur appuis	0,15*Moment max	183,05	131,69	97,19	97,19	131,69	183,05	0,15* Moment max

#### En travée

Désignations	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
Moments Maximal En Travée	161,032	39,83	40,45	34,4	40,45	39,83	161,032

#### 17. En appuis :

##### ❖ Appuis A

Etant donné que les moments sur les appuis de rive sont nuls, donc on prendra alors le moment maximum indépendant sur la travée en ne tenant pas compte de la continuité, on prendra un coefficient de 15%.

$$M_A = 0.15 \times \frac{P_{U1} \times l^2}{8} = 0.15 \times \frac{69.96 \times 5.2^2}{8} = 35.469 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.03547 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.67 \cong 14.20 \text{ Mpa}$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.03547}{0.2 \times 0.315^2 \times 14.20} = 0.1258$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.126)}) = 0.1687$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.169) = 0.2937$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: A_{st} = \frac{0.03547}{0.294 \times 347.83} = 3.4716 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 3.47 \text{ cm}^2$$

❖ Appuis B

$$M_B = |-183.05 \text{ KN.m}| = 183.05 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} ;$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.18305}{0.2 \times 0.315^2 \times 14.20} = 0.649$$

Donc  $\mu, u > \mu_{AB} \Leftrightarrow 0.649 > 0.186$  , pivot B calculons  $\mu l$

- Vérifions la nécessité d'armature comprimé

$$\mu l = 0.8 \times \alpha(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \mu l = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} + \epsilon_e}$$

$$\text{pour Fe 400} \Rightarrow \mu l = 0.392$$

$\mu, u > \mu, l \Leftrightarrow 0.663 > 0.392$  donc les aciers comprimés sont nécessaires.

Nous sommes après la zone préférentielle, nous avons une section de béton qui est plus comprimée que tendue. Alors la section du béton est excessivement comprimée. Alors on va augmenter la hauteur de la poutre afin de minimiser les aciers comprimés.

a. Les nouvelles dimensions de la poutre sont :

-  $h = 50 \text{ cm}$

-  $b = 20 \text{ cm}$

-  $d = 45 \text{ cm}$

b. On reprend les calculs avec ces nouvelles dimensions

❖ Détermination des moments sur appuis

Le moment sur appuis étudier ne dépend que des charges qui agissent sur les travées adjacentes à cet appui.

❖ Calculons:

$M_A; M_B; M_C; M_D; M_E; M_F; M_G$  et  $M_H$ ; les moments au niveau des appuis

Avec les portées fictives :

$$\begin{cases} L' = L ; \text{pour tous les travées de rive} \\ L' = 0.8 \times L ; \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$$

Le moment sur appuis est donné par la relation suivante :

Pour l'inertie :  $I = cste$  ;  $M_A = \frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)}$  ; charges réparties

$$\text{Avec: } \begin{cases} P_W = \text{charge à gauche} \\ P_E = \text{charge à droite} \\ L'_W = \text{portée sur le travée à gauche} \\ L'_E = \text{portée sur le travée à droite} \end{cases}$$

- Moments sur appuis :

Le moment sur appuis est maximal lorsque toutes les poutres sont chargées : cas 1

$$P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T2} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U4} = 1.35 \times g_2 + 1.5 \times Q_{T4} = 1.35 \times 15.54 + 1.5 \times 4.45 = 27.654 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U6} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T6} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m} , \text{le moment sur appuis de rive est nul}$$

$$M_B = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{70.98 \times (5.20)^3 + 70.98 \times (4)^3}{8.5 \times (5.2 + 4)} = -185.71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{70.98 \times (4)^3 + 70.98 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -133.60 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{70.98 \times (4)^3 + 27.654 \times (4.64)^3}{8.5 \times (4 + 4.64)} = -99.47 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{27.654 \times (4.64)^3 + 70.98 \times (4)^3}{8.5 \times (4.64 + 4)} = -99.47 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{70.98 \times (4)^3 + 70.98 \times (4)^3}{8.5 \times (4 + 4)} = -133.60 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{P_W \times (L'_W)^3 + P_E \times (L'_E)^3}{8.5 \times (L'_W + L'_E)} = -\frac{70.98 \times (4)^3 + 70.98 \times (5.20)^3}{8.5 \times (4 + 5.2)} = -185.71 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0 \text{ KN.m ; le moment sur appuis de rive est nul}$$

- Déterminons les moments maximaux en travée :

La détermination des moments en travée, se fait à travers les moments aux appuis de gauche à droite des travées.

L'équation du moment en travée est définie par :

$$M_i(x) = \mu_o(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

Avec :

$M_i(x)$ : est l'équation du moment en travée pour une poutre continue.

$\mu_o(x)$ : est le moment isostatique indépendant dans la travée

$$\text{on'a : } \mu_o(x) = -\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2} (x)$$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée  $i$  calculée en fonction de (charge/decharge)

$L_i$ : est la portée de la travée  $i$

$x$ : est la variation de 0 à  $L_i$

Le moment est maximal lorsque les deux travées adjacentes sont chargées: cas 2

$$Pu \text{ chargée : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$Pu \text{ dechargée : } 1.35 \times G$$

$$P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 36.52 = 49.30 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U4} = 1.35 \times g_2 = 1.35 \times 15.54 = 20.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U2} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 36.52 = 49.30 \text{ KN/ml}$$

$$P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

- Travée A B :

$$\begin{cases} P_{U1} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T1} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml} \\ A B : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive gauche : } L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \mu_{AB}(x) + (0) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-185.71) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{AB}(x) = \left(-\frac{P \times x^2}{2} + \frac{P \times L_i}{2}(x)\right) + \frac{-185.71 \times (x)}{5.2}$$

$$M_{AB}(x) = -35.49 (x)^2 + 148.8267385 (x)$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{AB}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -70.98 (x) + 146.69 = 0$$

$$\text{Donc : } x = 2.096830501$$

$$M_{AB}(2.096) = -34.98 \times (2.096)^2 + 146.69 (2.096)$$

$$M_{AB} = 156.03 \text{ KN.m}$$

- Travée B C

$$\begin{cases} P_{U2} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 36.52 = 49.30 \text{ KN/ml} \\ B C : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \mu_{BC}(x) + (-183.05) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-65.84) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{BC}(x) = \left(-\frac{49.30 \times x^2}{2} + \frac{49.30 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-185.71 + \frac{185.71 x}{4}\right) + \left(\frac{-133.60 x}{4}\right)$$

$$M_{BC}(x) = -24.65 (x^2) + 111.6275(x) - 185.71$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{BC}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -49.30 (x) + 111.6275 = 0$$

$$x = 2.264249493$$

$$M_{BC}(2.26) = -24.65 (2.418^2) + 111.6275(2.26) - 185.71$$

$$M_{BC} = -59.33 \text{ KN.m}$$

- Travée C D

$$\begin{cases} P_{U3} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T3} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml} \\ C D : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \mu_{CD}(x) + (-133.60) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-99.47) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{CD}(x) = \left(-\frac{70.98 \times x^2}{2} + \frac{70.98 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-133.60 + \frac{133.60 x}{4}\right) + \left(\frac{-99.47 x}{4}\right)$$

$$M_{CD}(x) = -35.4885 (x^2) + 150.4925(x) - 133.60$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{CD}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -70.98 (x) + 150.4865 = 0$$

$$x = 2.120214999$$

$$M_{CD}(2.12) = -35.4885 (1.89^2) + 150.4925 \times (2.12) - 133.60$$

$$M_{CD} = 25.94 \text{ KN.m}$$

- Travée D E

$$\begin{cases} P_{U4} = 1.35 \times g_2 = 1.35 \times 15.54 = 20.98 \text{ KN/ml} \\ D E : L_i \text{ est la distance dans le travée intermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5.8 = 4.64 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \mu_{DE}(x) + (-97.19) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-97.19) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{DE}(x) = \left(-\frac{20.98 \times x^2}{2} + \frac{20.98 \times 4.64}{2}(x)\right) + \left(-99.47 + \frac{99.47 x}{4.64}\right) + \left(\frac{-99.47 x}{4.64}\right)$$

$$M_{DE}(x) = -10.49 (x^2) + 48.6736(x) - 99.47$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{DE}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -20.98 (x) + 48.6736 = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M_{DE}(2.32) = -10.49 (2.32^2) + 64.15728(2.32) - 99.47$$

$$M_{DE} = -7.086 \text{ KN.m}$$

- Travée E F

$$\{P_{U5} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T5} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml}$$

$$\{E F : L_i \text{ est la distance dans le intermédiaire : } L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m}$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \mu_{EF}(x) + (-99.47) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-133.60) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{EF}(x) = \left(-\frac{70.98 \times x^2}{2} + \frac{70.98 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-99.47 + \frac{99.47 x}{4}\right) + \left(\frac{-133.60 x}{4}\right)$$

$$M_{EF}(x) = -35.4885 (x^2) + 133.4275(x) - 99.47$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{EF}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -70.98 (x) + 133.4275 = 0$$

$$x = 1.879790082$$

$$M_{EF}(1.88) = -35.4885 (1.88^2) + 133.4275 (1.88) - 99.47$$

$$M_{EF} = 25.94 \text{ KN.m}$$

- Travée F G

$$\begin{cases} P_{U6} = 1.35 \times g_1 = 1.35 \times 36.52 = 49.30 \text{ KN/ml} \\ FG : L_i \text{ est la distance dans le trintermédiaire} : L_i = L' = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \mu_{FG}(x) + (-133.60) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (-185.71) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{FG}(x) = \left(-\frac{49.30 \times x^2}{2} + \frac{49.30 \times 4}{2}(x)\right) + \left(-133.6 + \frac{133.6 x}{4}\right) + \left(\frac{-185.71 x}{4}\right)$$

$$M_{FG}(x) = -24.65 (x^2) + 85.5725(x) - 133.6$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{FG}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -49.30 (x) + 85.5725 = 0$$

$$x = 1.74$$

$$M_{FG}(1.74) = -24.65 (1.74^2) + 85.5725 \times (1.74) - 133.60$$

$$M_{FG} = -59.33 \text{ KN.m}$$

- Travée GH

$$\begin{cases} P_{U7} = 1.35 \times g_1 + 1.5 \times Q_{T7} = 1.35 \times 36.52 + 1.5 \times 14.45 = 70.98 \text{ KN/ml} \\ GH : L_i \text{ est la distance dans le travée de rive droite} : L_i = L' = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + M_{Wi} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{Ei} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \mu_{GH}(x) + (-185.71) \times \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + (0) \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_{GH}(x) = \left(-\frac{70.98 \times x^2}{2} + \frac{70.98 \times 5.20}{2}(x)\right) + \left(-185.71 + \frac{185.71 x}{5.20}\right)$$

$$M_{GH}(x) = -35.4885 (x^2) + 220.2536615(x) - 185.71$$

Le moment est maximal lorsque son dérivé est nul :

$$\frac{dM_{GH}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -70.98 (x) + 220.2536615 = 0$$

$$x = 3.103169499$$

$$M_{GH}(1.84) = -35.4885 (3.10^2) + 186.5298923 \times (3.01) - 185.71$$

$$M_{GH} = 156.03 \text{ KN.m}$$

### 1. L'effort tranchant

Pour la détermination de l'effort tranchant maximal sur appuis, il se produit lorsque les deux travées adjacentes chargées et les autres déchargées .

L'effort tranchant à gauche et à droite d'une travée est déterminer par :

$$V_{Wi} = \frac{P_{ui} \times l_i}{2} + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est\ l'effort\ tranchant\ à\ gauche$$

$$V_{Ei} = -\left(\frac{P_{ui} \times l_i}{2}\right) + \frac{M_{Wi} - M_{Ei}}{l_i}; \quad c'est\ l'effort\ tranchant\ à\ droite$$

Avec :

$P_{ui}$ : charge appliquée sur le travée ( i )

$l_i$ : est la portée de la travée ( i )      Avec       $\begin{cases} l' = l ; \text{pour tous les travées de rive} \\ l' = 0.8 \times l ; \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

$M_{Wi}$ : est le moments sur appui à gauche de la travée i calculée en fonction du (chargement)

$M_{Ei}$ : est le moments sur appui à droite de la travée i calculée en fonction du (chargement)

- Travée A-B

$$V_{W1} = \frac{P_{u1} \times l_1}{2} + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = \frac{70.98 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-185.71)}{5.20} = 220.25 \text{ KN}$$

$$V_{W1} = 220.25 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -\left(\frac{P_{u1} \times l_1}{2}\right) + \frac{M_{W1} - M_{E1}}{l_1} = -\frac{70.98 \times 5.20}{2} + \frac{0 - (-185.71)}{5.20} = -148.83 \text{ KN}$$

$$V_{E1} = -148.83 \text{ KN}$$

- Travée B-C

$$V_{W2} = \frac{P_{u2} \times l_2}{2} + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = \frac{70.98 \times 4.00}{2} + \frac{(-185.71) - (-133.60)}{4.00} = 128.93 \text{ KN}$$

$$V_{W2} = 128.93 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -\left(\frac{P_{u2} \times l_2}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_2} = -\frac{70.98 \times 4}{2} + \frac{(-185.71) - (-133.60)}{4.00} = -154.98 \text{ KN}$$

$$V_{E2} = -154.98 \text{ KN}$$

- Travée C-D

$$V_{W3} = \frac{P_{u3} \times l_3}{2} + \frac{M_{W3} - M_{E2}}{l_3} = \frac{70.98 \times 4.00}{2} + \frac{(-133.6) - (-99.47)}{4.00} = 133.42 \text{ KN}$$

$$V_{W3} = 133.42 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -\left(\frac{P_{u3} \times l_3}{2}\right) + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{l_3} = -\frac{70.98 \times 4}{2} + \frac{(-133.60) - (-99.47)}{4.00} = -150.49 \text{ KN}$$

$$V_{E3} = -150.49 \text{ KN}$$

- Travée D-E

$$V_{W4} = \frac{P_{u4} \times l_4}{2} + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = \frac{27.654 \times 4.64}{2} + \frac{(-99.47) - (-99.47)}{4.64} = 64.16 \text{ KN}$$

$$V_{W4} = 64.16 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -\left(\frac{P_{u4} \times l_4}{2}\right) + \frac{M_{W4} - M_{E4}}{l_4} = -\frac{27.654 \times 4.64}{2} + \frac{(-99.47) - (-99.47)}{4.64} = -64.16 \text{ KN}$$

$$V_{E4} = -64.16 \text{ KN}$$

- Travée E-F

$$V_{W5} = \frac{P_{u5} \times l_5}{2} + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = \frac{70.98 \times 4.00}{2} + \frac{(-99.47) - (-133.60)}{4.00} = 150.49 \text{ KN}$$

$$V_{W5} = 150.49 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -\left(\frac{P_{u5} \times l_5}{2}\right) + \frac{M_{W5} - M_{E5}}{l_5} = -\frac{70.98 \times 4}{2} + \frac{(-99.47) - (-133.60)}{4.00} = -133.42 \text{ KN}$$

$$V_{E5} = -133.42 \text{ KN}$$

- Travée F-G

$$V_{W6} = \frac{P_{u6} \times l_6}{2} + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = \frac{70.98 \times 4}{2} + \frac{(-133.60) - (-185.71)}{4.00} = 154.98 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 154.98 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -\left(\frac{P_{u6} \times l_6}{2}\right) + \frac{M_{W6} - M_{E6}}{l_6} = -\frac{70.98 \times 4}{2} + \frac{(-133.60) - (-185.71)}{4.00} = -128.93 \text{ KN}$$

$$V_{E6} = -128.93 \text{ KN}$$

- Travée G-H

$$V_{W7} = \frac{P_{u7} \times l_7}{2} + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = \frac{70.98 \times 5.20}{2} + \frac{(-185.71) - (0)}{5.20} = 148.83 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = 148.83 \text{ KN}$$

$$V_{E7} = -\left(\frac{P_{u7} \times l_7}{2}\right) + \frac{M_{W7} - M_{E7}}{l_7} = -\frac{70.98 \times 5.20}{2} + \frac{(-185.71) - (0)}{5.20} = -220.25 \text{ KN}$$

$$V_{W6} = -220.25 \text{ KN}$$

Nous avons obtenu toutes les sollicitations possibles qui nous permettra de calculer les sections d'aciers nécessaires.

- Calcul de la section d'acier

❖ Appuis A

Etant donné que les moments sur les appuis de rive sont nuls, donc on prendra alors moment le moment maximum indépendant sur le travée en ne tenant pas compte de la continuité, on prendra un coefficient de 15%.

$$M_A = 0.15 \times \frac{P_{U1} \times l^2}{8} = 0.15 \times \frac{70.98 \times 5.2^2}{8} = 35.99 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 35.99 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.03599 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.03599}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.0625$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0625)}) = 0.081$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.081) = 0.44$$

Section d'acier :

$$Ast = \frac{M_A}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: Ast = \frac{0.03599}{0.44 \times 347.83} = 2.376 \times 10^{-4} m^2$$

$$Ast = 2.38 cm^2$$

❖ Appuis B

$$M_B = |-185.71 KN.m| = 185.71 KN.m$$

$$M_B = 0.18571 MN.m$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} ;$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.18571}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.323$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.323)}) = 0.506$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.506) = 0.359$$

Section d'acier :

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: Ast = \frac{0.18571}{0.359 \times 347.83} = 1.4876 \times 10^{-3} m^2$$

$$Ast = 14.88 cm^2$$

❖ Appuis C

$$M_C = |-133.60 \text{ KN.m}| = 133.60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.13360 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_C}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$\text{AN : } \mu_u = \frac{0.13360}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.232$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.232)}) = 0.335$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.335) = 0.390$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s};$$

$$\text{AN: } A_{st} = \frac{0.13360}{0.390 \times 347.83} = 9.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 9.86 \text{ cm}^2$$

❖ Appuis D

$$M_D = |-99.47 \text{ KN.m}| = 99.47 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.09947 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_D}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$\text{AN : } \mu_u = \frac{0.09947}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.173$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.173)}) = 0.239$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.239) = 0.407$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: A_{st} = \frac{0.09947}{0.407 \times 347.83} = 7.027 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{st} = 7.027 cm^2$$

❖ La poutre est symétrique :

La section d'acier en :

$$Appuis D = E \Rightarrow A_{st} = 7.027 cm^2$$

$$Appuis C = F \Rightarrow A_{st} = 9.86 cm^2$$

$$Appuis B = G \Rightarrow A_{st} = 14.88 cm^2$$

$$Appuis A = H \Rightarrow A_{st} = 2.38 cm^2$$

### 1. Choix des aciers sur appuis :

Tableau : récapitulatif des sections d'acier sur chaque Appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Moments	35.47	183.05	-65.84	-97.19	-97.19	-65.84	-183.05	35.47
$\mu_u$	0.0625	0.323	0.232	0.173	0.173	0.232	0.323	0.0625
Ast (cm <sup>2</sup> )	2.38	14.88	9.86	7.027.	7.027	9.86	14.88	2.38
Choix des aciers	2 HA 14	2 HA 16+4 HA20	4 HA 20	4 HA 16	4 HA 16	4 HA 20	2 HA 16+4 HA20	2 HA 14
Diamètre (cm <sup>2</sup> )	3.08	4.02+12.57	12.57	8.04	8.04	12.57	4.02+12.57	3.08

### 2. Section d'acier en travée :

❖ Travée : A-B

$$M_{AB} = 0.15603 \text{ MN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.67 \cong 14.20 \text{ Mpa}$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.15603}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.271$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.271)}) = 0.405$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.405) = 0.377$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s};$$

$$AN: A_{st} = \frac{0.15603}{0.377 \times 347.83} = 1.189 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 11.89 \text{ cm}^2$$

- ❖ Travée : B-C

$$M_{AB} = |-59.33 \text{ kN.m}| = 59.33 \text{ kN.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.67 \cong 14.20 \text{ Mpa}$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.05933}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.1032$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.1032)}) = 0.136$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.136) = 0.425$$

Section d'acier :

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s};$$

$$AN: Ast = \frac{0.05933}{0.425 \times 347.83} = 4.009 \times 10^{-4} m^2$$

$$Ast = 4.009 cm^2$$

❖ Travée : C-D

$$M_{AB} = 25.94 kN.m$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.67 \cong 14.20 Mpa$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.02594}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.0451$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0451)}) = 0.0577$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.0577) = 0.439$$

Section d'acier :

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: Ast = \frac{0.02594}{0.439 \times 347.83} = 1.696 \times 10^{-4} m^2$$

$$Ast = 1.70 cm^2$$

❖ Travée : D - E

$$M_{DE} = |-7.086 kN.m| = 7.086 kN.m$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{D-E}}{b \times d^2 \times f_{bu}} ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.67 \cong 14.20 Mpa$$

$$AN : \mu_u = \frac{0.007086}{0.2 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.0123$$

- Le coefficient :  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0123}) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \Rightarrow Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.447$$

Section d'acier :

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$AN: Ast = \frac{0.007086}{0.447 \times 347.83} = 4.555 \times 10^{-5} m^2$$

$$Ast = 0.46 cm^2$$

### 3. La poutre est symétrique :

La section d'acier en :

$$\text{Travée } AB = GH \Rightarrow A_{st, total} = 11.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis } BC = FG \Rightarrow A_{st} = 4.009 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis } CD = EF \Rightarrow A_{st} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis } DE \Rightarrow A_{st} = 0.46 \text{ cm}^2, \text{ est l'axe de la symétrie}$$

**Tableau 26:** récapitulatif des sections d'acier sur chaque Travée

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Moments	156.03	59.33	25.94	-7.086	25.94	59.33	156.03
$\mu_u$	0.271	0.103	0.045	0.0123	0.045	0.103	0.271
Ast (cm <sup>2</sup> )	11.89	4.009	1.70	0.46	1.70	4.009	11.89
Asc (cm <sup>2</sup> )	5.51	0	0	0	0	0	5.51
Choix des aciers	4 HA 20	4 HA 12	2 HA 12	2 HA 10	2 HA 12	4 HA 12	4 HA 20
Diamètre (cm <sup>2</sup> )	12.57	4.52	2.26	1.57	2.26	4.52	12.57

Vérifions sur appuis les espacements entre deux armatures voisine. On à :

La largeur de la poutre  $b=20$  cm

La hauteur de la poutre  $h=50$  cm

L'enrobage  $c=3$  cm

$C_g = 2$  cm ; Diamètre du plus gros granulat.

- L'espacement horizontale entre deux armatures est :

$$e_{hor, the} \geq \max \begin{cases} a = 2 \text{ cm} \\ \phi l_{max} = 2 \text{ cm} \\ 1.5 \times C_g(\text{cm}) = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc l'espacement horizontale théorique :  $e_{hor, theorique} \geq 3.75$  cm

$$e_{hor, pr} = b - (2c + 2\phi t + 2\phi l_{max})$$

$$AN: e_{theorique} = (20 - (2 \times 3 + 2 \times \frac{2}{3} + 2 \times 2)) = 8.67$$

Donc  $e_{\text{hori,Pr}} \geq e_{\text{hor,Th}} \Leftrightarrow 8.67 > 3.75$  condition vérifié

Donc nous disposons deux files dans le sens la largeur b de la poutre

- La vérification L'espace horizontal n'est pas nécessaire

#### 4. Armature transversale

L'effort tranchant d'une poutre uniformément chargée sur deux (2) appuis est maximale en ses appuis .et s'annule à la position  $l/2$ .

Pour se faire on à observer la poutre la plus chargé pour la détermination de cette effort tranchant.

L'effort tranchant désigné par :  $Vu$  ,se calcul toujours à l'ELU quel que soit le type de fissuration

$$Vu = \frac{Pu \times l}{2} \quad \Rightarrow \quad Vu = \frac{70.98 \times 5.20}{2} = 184.548 \text{ KN}$$

$$Vu = 0.185 \text{ MN}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{ctte condition doit etre vérifié} \quad \tau_u \leq \tau_{u, \text{lim}}$$

Avec :  $\tau_u$  ; contrainte tangentielle provenant de la sollicitation

$\tau_{u, \text{lim}}$ : contrainte tangentielle limite

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \quad \text{AN: } \tau_u = \frac{0.185}{0.2 \times 0.45} = 2.05 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u, \text{lim}}$ : se calcule en fonction des type de fissurations.

Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{u, \text{lim}} \leq \min(0.20 \times f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\text{AN : } \tau_{u, \text{lim}} \leq \min(0.20 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{u, \text{lim}} \leq \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc  $\tau_u \leq \tau_{u, \text{lim}} \Leftrightarrow 2.05 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$  ; condition vérifié

- Détermination du diamètre de l'armatures transversale

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{l \text{max}}$$

Avec :  $\phi_{l \text{max}}$  ; le plus grand diamètre des aciers longitudinaux .

En outre  $\phi t$  ; doit vérifié les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi t \leq 12 \text{ mm} \\ \phi t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi l \text{ max} \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b0}{10} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$AN: \phi t = \frac{1}{3} \phi l \text{ max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

$$\phi t = 6.67 \text{ mm}$$

$$\text{Vérifions que } \left\{ \begin{array}{l} \phi t \leq 12 \text{ mm} \\ \phi t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi l \text{ max} \\ \frac{550}{35} = 15.71 \text{ mm} \\ \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Donc  $\phi t = 6.67 \text{ mm}$  condition vérifié

Choix de l'armature transversale  $\phi t = 10 \text{ mm}$

### 5. Détermination des espacements :

Soit  $Sto$  ; l'espacement entre deux armatures transversales.

$$Sto \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b0 \times (\tau_u - 0.3 \times ftj)}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ ftj = 0.6 + 0.06 \times fc28 = 2.1 \text{ Mpa} \\ At: \text{Armature transversale d'un cours en cm}^2: 2 \times S_{HA10} = 2 \times 1.57 = 3.14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En outre :  $Sto$  doit vérifier les condition suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{At \times fe}{b0 \times Sto} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ Sto \leq \min(0.9 \times d: 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$AN : Sto \leq \frac{0.9 \times 3.14 \times 400}{1.15 \times 20 \times (2.05 - 0.3 \times 2.1)} = 34.61 \text{ cm}$$

Choix de l'espacement:  $Sto = 15 \text{ cm}$

Vérification :

$$\begin{cases} \frac{At \times fe}{bo \times Sto} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ Sto \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{3.14 \times 400}{20 \times 15} = 4.19 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ Sto \leq \min(0.9 \times 45; 40 \text{ cm}) = 40.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifié

- Disposition constructive :

Pour une poutre de hauteur (h) constant et linéairement chargée

- Le premier cadre (cours) est disposé à  $:Sto/2$  par rapport au nu intérieur de l'appuis .
- On applique ensuite la règle de Caquot, les espacements successifs sont pris dans la liste suivante :

[7 ; 8; 9; 11; 13; 16; 20; 25; 35; 40 ] *cm*.

## V. Balcons

### 1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul types de balcon : dalle appuyée sur trois (3) appuis , assimilée à une console de portée :  $l = 1.20 \text{ m}$ .

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

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

Le calcul se fera sur une bande de un (1) mètre à la flexion simple.

### 2. Evaluation des charges :

Charge permanente :

- Réparties  $G_1 = 3.8 \text{ KN/m}^2$
- Linéaire : garde du corps :  $G_2 = 0.5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

- Surcharge réparties :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge linéaire (Bâtiment recevant du public) :  $Q_2 = 1.00 \text{ KN/m}^2$

### 3. Combinaison des charges

- E.L.U

$$Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q; \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2 \text{ et } Q = Q_1 + Q_2$$

$$AN: Pu = 1.35 \times (3.8 + 0.5) + 1.5 \times (3.5 + 1) = 12.56 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S

$$Pser = G + Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2 \text{ et } Q = Q_1 + Q_2$$

$$AN: Pu = (3.8 + 0.5) + (3.5 + 1) = 8.8 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2 \text{ et } Q = Q_1 + Q_2$$

### 4. Calcul du moments Maximum

- Moment à L'ELU

$$M_U = \left( \frac{Pu \times l^2}{2} \right) \Rightarrow M_U = \left( \frac{12.56 \times 1.2^2}{2} \right) = 9.04 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 9.04 \text{ KN.m}$$

### 5. Calcul du moment réduit : $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \cong 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{0.00904}{1.00 \times 0.108^2 \times 14.20} = 0.05457$$

$$\mu_u = 0.055$$

- Vérifions la nécessité d'armature comprimé

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \mu_l = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} + \epsilon_e}$$

$$\text{pour Fe 400} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_l \Leftrightarrow 0.0405 < 0.392 \quad \text{donc pas d'acier comprimé.}$$

### 6. Calcul de la section d'acier longitudinale :

$$A_{st} = \frac{Mu}{z_u \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

On a :  $\alpha u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu, u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.070$

$$AN: Ast = \frac{0.00904}{0.108(1 - 0.4 \times 0.070) \times \frac{400}{1.15}} = 2.47 \times 10^{-4} m^2$$

$Ast = 2.47 cm^2$  .

7. Condition de non fragilité :

$$Amin = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe}; \text{ Avec } ft28 = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

$$Amin = \frac{0.23 \times 1.00 \times 0.108 \times 2.1}{400} = 1.3041 \times 10^{-4} m^2$$

$$Amin = 1.30 cm^2$$

$$Ast > Amin \quad \Leftrightarrow \quad 2.47 > 1.30 \text{ condition verifi e}$$

8. Choix des armatures :

$$Ast = 4 HA 10 = 3.14 cm^2/ml$$

- Espacement St

$$St = \frac{100}{4} = 25 cm$$

On prend : St : 25 cm.

9. Disposition constructive :

On évite les pouss es au vide.

La longueur de recouvrement de deux barres est de :  $Lr = Ls + d$

Des coutures sont à prévoir , si  $d < 5 \times \phi l$  des armatures

Avec la longueur de scellement droit d'une barre isol e :Ls

$$Ls = \frac{\phi}{4} \times \frac{fe}{\tau su} \quad ; \text{ Avec } \tau su = 0.6 \times \phi s^2 \times ft28 = 2.835 Mpa$$

Avec  $\phi s = 1.5$  pour les aciers à haute adherence (H. A)

$$AN: Ls = \frac{1 \times 400}{4 \times 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1} = 35.27 cm$$

$$\text{Donc } Lr = 35.27 + (0.9 \times 12) = 46.07 cm$$

Les coutures ne sont pas nécessaire car,  $d > 5 \times \phi l \Leftrightarrow 10.8 cm > 5 \times 1 cm$

On prend  $Lr = 50 cm$

## 10. Armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des aciers :

$$\text{On prend : } 3 \times \emptyset \text{ HA 6} = 0.85 \text{ cm}^2/ml$$

- Espacement :  $St$  :

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

On prend :  $St$  : 25 cm.

## VI. Dimensionnement de l'escalier

L'escalier est par définition une suite de marche qui sert à monter ou descendre d'un niveau. Le bâtiment comporte plusieurs escaliers, compte tenu de son usage et du fait qu'un escalier est nécessaire pour gravir les étages.

Notre étude porte sur un escalier droit, avec un palier de repos à l'intermédiaire, reliant les deux paillasse. L'ensemble des escaliers étant conçu selon le même modèle.

Le choix est motivé par les contraintes architecturales rencontrées (dimension de la cage d'escalier ; le confort recherché...)

### 1. Dimension

Emmarchement :

- Pour les maisons individuelles, les normes imposent :  $E \geq 0.80 \text{ m}$
- Pour les immeubles collectifs, les normes imposent :  $E \geq 1.20 \text{ m}$ .

Nous adoptons :  $E = 2.5 \text{ m}$

Giron :  $G$  ; distance horizontale entre deux nez de marches consécutives

Hauteur :  $h$  ; hauteur de la contre marche

Epaisseur :  $ep$  ; épaisseur de la paillasse

Hauteur :  $H$  ; hauteur de la volée

Longueur :  $L$  ; longueur de la volée projetée

### 2. Calcul des éléments de l'escalier

- Hauteur totale à franchir  $H = 4,20 \text{ m}$
- Le contre marche est la hauteur d'une marche, il doit varier entre  $[14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}]$

On prend :  $h = 15 \text{ cm}$  retenue

- L'Emmarchement (E) est la longueur des marches .il est à noter que :  $E \geq 1.2 m$

On prend  $E = 2.5 m$ .

- Le giron est la largeur d'une marche. D'après la formule de blondel :

$$[60 \leq G + 2h \leq 64] \quad \Rightarrow \quad 60 - (2 \times 15) \leq G \leq 64 - (2 \times 15)$$

$$30 \leq G \leq 32 \Rightarrow \quad \text{On prend } G = 32 \text{ cm}$$

- Le nombre de contre marche :

$$N_{cm} = \frac{H}{h} = \frac{420}{15} = 28$$

On adopte : 28 contre marche.

- Le nombre de marche est égale au nombre de contre marche moins un :

$$N_m = N_{cm} - 1 \Rightarrow \quad N_m = 28 - 1 = 27$$

On adopte : 27 nombre de marche.

- L'angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{On sait que } \text{tang}(\alpha) = \frac{h}{G} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \text{Tang}^{-1}\left(\frac{h}{G}\right)$$

$$AN: \alpha = \text{Tang}^{-1}\left(\frac{15}{32}\right) = 25.11^\circ$$

- Longueur de la volée :  $L_v$ ; on a deux volée identique donc on determine juste un.

$$L_v = (\text{nombre de contre marche} - 1) \times \text{giron} = (14 - 1) \times 32 = 416 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_p = \frac{L_v}{\cos \alpha} = \frac{416}{\cos(25.11^\circ)} = 459.417 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{459.417}{30} \leq ep \leq \frac{459.417}{20}$$

$$15.31 \ll ep \ll 22.97$$

On décide de prendre une épaisseur de la paillasse :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

- Epaisseur du palier de repos :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

On décide d'uniformiser l'épaisseur du palier à l'épaisseur de la paillasse :  $ep = 20 \text{ cm}$ .

Tableau 27: dimensions de l'escalier

Éléments	Dimension (cm)
Contre marche h	15
Emmarchement	250
Giron	32
Longueur de volée	416
longueur de la paillasse	459.42
Epaisseur de la paillasse	20
Longueur du palier	250
L'épaisseur des paliers	20

1 Evaluation des charges permanentes (G):

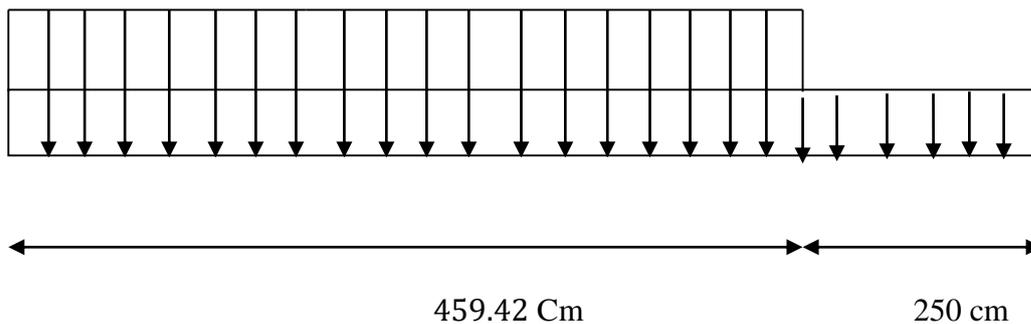


Figure 11 : schéma mécanique de l'escalier

Le calcul de l'escalier se fait par une bande de 1 m

### Charges et surcharges supporté par l'escalier

Tableau 28 : descente de charge de la paillasse :

Elément	Epaisseur $e$ (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	formules	G (en KN/m <sup>2</sup> )
Pp de la paillasse	0.20	25	$\frac{\gamma \times e}{\cos\alpha}$	5.52
Carrelage horizontal	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Carrelage vertical	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Marches	0.32	25	$\frac{\gamma \times h}{2}$	4.00
<b>TOTAL</b>				<b>15.12</b>

Tableau 29 : tableau de la descente de Charge du palier de repos

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	formules	G(en KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	18	$\gamma \times e$	0.36
Dalle pleine	0.20	25	$\gamma \times e$	5.00
Enduit	0.02	22	$\gamma \times e$	0.44
<b>Total</b>				<b>6.24</b>

Charges d'exploitations (Q) :

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celle qui résulte de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normale d'occupation. (Normes NF P 06-001).

- Plancher terrasse non accessible : 1.00 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher terrasse accessible :(étage courant) 2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier : 2.5KN/m<sup>2</sup>
- Plancher dalle sol : 2.5KN/m<sup>2</sup>

▪ *Dimensionnement de l'escalier :*

Etudes de différentes parties de l'escalier. Les résultats sont consignés au tableau suivant :

**Tableau 30: résultats des efforts**

	Paillasse	Palier
Pu (KN/m <sup>2</sup> )	24.16	12.17
Pser (KN/m <sup>2</sup> )	17.62	8.74

**a) 1 Escaliers à paillasse droites :**

Les escaliers à paillasse sont généralement calculés comme des corps solides à ligne moyenne inclinée. La paillasse, qui est en fait une dalle inclinée appuyant sur deux contours, est donc assimilée à une poutre inclinée d'un angle  $\alpha$  reposant sur deux appuis.

Donc dans notre cas les appuis ne sont que deux réactions verticales.

On néglige les réactions horizontales ; car en général, les efforts normaux de compression N ne sont pas pris en compte, ils sont repris par le béton de la paillasse. L'épaisseur de la paillasse varie, en général entre 6 et 12 cm. Les armatures sont constituées par un quadrillage avec des fils porteurs inclinés, parallèle à la surface médiane de la paillasse et des fils de répartition, perpendiculaire à ces premiers. la sections des armatures porteuses est déterminée à partir des sollicitations (moments) et (celles des fils de répartition est déterminée comme pour des dalles) ( $A_{s, rep} = 0.25 \times A_{s, port}$ ).il est préférable que l'écartement des fils porteurs n'excède les 20 cm (en général, 10 ; 15 cm).

a. **Calcul des sollicitations :**

- Paillasse :
  - A l'ELU

$$M_u = \frac{Pu \times l^2}{8} = \frac{24.16 \times (4.60)^2}{8} = 63.90 \text{KN.m}$$

- A l'ELS

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{17.62 \times (4.60)^2}{8} = 46.60 \text{ KN.m}$$

• Palier

- A l'ELU

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{12.17 \times (2.50)^2}{8} = 9.50 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{8.74 \times (2.50)^2}{8} = 6.83 \text{ KN.m}$$

3. Calculs des ferrailages de l'escalier pour la paillasse :

Dans ce projet l'escalier n'est pas exposée aux intempéries ; donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; la section est soumise à la flexion simple (car il n'y a pas d'effort normal qui s'effectue au niveau de ce escalier).

L'enrobage :  $c \geq 1 \text{ cm}$  donc on prend  $c = 2.50 \text{ cm}$ .

Et dans notre calcul sur une section de largeur unité (c'est-à-dire  $b = 1 \text{ m}$ ):

$$b = 1 \text{ m} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h \quad \rightarrow \quad d = 0.9 \times 20 = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

Pour Fe 400 on a  $\mu_l = 0.392$

- Détermination des armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{63.90 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu_u < \mu_l \quad \leftrightarrow \quad 0.138 < 0.186 \quad \text{donc pas d'acier comprimé (A' = 0)}$$

Calcul de la section d'acier tendu :  $A_x$

$$A_x \geq \max\{A_u; A_{min}\}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z\alpha f_{su}}$$

Avec  $\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu u}] = 0.123$

$$AN : \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.138}] = 0.186$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$AN: Z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.187) = 16.66 = 0.166$$

$$A_u = \frac{0.06390}{0.166 \times 347.83} = 0.0011069 \text{ m}^2 = 11.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Calcul de Amin

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{min} = 2.173 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x \geq \max\{A_u; A_{min}\} \Leftrightarrow A_x \geq \max\{11.07; 2.17\}$$

$$A_x \geq 11.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures : **10 HA 12** = 11.30 cm<sup>2</sup>

#### Détermination de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}, \text{ nous prenons } 10 \text{ cm d'espacement.}$$

#### Vérification à L'ELS :

Calcul de  $Y$  et  $I$

$$y = \frac{\eta \times (A + A')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A + c' \times A')}{7.5}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (11.30 + 0)}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times (18 \times 11.30 + 2.5 \times 0)}{7.5}} - 1 \right]$$

Y = 86.59 cm.

$$I = \frac{b \times y^2}{3} + 15 \times [A(d - y)^2 + A'(y - c')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 86.59^2}{3} + 15 \times [11.30 \times (18 - 86.59)^2 + 0'(y - c')^2]$$

$$I = 1047355.286 \text{ cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{46.60}{2.298404417 \times 10^{-7}} = 444.93 \text{ KN/m}^3$$

Calcul et vérification des contraintes :

- Pour le béton :

Vérifions la condition de la compression du béton

$$\sigma_b = K \times Y$$

$$AN: \sigma_b = 444.93 \times 0.8659 = 385.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0.38 \text{ MPA} \quad \text{or} \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad \leftrightarrow \quad 0.36 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA}$$

Donc la condition de la compression du béton est assurée.

- Pour l'acier :

Vérifions la condition de la traction de l'acier

$$\sigma_s = \eta \times K(d - y)$$

$$AN: \sigma_s = 15 \times 444.93 \times (0.18 - 0.8659)$$

$$\sigma_s = -4577.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{et } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec le coefficient  $\eta$  (eta) = 1.6 pour les barres HA avec un diamètre de HA  $\geq 6 \text{ mm}$

$$AN: \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  donc la condition de traction de l'acier est vérifiée !

- Déterminations des armatures de répartition (des armatures longitudinales):

$$A_{s,rep} = 0.25 \times A_{s,port} \rightarrow A_{s,rep} = 0.25 \times 11.30 \text{ cm}^2 = 2.83 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6 HA 8 = 3.02 cm<sup>2</sup>

**l'espacement :**

$$St = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \text{ donc je prend } st = 20 \text{ cm}$$

#### - Détermination des armatures sur appuis

On prévoit forfaitairement des armatures de chapeau de section supérieur à 15% de la section des armatures longitudinales.

$$A_a \geq 0.15 \times A_x$$

$$AN: A_a \geq 0.15 \times 11.30 = 1.70 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_a = 1.70 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures :** 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

Détermination de l'espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc nous prenons un espacement de **20 cm**.

Tableau : 31 Récapitulatif des armatures de l'escalier

Armatures longitudinales				
A'	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
0	11,30	2,173	10 HA12	10
Armatures de répartition				
Ar (cm <sup>2</sup> )			Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>3,02</b>			6HA8	20
Armatures sur appuis				
Aa (cm <sup>2</sup> )			Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
2,01			4HA8	20

#### 4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est sollicitée à la torsion qui est due à l'encastrement partiel de l'ensemble **paillasse-palier**.

- Prédimensionnement :

Avec : L la longueur du palier de repos

- Selon BAEL 91

$$\frac{L}{15} \geq h \geq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 16.67 \leq h \leq 25$$

*donc on prend  $h = 20 \text{ cm}$*

Cherchons b :

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \quad \rightarrow \quad 8 \leq b \leq 16$$

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

D'où on a une section de :  $20 \times 15 \text{ cm}$ .

Méthode de calcul : on distingue deux méthodes de calcul suivant la disposition des éléments porteurs et le rapport  $\alpha$  des dimensions en plan du panneau de dalle.

Le panneau le plus défavorable est de :  $250 \times 550 \text{ cm}^2$ , les critères de rigidité sont donnée par :

$$\text{Calcul de } \rho = \frac{Lx}{Ly}$$

- si  $\rho \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle porte dans un seul sens: **le sens de lx**
- si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle porte dans deux sens : sens de lx et ly

$$\text{donc } \rho = \frac{250}{520} = 0.48 \leftrightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ d'ou la dalle porte dans deux sens.}$$

La dalle pleine étant exposée, la fissuration est considérée préjudiciable. La détermination des armatures se fera à l'ELU. Et le coefficient de poisson  $\nu = 0$ .

- Calculons les charges au  $\text{m}^2$

Charge permanentes  $G=6.24 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

- Combinaisons d'action :

A l'ELU :  $Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$Pu = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.17 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments en travées :**

- **Cas ou  $\alpha > 0.4$**

$$Mox = \mu x \times Pu \times lx^2$$

$$Moy = \mu y \times Mox$$

NB :  $\mu x$  et  $\mu y$  sont donner par la formule suivantes:

$$\mu x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times \alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu y = \alpha^3 (1.9 - 0.9 \times \alpha)$$

$$\text{AN: } \mu x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times 0.48^3)} \quad \text{et} \quad \mu y = 0.48^3 (1.9 - 0.9 \times 0.48)$$

$$\text{donc } \mu x = 0.0987 \quad \text{et} \quad \mu y = 0.16$$

D'où la sollicitation en travées devient :

$$Mox = 0.0987 \times 12.17 \times 2.50^2 = 7.51$$

$$Moy = 7.51 \times 0.16 = 1.20$$

- Calcul de la section d'acier dans le sens x :

Aciers donnée par le moment en travée  $M_{ox} = 7.51 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0.00751}{1 \times 0.18^2 \times 14.20} = 0.0163$$

- **Calcul de  $\alpha_x$**

AN:  $\alpha_x = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.163})$  Donc  $\alpha_x = 0.0206$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.136) = 0.178 \text{ m}$$

$$\text{donc } A_{stx} = \frac{M_{ox}}{Z \times f_{su}} = \frac{0.00751}{0.178 \times 347.83} = 1.209 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des aciers on prend : Suivant : Lx on a : **10 HA 12 totalisant : 11.30 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : 10.00 cm.

NB : les sections d'aciers calculées sont négligeables, on uniformise avec les aciers de la paille

- Calcul de la section d'acier dans le sens y :

Aciers donnée par le moment en travée  $M_{oy} = 1.20 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0.00120}{1 \times 0.18^2 \times 14.20} = 0.00261$$

- **Calcul de  $\alpha_y$  :**

AN:  $\alpha_y = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036})$  Donc  $\alpha_y = 0.003264$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha_y) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.003264) = 0.18 \text{ m}$$

$$\text{donc } A_{sty} = \frac{M_{uy}}{Z \times f_{su}} = \frac{0.00120}{0.18 \times 347.83} = 0.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Suivant : Lx on a : **10 HA 12 totalisant : 11.30 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : 10 cm.

Suivant : Ly on a : **4 HA 8 totalisant : 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : 25.00 cm.

- **calcul des moments sur appuis :**

**$M_e$  et  $M_w \geq 0.5 M_o$  , appuis voisin des appuis de rive**

$$M_a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times 7.51 = 3.755 \text{ KN.m}; \quad M_a = M_{ax} = M_{ay} = 3.755 \text{ KN.m}$$

- Aciers données par les moments sur appuis  $M_{ax} = M_{ay} = 3.755 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0.003755}{1 \times 0.18^2 \times 14.20} = 0.00816$$

- **Calcul de  $\alpha$  :** AN:  $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00816})$  Donc  $\alpha = 0.0102$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0102) = 0.18 \text{ m}$$

$$\text{donc } A_s = \frac{M_{ay}}{Z \times f_{su}} = \frac{0.003755}{0.18 \times 347.83} = 0.602 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :  $2HA 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

#### 11. Vérification de l'effort tranchant

**Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{43440}{200 \times 180} = 2.24 \text{ MPA}$$

la fissuration étant peu préjudiciable donc implique que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \leftrightarrow 2.24 < 3.33$  condition vérifié!

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi l \text{ min}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi t \leq \min \{ 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 20 \text{ mm} \}$$

Donc on décide de prendre  $\phi t = 6 \text{ mm}$ .

## VII. DIMENSIONNEMENT DU VOILE

Le cage d'ascenseur est la cage ou viendra loger l'ascenseur. cette cage est en voile . ces sont des elements de la structure ayant deux de leur dimension grande par rapport à la troisième qui est l'épaisseur.

### 1. Pré dimensionnement :

On considère comme dimension du voile largeur égale à la largeur du mur et de longueur égale à un (1) ml.

- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement nous effectuons une descente de charge jusqu'au dernier niveau

- D'après le pré dimensionnement nous avons une épaisseur  $a=20 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles est prévu
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

## 2. Calcul des sollicitations:

Il se comporte comme des poteaux. Nous avons effectué une descente de charge totale agissant sur l'ascenseur.

### a. Charges permanentes :

- Poids propres de la machine supportée..... $50.00 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la dalle ..... $0.2 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2$

### b. Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

## 3. Combinaison des charges :

- *ELU* :  $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$N_u = 1.35 \times (50 + 5) + 1.5 \times 1 = 75.75 \text{ KN/m}^2$$

- *ELS* :  $P_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = 55 + 1 = 56 \text{ KN/m}^2$$

## 4. Calcul de la section reduite du béton

$$Br = b(a - 2cm) \Rightarrow Br = 1 \times (20 - 2) = 18 \text{ cm} = 0.018 \text{ m}$$

- Longueur de flambement

Mur encastré en tête et en pieds , avec un plancher d'un seul coté :

$$L_f = 0.85 \times H = 0.85 \times 4.20 \text{ m} = 3.57 \text{ m}$$

- Elancement réduit

$$\lambda = \left( \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a - 2} \right) = \frac{3.57 \times \sqrt{12}}{0.2 - 0.02} = 68.70$$

- Effort normale ultime

$$N_{ultim} = \alpha \left( \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{Asc \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

- Voile non armée

$$Asc = 0 \text{ et } \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$$

- Voile armée :

$$\left( \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{array} \right)$$

$$AN: \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{68.70}\right)^2 = 0.318$$

5. Calcul de la section d'acier : Asc

$$Asc \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \times Br \right)$$

$$AN: Asc \geq \frac{1.15}{400} \times \left( \frac{0.07575}{0.318} - \frac{25 \times (0.018)}{0.9 \times 1.5} \right) = -0.0273 \text{ m}^2$$

Donc Asc < 0 d'ou on dimensionne avec Amin.

Donc l'effort normal réduit devient :

$$AN: Nultim = 0.318 \left( \frac{0.018 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0 \times f_e}{\gamma_s} \right) = 0.106 \text{ MN}$$

$Nu < Nultim \Leftrightarrow 0.075 \text{ MN} < 0.106 \text{ MN}$ , alors le mur est non armé

6. Determination des pourcentages minimaux d'acier :

Contrainte ultime du béton

$$\sigma_u = \frac{Nu}{a} = \frac{0.075}{0.2} = 0.38 \text{ Mpa}$$

Contrainte limite ultime du béton

$$\sigma_{ultim} = \frac{N_{ultim}}{a} = \frac{0.106}{0.2} = 0.53 \text{ Mpa}$$

- Section d'acier minimale verticale

$$A_v = \max \left( 0.001 \times a ; \left( \frac{0.6 \times a \times \theta}{f_e} \times \left( \frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{ultim}} - 1 \right) \right) \right)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \theta = 1 \text{ pour un voile intermediaire} \\ \theta = 1.4 \text{ pour un voile de rive} \end{cases}$$

$$A_v = \max \left( 0.001 \times 0.2 ; \left( \frac{0.6 \times 0.2 \times 1.4}{400} \times \left( \frac{3 \times 0.38}{0.53} - 1 \right) \right) \right)$$

$$= \max(0.0002; 4.38 \times 10^{-4})$$

$$= \max(2 \text{ cm}^2; 4.83 \text{ cm}^2)$$

$$A_v = 4.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- L'espace maximale entre les armatures  $St \leq \min(2 \times a; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 \times 20; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $St = 20 \text{ cm}$

- Choix des armatures : 5 HA 12 ; totalisant  $5.65 \text{ cm}^2$

#### 7. Section d'acier minimale horizontale

$$A_h = \max \left( \frac{2}{3} \times A_v; 0.001 \times a \right)$$

$$AN: A_h = \max \left( \frac{2}{3} \times 4.38 \times 10^{-4}; 0.001 \times 0.2 \right) = \max(2.92 \times 10^{-4}; 2 \times 10^{-4})$$

$$A_h = 2.92 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- L'espace maximale entre les armatures  $St \leq 33 \text{ cm}$

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

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

- Choix des aciers :

Nous convenons de prendre 7 HA 8; *totalisant*  $3.52 \text{ cm}^2$

### VIII. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural couronnant le bâtiment au niveau du dernier niveau (plancher terrasse non accessible). Il est conçu pour la protection de ligne entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme un console, encastré dans le plancher, soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F^P$ ) et une charge horizontale (Q) due à la maison courante.

❖ Hypothèse des calculs :

- Le calcul se fera sur une bande de 1 m de longueur.
- La fissuration est considéré préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composé .
  - Calcul à l'ELU :

Poids propre

Surface d'accrotère :  $S = 0.1 \times 0.8 = 0.08 \text{ m}^2$

1. Charge permanente : G

$$G = \rho_{\text{béton}} \times S = 0.08 \times 25 \text{ m}^2 \text{ KN/m}^3 = 2 \text{ KN.m}$$

$$G = 2 \text{ KN/ml}$$

$$Nu = 1.35 \times G = 1.35 \times 2 = 2.7 \text{ KN/ml}$$

2. Charge d'exploitation : Q

La surcharge est due à l'effet du vent et à la précipitation.

$$\text{On estime : } Q = 0.70 \text{ KN/ml}$$

$$Qu = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.70 = 1.05 \text{ KN/ml}$$

❖ Le moment d'encastrement :  $M_u$

$$M_u = Qu \times h = 1.05 \times 0.8 = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.84 \text{ KN.m}$$

3. Sollicitation à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = G = 2 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{Q \times l^2}{2} = \frac{0.7 \times 0.8^2}{2} = 0.224 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 0.224 \text{ KN.m}$$

#### 4. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.84}{2.7} = 0.31 \text{ m}$$

$$e = 0.31 \text{ m}$$

$$ht = 10 \text{ cm}$$

$$e = \frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e > \frac{ht}{6} \quad \Leftrightarrow \quad 31 \text{ cm} > 1.67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimé par ce que le centre de pression est appliquée à l'extérieur du noyau central.

#### 5. Détermination du ferrailage :

##### 1. A L'ELU

On à :

$$ht = 0.1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times ht = 0.9 \times 0.10 = 0.09 \text{ m}$$

$$d' = ht - d = 0.1 - 0.09 = 0.01 \text{ m}$$

$\left\{ \begin{array}{l} ht : \text{l'épaisseur du mur d'acrotère ramené en mètre .} \\ d : \text{la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.} \\ d' : \text{la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.} \end{array} \right.$

- Moment de flexion fictif (MA)

$$MA = Mu + Nu \times \left( \frac{d - ht}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad MA = 0.84 + 2.7 \times \left( \frac{0.09 - 0.1}{2} \right)$$

$$Mu = 0.8265 \text{ KN.m} = 82.65 \times 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- Moment réduit :  $\mu u$

$$\mu u = \left( \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bc}} \right); \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \approx 14.20 \text{ Mpa}$$

$$AN: \mu u = \left( \frac{82.65 \times 10^{-5}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.20} \right) = 7.18 \times 10^{-3} = 0.00718$$

$$\text{Donc } \mu u < \mu l \text{ (pivot A)} \Leftrightarrow 0.00718 < 0.259$$

D'ou les armatures comprimés ne sont pas nécessaires , avec  $A_{sc} = 0$

## 6. Calcul des armatures

$$A_{st} = \left( 1 \times \frac{\frac{MA}{Z} - Nu}{\sigma_{st}} \right)$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00718}) = 9.014 \times 10^{-3} \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.00914) = 0.0896 \text{ m} \end{cases}$$

$$AN: A_{st} = \left( 1 \times \frac{\frac{82.65 \times 10^{-5}}{0.09} - 2.7 \times 10^{-3}}{348} \right) = 1.8748 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.187 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Alors la section est faible , calculons avec la formule de non fragilité.

## 7. Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{25} = 2.1 \text{ Mpa et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$AN: A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 1.09 \text{ cm}^2$$

## 9. Choix des armatures

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

### 2. A l'ELS

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}; \text{ Avec } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}; \text{ Avec } \overline{\sigma_{st}} \text{ est fonction de la fissuration}$$

$$\sigma_{sc} < \overline{\sigma_{sc}}$$

Avec

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I}; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} \times Z \times (d - Y_{ser})}{I}; \quad \sigma_{sc} = \frac{\eta \times N_{ser} \times Z (Y_{ser} - d')}{I}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \eta = 15 \\ Y_{ser} : \text{c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'ELU} \end{cases}$$

On à :

$$N_{ser} = 2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 0.224 \text{ KN.m}$$

1. L'excentricité devient :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.224}{2} = 0.112 \text{ m}$$

$$e = 0.112 \text{ m}$$

$$\text{Avec } Y_{ser} = Z + C$$

$$\text{Avec } C = \left(\frac{h}{2}\right) - e; \quad \Rightarrow C = \left(\frac{0.1}{2}\right) - 0.112 = -0.062$$

$$\text{Donc } C = -0.062 \text{ m}$$

Zest définie par l'équation du 3ème degré suivante :  $Z^3 + PZ + q = 0$

$$p = -3C^2 - \frac{(C - d') \times 6\eta \times A_{sc}}{b} + \frac{(d - c) \times 6\eta \times A_{st}}{b}; \quad \text{Alors } A_{sc} = 0$$

$$\text{AN : } p = -3(-0.062)^2 - \frac{(-0.062 - 0.01) \times 6 \times 15 \times 0}{1.00} + \frac{(0.09 + 0.062) \times 6 \times 15 \times 1.51}{1.00}$$

$$p = -3(-0.062)^2 + \frac{(0.09 + 0.062) \times 6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1.00} = 0.013 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times C^3 - \frac{(C - d')^2 \times 6 \times \eta \times Asc}{b} + \frac{(d - C)^2 \times 6 \times \eta \times Ast}{b}$$

$$AN: q = -2 \times (-0.062)^2 + \frac{(0.09 + 0.062)^2 \times 6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1.00} = -7.37 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4 \times P^3}{27} \right)$$

$$AN: \Delta = (-7.37 \times 10^{-3})^2 + \left( \frac{4 \times (0.013)^3}{27} \right) = 5.47 \times 10^{-5} \text{ m}^6$$

Donc,  $\Delta > 0$

$$t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$$

$$AN: t = 0.5 \times (\sqrt{5.47 \times 10^{-5}} - (-7.37 \times 10^{-3})) = 1.30 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

➤ Calcul de (L)

$$L = t^{1/3} \Rightarrow L = (1.30 \times 10^{-5})^{1/3} = 0.0235 \text{ m}$$

➤ Calcul de Z :

$$Z = \frac{(L - P)}{3L} \Rightarrow AN: Z = \frac{(0.0235 - 0.013)}{3 \times 0.0235} = 0.149 \text{ m}$$

$$Donc ; Y_{ser} = Z + C ; \Rightarrow AN : Y_{ser} = 0.149 + (-0.062) = 0.0873 \text{ m}$$

➤ Calcul d'inertie : I

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15[Ast(d - Y_{ser})^2 + Asc(Y_{ser} - d')]. \text{ Avec } Asc = 0$$

$$AN: I = \frac{1.00 \times (0.0873)^3}{3} + 15[1.51 \times 10^{-4}(0.09 - 0.0873)^2] = 2.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I} = \frac{2 \times 10^{-3} \times 0.149 \times 0.0873}{2.217 \times 10^{-4}} = 0.117 \text{ Mpa}$$

Donc  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$   $\Leftrightarrow$   $0.117 < 15 \text{ Mpa}$  ; condition vérifié

- La fissuration est peu préjudiciable :

ce qui veut dire que :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$ .

$$\text{Avec } \begin{cases} \eta = 1.6 \\ f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{AN: } \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67 ; 201.63) \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{N_{ser} \times Z \times (d - Y_{ser})}{I} = \frac{2 \times 10^{-3} \times 0.149 \times (0.09 - 0.0873)}{2.217 \times 10^{-4}} \\ &= 3.63 \times 10^{-3} \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Donc  $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$   $\Leftrightarrow$   $0.00363 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa}$  ; condition vérifié

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptable.

- ❖ Calcul des armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$\text{AN: } A_r = \frac{1.51 \text{ cm}^2}{4} = 0.377 \approx 0.38 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELS

$$N_{ser} = 2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \left( \frac{(e - c) + h}{2} \right)$$

$$\text{AN: } M_{ser} = 2 \left( \frac{(0.112 + 0.062) + 0.1}{2} \right) = 0.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 0.274 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe Neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - \eta \times A_{st} \times (d - y_1) = 0$$

$$50 \times y_1^2 - 22.65 y_1 - 203.85 = 0 \Rightarrow y_1 = 1.80 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y_1^3 + \eta \times A_{st} \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1.80)^3}{3} + 15 \times 1.51 \times (9 - 1.80)^2$$

$$I = 1368.58 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{274}{1368.58} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow 0.20 < 15 \text{ Mpa ; condition vérifié}$$

➤ Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right).$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\emptyset > 6 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(267 \text{ Mpa} ; 202 \text{ Mpa}) = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{274}{1368.58} (9 - 1.80) = 21.62 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Leftrightarrow 21.62 < 202 \text{ Mpa ; condition vérifié}$$

➤ Contrainte de cisaillement :

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

$$\text{Avec } T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN}$$

$$T = 1.05 \text{ KN}$$

$$\text{AN: } \tau_u = \frac{1.05}{1 \times 0.09} = 11.67 \text{ KN/m}^2 = 0.011 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \overline{\tau_u} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$$

$$AN: \bar{\tau u} = \min(0.1 \times 25 ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau u < \bar{\tau u} ; 0.011 < 2.5 \text{ Mpa} ; \text{condition vérifié}$$

#### 10. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après R.P.A 99 ( version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$Fp = 4 \times Cp \times A \times Wp$$

Avec :

*A*: coefficient d'accélération en zone A = 0.15

*Cp* : facteur des forces horizontales  $Cp = 0.8$

*Wp* : poids propre de l'acrotère  $Wp = 1.43 \text{ KN}$

*Fp* : force horizontale pour les éléments secondaires des armatures , il faut que  $Fp < 1.5Q$

$$FP = 4 \times 0.15 \times 1.43 \times 0.8 = 0.68 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } Fp < 1.5Q \Leftrightarrow 0.68 < 1.05 \text{ KN} ; \quad \text{condition vérifié}$$

### XI. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les résultats obtenus à partir du pré-dimensionnement et de la descente de charges nous permettrons de dimensionner les différents éléments de la structure. Le but rechercher dans ce chapitre est de calculer le ferrailage de ces éléments selon la règle BAEL 91.

#### 1. Dimensions des poteaux

Le poteau est un élément porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

##### 1.1 Poteau (P1)

Données :

- Fissuration peu préjudiciable
- Combinaison d'action :  $Pu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- Sollicitation :  $Nu$

Le poteau d'angle est sollicité par deux poteaux de rive.

Donc 15 % des charges est appliqué sur ce poteau.

$$Nu = 1.15 \times Pu \Rightarrow Nu = 1113.69795 \text{ KN}$$

- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- Matériaux

Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Acier:  $Fe \text{ 400 HA}$

- Poteau rectangulaire :  $20 \times 30 \text{ cm}$ .
- Longueur de flambement :  $L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.20 = 2.94 \text{ m}$
- Enrobage des armatures :  $3 \text{ cm}$

a. Calcul des armatures longitudinales.

❖ Calcul de la section d'acier comprimé

$$A_{sc} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \times Br \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.60 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \end{array} \right.$$

Et l'élancement mécanique :

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = \frac{2.94 \times \sqrt{12}}{0.3} = 33.94$$

$$\lambda < 50, \text{ donc le coefficient } \alpha \text{ devient: } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{33.94}{35} \right)^2} = 0.715$$

De plus :

- Si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours :  $\Rightarrow \alpha = \alpha$
- Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours :  $\Rightarrow \alpha = \frac{\alpha}{1.10}$
- Si la majorité des charges est appliquée à un âge  $j < 28 \text{ jours}$  :  $\Rightarrow \alpha = \frac{\alpha}{1.20}$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\alpha = \frac{\alpha}{1.10} \Rightarrow \alpha = \frac{0.715}{1.10} = 0.650$$

$$AN: Asc \geq \frac{1.15}{400} \times \left( \frac{1.11370}{0.650} - \frac{25 \times (0.077639)}{0.9 \times 1.5} \right) = 7.92422 \times 10^{-4} m^2$$

$$Asc = 7.92 \text{ cm}^2$$

b. Calcul de la section d'acier minimale

$$Amin = \max \begin{cases} 4 \times U = 4 \times 2 \times (0.20 + 0.30) = 4.00 \text{ cm}^2 \\ 0.2\% \times B = 0.2 \times 0.01 \times (20 \times 30) = 1.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Amin = 4 \text{ cm}^2$$

c. Calcul de la section d'acier maximale

$$Amax \leq 5\% \times B$$

$$AN: Amax \leq \frac{5}{100} \times (20 \times 30) \Rightarrow Amax \leq 30 \text{ cm}^2$$

$$Amax = 30 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$Amin \leq Asc \leq Amax \Leftrightarrow 4 \text{ cm}^2 \leq 7.92 \text{ cm}^2 \leq 30 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Condition vérifié.

Choix des armatures : 6  $\emptyset$  HA 14 = 9.24  $\text{cm}^2$ .

- Justification des armatures longitudinale :

Condition d'équilibre :

Dans toute section droite, l'effort de traction est équilibré par les armatures longitudinales seules.

$$Nu \leq Nultime = \alpha \left[ \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + Ast \times \frac{fe}{\gamma s} \right]$$

$$Nultime = 0.650 \left[ \frac{0.077639 \text{ m}^2 \times 25}{1.35} + 9.24 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] = 1.143 \text{ MN}$$

Donc  $Nu \leq Nultime \rightarrow 1.113 \text{ MN} \leq 1.143 \text{ MN}$  Condition vérifié

- Vérifions les conditions de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton ne doit pas entraîner le dépassement de la limite d'élasticité de l'acier.

$$Asc \geq \frac{Br \times ft28}{fe}$$

AN:

$$Asc \geq \frac{0.077639 \times 2.1}{400} = 0.0004076 \text{ m}^2 = 4.076 \text{ cm}^2$$

d'ou:  $9.24 \text{ cm}^2 > 4.076 \text{ cm}^2$  condition veifié !

#### d. Armatures transversale

- ❖ Diamètre :  $\phi t$

$$\phi t = \frac{lmax}{3} \Rightarrow \phi t = \frac{14 \text{ mm}}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

On choisit  $\phi t = 8 \text{ m}$

- ❖ Espacement en zone courante :  $st$

$$st \leq \begin{cases} 40 \text{ cm;} \\ a + 10 \text{ cm;} \\ 15 \times \phi lmin; \end{cases} \Rightarrow st \leq \begin{cases} 40 \text{ cm;} \\ 30 + 10 = 40 \text{ cm;} \\ 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm;} \end{cases}$$

Donc l'espacement en zone courante :  $st = 15 \text{ cm}$

- ❖ Longueur de recouvrement:  $Lr$

Acier comprimé :  $Lr \geq 0.6 \times ls$

$$ls = \left( \frac{\phi lmax}{4} \times \frac{fe}{Zsu} \right); \text{ avec } Zsu = 0.6 \times \phi s^2 \times ftj$$

$$ftj = 0.6 + 0.06 \times fc28, \text{ avec } fc28 = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow ftj = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$AN : Zsu = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 \text{ Mpa} = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$AN: ls = \left( \frac{1.4 \text{ cm}}{4} \times \frac{400 \text{ Mpa}}{2.84 \text{ Mpa}} \right) = 49.30 \text{ cm}; \Rightarrow ls = 50 \text{ cm}$$

$$ls = 50 \text{ cm}$$

$$AN: lr \geq 0.6 \times ls \Rightarrow lr \geq 0.6 \times 50 \geq 30$$

$Lr = 30 \text{ cm}$  ; en zone courante

$Lr = 30 \text{ cm}$  ; en zone courante

#### e. Espacement en zone de recouvrement

*Str*:

on doit avoir au moins trois (3) cours ;

$$Str \leq st$$

Nombre de cours :

$$n = \frac{Lr}{Str} + 1 \Rightarrow Str = \frac{30}{3} + 1 \text{ cm}$$

L'espacement en zone de recouvrement :  $Str = 13 \text{ cm}$  .

## X. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE

Le choix du type de fondation :

Le choix s'effectue souvent à partir de deux critères principaux.

- Assurer la sécurité des occupants et la stabilité de l'immeuble
- Adopter une solution économique.

Conformément aux recommandations du Laboratoire National des Travaux Publics (LNBTP) du Tchad, l'étude du sol effectuée dans la région du centre capitale (N'Djamena), un sol ferme qui a une contrainte de deux (2) bars à 3,00 m de profondeur et les calculs de fondation sera réduit à un seul type de fondation avec une semelle isolée ou filante.

### 1. Semelle isolée sous poteau d'angle (S1)

Données :

- Section du poteau :  $s = 20 \times 30 \text{ cm}$ .
- Sollicitation :  $P_{ser} = G + Q = 554.705 + 146.3875 = 701.0925 \text{ KN}$ .
- Contrainte du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

## 2. Prè dimensionnement de la semelle : $A ; B ; d ; h$

Il est recommandé que, la semelle suit la forme du poteau.

- Calcul de :  $P_u$  et  $P_{ser}$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35 \times 554.705 + 1.5 \times 146.3875 \\ = 968.433 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = G + Q \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 554.705 + 146.3875 = 701.0925 \text{ KN}$$

$$P_u = 968.433 \text{ KN} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 701.0925 \text{ KN}$$

- Il faut que cette condition soit vérifié :

$$\sigma_{, semelle} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{P}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{P}{\sigma_{sol}}$$

Pour la section du béton de la semelle, on fait le dimensionnement à l'ELU et à l'ELS.

$$\frac{P}{\sigma_{sol}} = \max\left(\frac{P_u}{\sigma_{sol, u}}; \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol, ser}}\right) \\ \Rightarrow \quad \text{Avec} \begin{cases} \sigma_{sol, u} = 1.35 \times \sigma_{sol} = 1.35 \times 0.2 = 0.27 \\ \sigma_{sol, ser} = \sigma_{sol}, ser = 0.2 \end{cases}$$

$$\frac{P}{\sigma_{sol}} = \max\left(\frac{0.968433}{0.27}; \frac{0.7010925}{0.2}\right) = \max[3.5867; 3.50546]$$

$$\frac{P}{\sigma_{sol}} = 3.59 \text{ (E. L. U)}$$

- Determination de  $A ; B ; d$  et  $h$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{P}{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \sqrt{\frac{30}{20} \times 3.59} = 2.32 \text{ m}$$

On retiens le coté  $A = 2.40m$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{P}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{20}{30} \times 3.59} = 1.547 m$$

On retiens le coté  $B = 1.60 m$

On est appelé à choisir :

$$\begin{pmatrix} A = 2.40 m \\ B = 1.60 m \end{pmatrix}$$

Le coté (A) est parallèle à (a) et le coté (B) est parallèle à (b).

- La hauteur utile minimale (h)

Vue que la semelle est rectangulaire, et pour des raisons économiques on détermine la hauteur utile à partir de la petite portée du semelle coté (B)

$$\left(\frac{B - b}{4}\right) + 5 \text{ cm} \leq h \leq (B - b) + 5 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{160 - 20}{4}\right) + 5 \text{ cm} \leq h \leq (160 - 20) + 5 \text{ cm}$$

$$35 + 5 \text{ cm} \leq h \leq 140 + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Nous convenons de prendre  $d = 35 \text{ cm}$  et  $h = 40 \text{ cm}$

- Condition de rigidité et de non poinçonnement de la semelle.

*il faut que :  $\sigma_{réelle, semelle} \leq \sigma_{sol, u}$*

Poids propre de la semelle :  $Pp = \gamma b \times (A \times B \times h)$

$$Pp, \text{ semelle} = 25 \times (2.4 \times 1.6 \times 0.40) \times 1.35 = 51.84 \text{ KN}$$

$$Pu, \text{ total} = Pu + Pp \Rightarrow Pu, \text{ total} = 968.433 + 51.84$$

$Pu, \text{ Total} = 1020.273 \text{ KN}$

$$\sigma_{réelle, semelle} = \frac{1.020273}{2.4 \times 1.6} = 0.265$$

$$\sigma_{réelle, semelle} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow 0.265 < 0.27 \text{ condition vérifié}$$

La condition de rigidité et de non poinçonnement est vérifiée et la section réelle de la semelle devient :

$$A = 2.40 \text{ m} ; B = 1.60 \text{ m} ; h = 0.40 \text{ m}$$

$$A = 2.40 \text{ m} ; B = 1.60 \text{ m} ; h = 0.40 \text{ m}$$

### 3. Détermination de la section d'armatures :

Pour les semelles soumises à l'action d'une force centrée, la préférence est donnée à la méthode des **bielles**. Ainsi, par cette méthode, parallèlement aux coté **A** et **B**, on obtient pour les sections d'armatures par les expressions suivantes :

- Pour la section d'acier on fait le calcul à l'ELU avec un coefficient majorateur qui ramène tout à l'ELS.

Avec coté A égale :  $As_{//A}$  et  $As_{//B}$

- Coté A

$$As, A = \frac{(A - a) \times Pu, total}{8 \times d \times fsu}$$

$$Avec : \begin{cases} Pu, total = Pu + Pp, semelle = 1.020273 \text{ MN} \\ d = h - 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$AN: As, A = \frac{(240 - 30) \times 1.020273}{8 \times 35 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 2.19996 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$As, A = 22.00 \text{ cm}^2$$

Coté :  $As, A = 22.00 \text{ cm}^2$

$$As, B = \frac{(B - b) \times Pu, total}{8 \times d \times fsu}$$

$$Avec : \begin{cases} Pu, total = Pser + Pp, semelle = 1.020273 \text{ MN} \\ d = h - 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$AN: A_s, B = \frac{(B - b) \times Pu, total}{8 \times d \times fsu} = \frac{(160 - 20) \times 1.020273}{8 \times 35 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 1.46664 \times 10^{-3} m^2$$

$$A_s, B = 14.67 cm^2$$

$A_s, B = 14.67 cm^2$

- La fissuration est très préjudiciable (FTP) :

$$\begin{cases} A_s \parallel A = 1.5 \times 22 = 33 cm^2 \\ A_s \parallel B = 1.5 \times 14.67 = 22.05 cm^2 \end{cases}$$

- Choix des aciers

L'espacement au niveau des semelles isolées sont compris entre  $st \in [15 cm \text{ à } 30 cm]$

On retiens un espacement :  $st = 15 cm$ .

- Nombres des barres par rapport à A

$$N \parallel A = \frac{B}{st} + 1 = \frac{160 cm}{15 cm} + 1 = 11.67 \cong 12 \text{ barres}$$

- Nombres des barres par rapport à B

$$N \parallel B = \frac{A}{st} + 1 = \frac{240 cm}{15 cm} + 1 = 16 + 1 \cong 17 \text{ barres}$$

$N \parallel A = 12 HA 20$ , équilibrant une section d'acier pratique, de  $37.7 cm^2 > 33 cm^2$

$N \parallel B = 17 HA 14$ , équilibrant une section d'acier pratique, de  $26.18 cm^2 > 22.05 cm^2$

### Vérification des crochets

Longueur du scellement dans le sens de A :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{ftj \times 0.6 \times \varphi s^2} \Rightarrow \begin{cases} \phi: \text{diamètre de la section} \\ ftj = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 Mpa \\ \varphi s = 1.5, \text{ si l'acier est de type HA} \end{cases}$$

$$AN: L_s = \frac{0.020}{4} * \frac{400}{2.1 \times 0.6 \times (1.5)^2} = 0.7054 m$$

$$L_s > \left(\frac{A}{4}\right) \Leftrightarrow 71 \text{ cm} > \frac{240}{4} = 60 \text{ cm}$$

Dans le sens de la longueur (A):  $L_s = 71 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$ , donc barres avec crochets

Longueur du scellement dans le sens de B :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{f_{tj} \times 0.6 \times \varphi_s^2} \Rightarrow \begin{cases} \phi: \text{diamètre de la section} \\ f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa} \\ \varphi_s = 1.5, \text{ si l'acier est de type HA} \end{cases}$$

$$AN: L_s = \frac{0.014}{4} * \frac{400}{2.1 \times 0.6 \times (1.5)^2} = 0.4938 \text{ m}$$

$$L_s > \left(\frac{B}{4}\right) \Leftrightarrow 49 \text{ cm} > \frac{160}{4} = 40 \text{ cm}$$

Dans le sens de la longueur (B):  $L_s = 49 \text{ cm} > 40 \text{ cm}$ , donc barres avec crochets  
condition au crochet vérifiée, donc notre semelle sera en glacis (économie du béton)

#### 4. Détermination de l'épaisseur du glacis (e)

$$e \geq \max \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 6\phi + 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{sans crochets} \\ 12\phi + 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{avec crochets} \end{cases}$$

Donc :  $e = 12 \times 2.00 + 6 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$  dans le sens de A

Donc :  $e = 12 \times 1.40 + 6 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}$  dans le sens de B

$e = 30 \text{ cm.}$

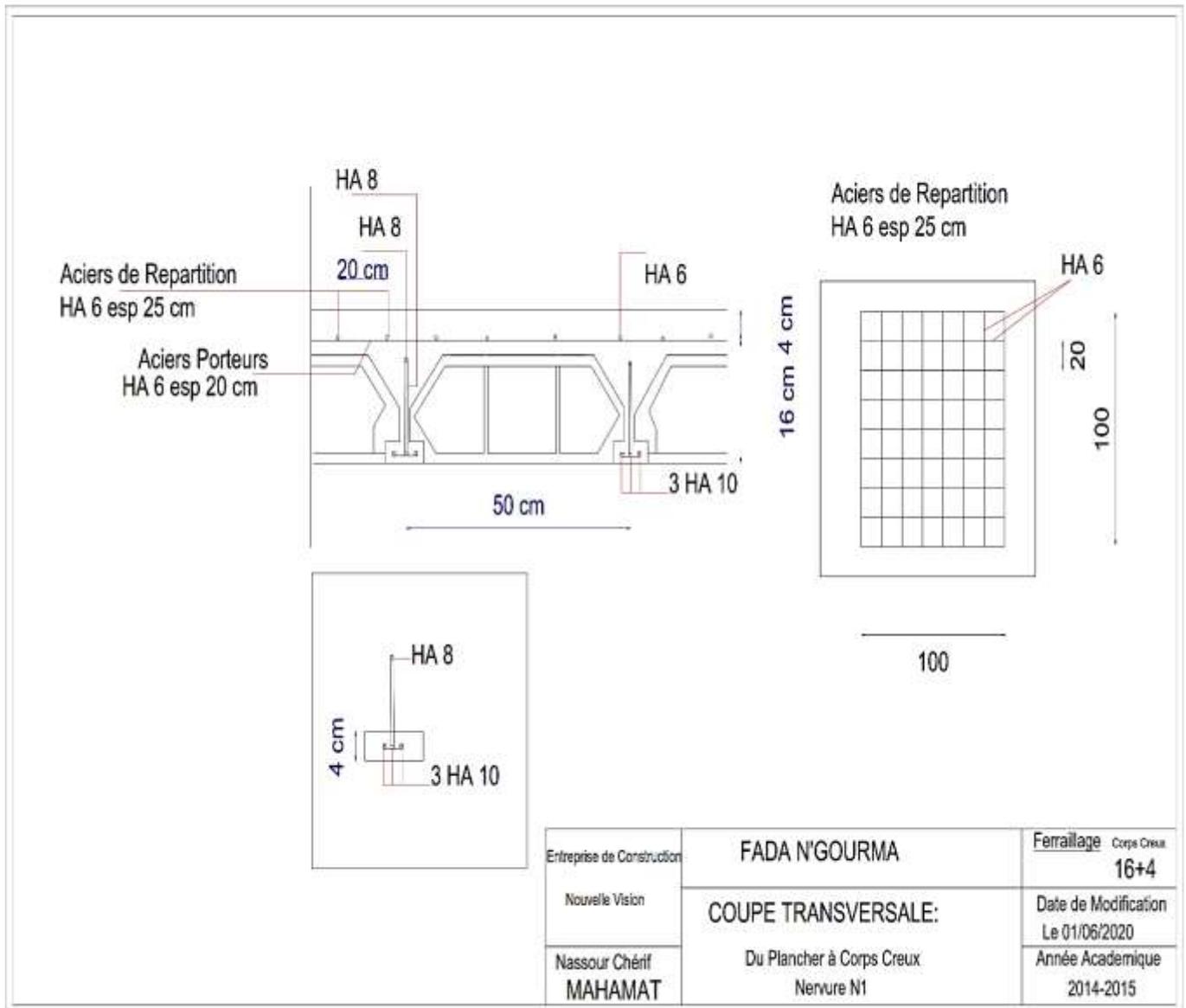
- **Contrôle de la contrainte sur le sol**

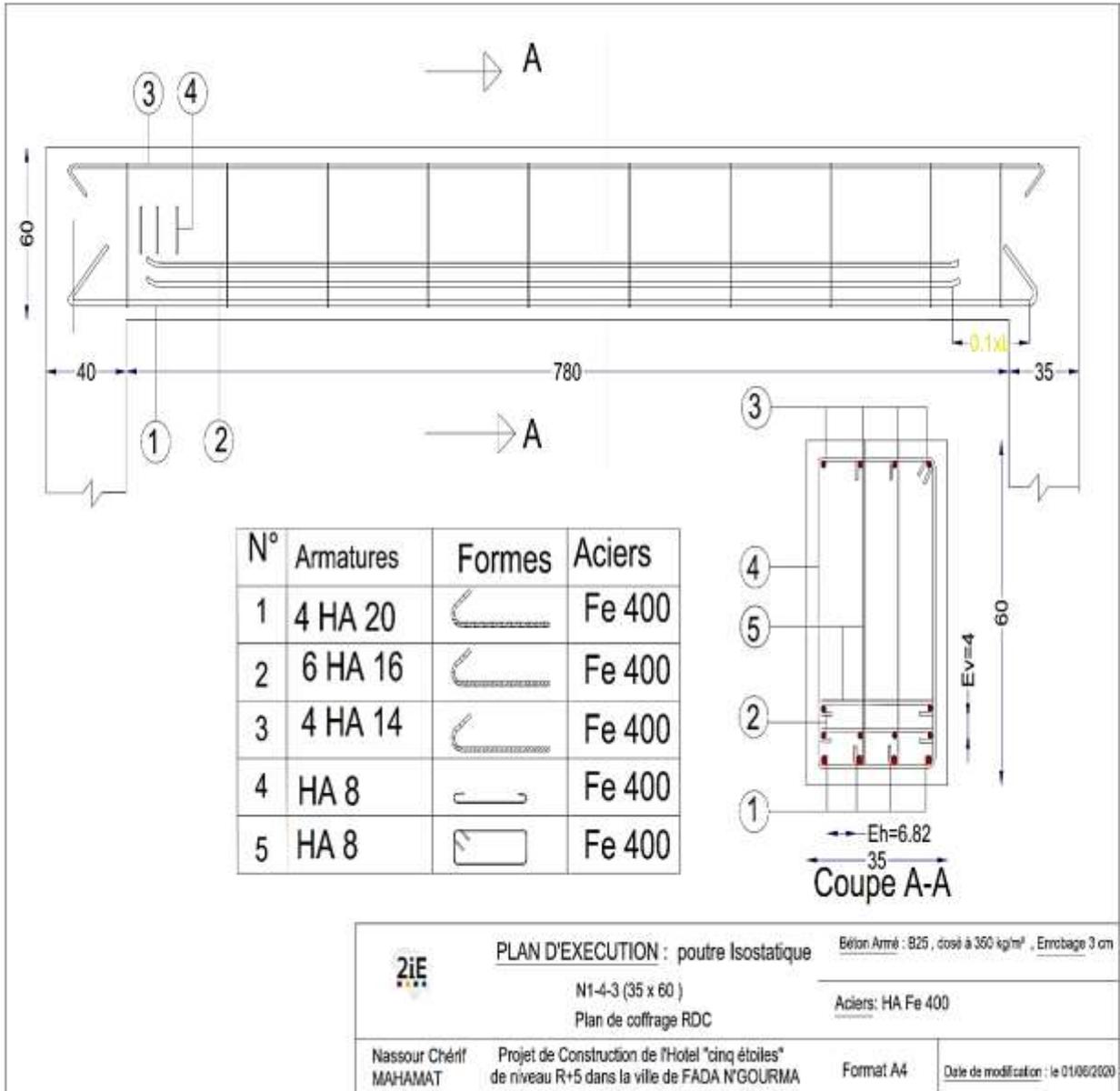
$$\sigma_{réelle, \text{ semelle}} = \frac{P_{u, \text{ total}}}{S} = \frac{1.020273}{2.4 \times 1.6} = 0.265 \text{ MPA} < 0.27 \text{ MPA}$$

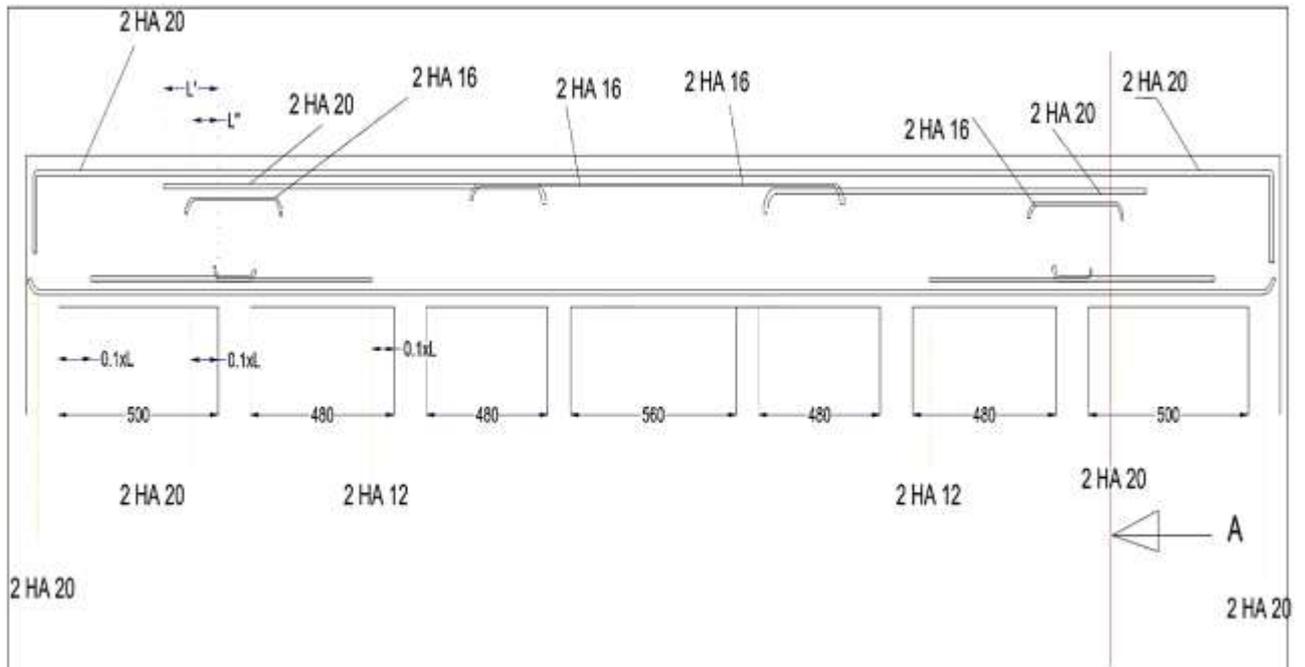
Donc

$\sigma_{réelle, \text{ semelle}} < \sigma_{sol, u}$  condition vérifiée!

## ANNEXE : 5 DETAILS FERRAILLAGE DES DIFFERENTSELEMENTS

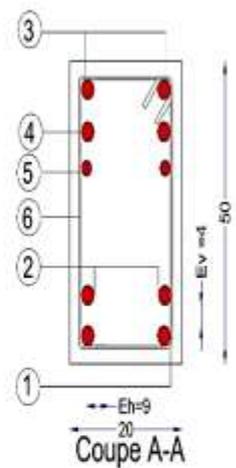




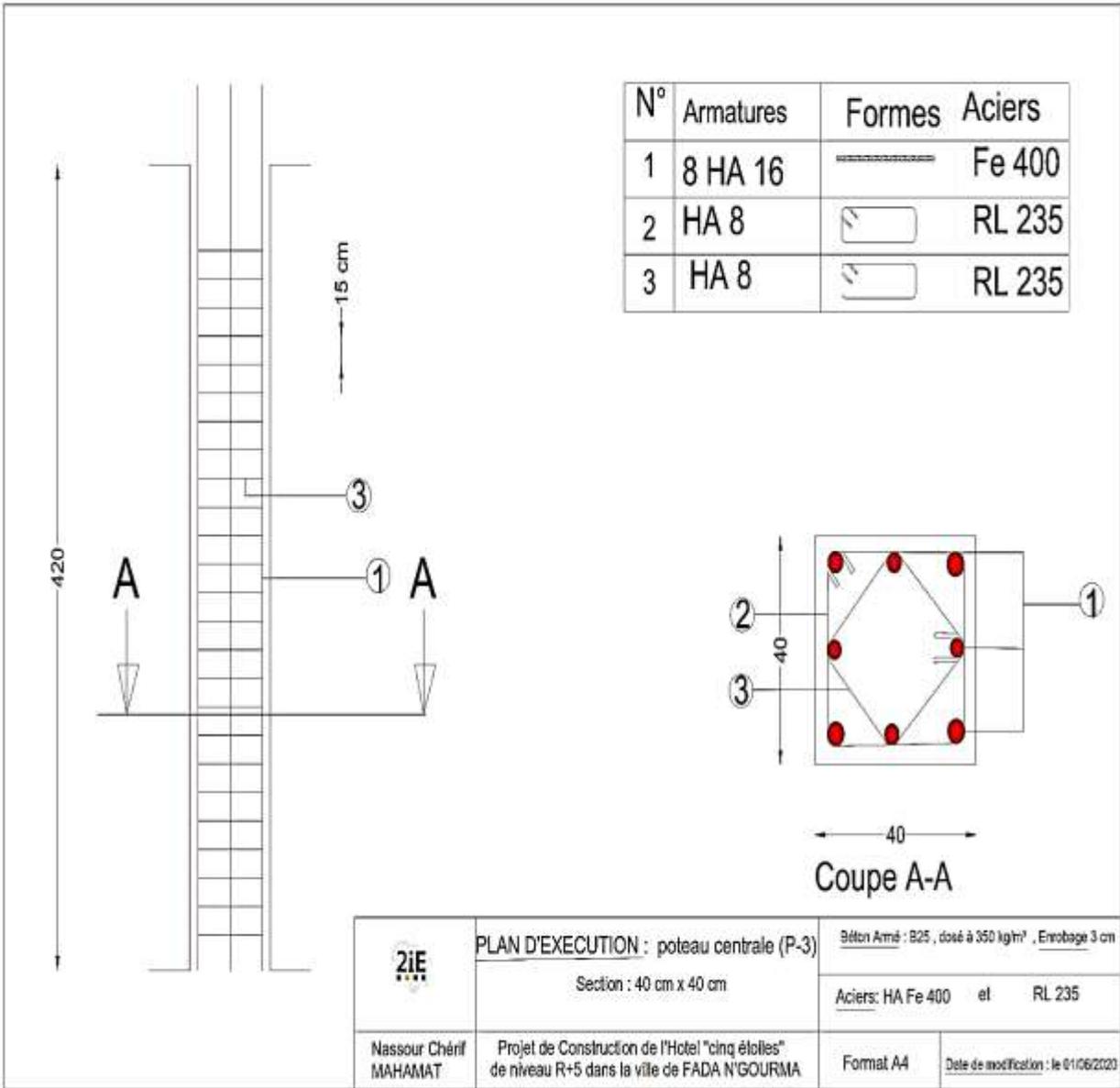


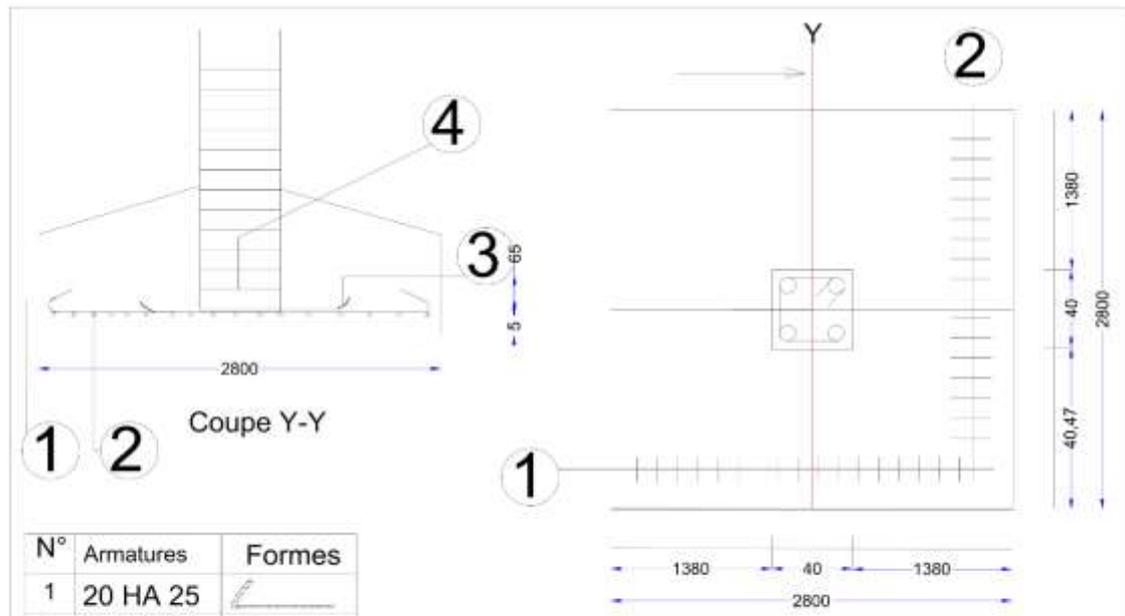
N°	Nomenclature du ferrailage de la poutre
1	$L' = \max (l/4; l/2; l_s) = 130 \text{ cm}$
2	$L'' = \max (l/2; l_s) = 65 \text{ cm}$
3	$0.1 \times L = 52 \text{ cm}$

	Acier de ferrailage
1	2 HA 20
2	2 HA 20
3	2 HA 20
4	2 HA 20
5	2 HA 16
6	HA 10



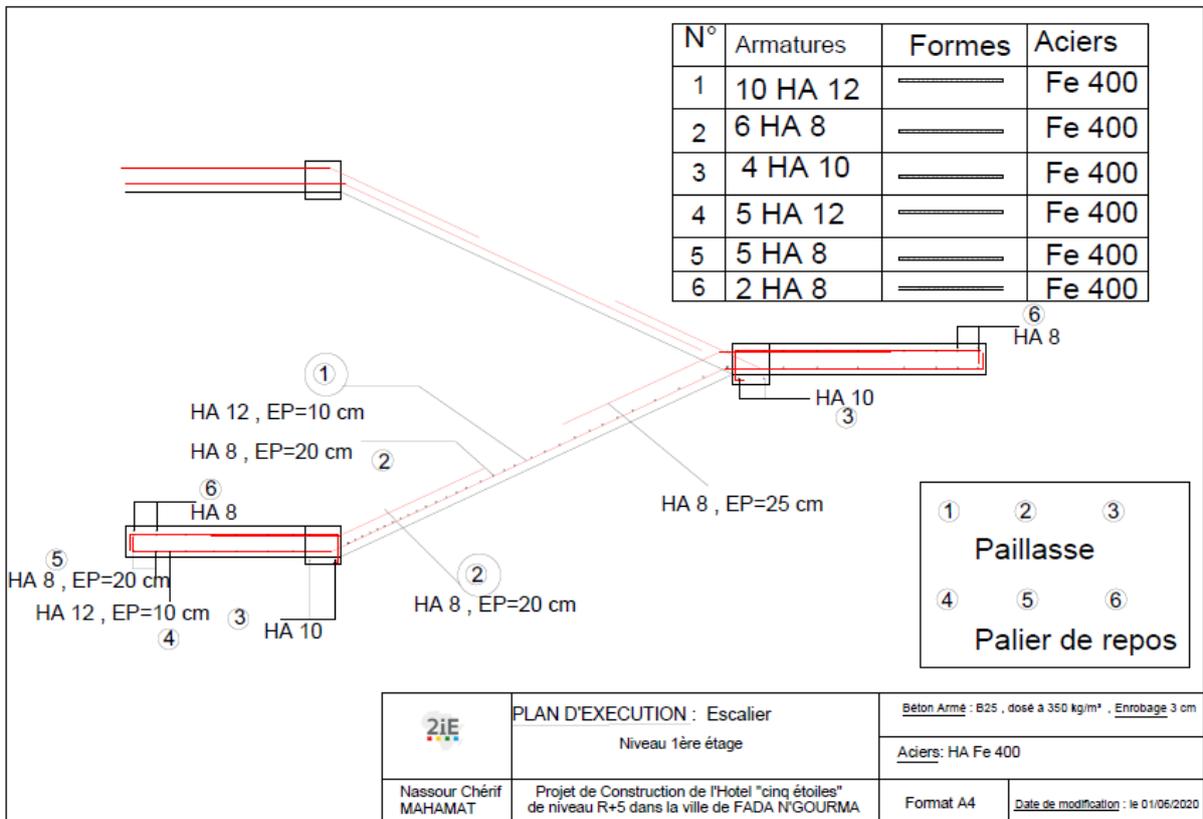
<b>ZIE</b>	<b>PLAN D'EXECUTION : poutre Continue</b> Fils C-C (20 x 50) Voir Plan de coffrage du plancher RDC	Béton Armé : B25, dosé à 180 kg/m <sup>3</sup> , Enrobage 3 cm
		Aciers: HA Fa 400 et RL 235
Nassour Chérif MAHAMAT	Projet de Construction de l'Hotel "Cinq Mille" de niveau R+5 dans la ville de FADA NGOURMA	Format A3
		Date de modification : le 01/06/2023





N°	Armatures	Formes
1	20 HA 25	
2	20 HA 25	
3	HA 16	
4	HA 8	

	<b>PLAN D'EXECUTION : Semelle (S-3)</b>	Béton: Armé : B25, dens à 350 kg/m <sup>3</sup> - Enrobage 3 cm
	Section : 280 cm x 280 cm	Aciers: HA Fe 400
Nassour Chérif MAHAMAT	Projet de Construction de l'Hotel "cinq étoiles" de niveau R+5 dans la ville de FADA N'GOURMA	Format A4      Date de modification: le 01/09/2020



## ANNEXE : 6 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

## Projet de construction de l'Hotel (5 étoiles)

### DEVIS ESTIMATIF

#### RDC

N°	Désignation de l'ouvrage	Unité	Quant.	Prix Unitaire	Prix Total
<b>I. Terrassement</b>					
I.1	Décapage et nivellement	m <sup>2</sup>	2400,00	200	480 000
I.2	Implantation de l'ouvrage	ens	1,00	2 000 000	2 000 000
I.3	Fouilles en trou pour semelles isolées	m <sup>3</sup>	216,000	6 000	1 296 000
I.4	Fouilles en trou pour semelles filantes, section (40x30)	m <sup>3</sup>	25,671	4 500	115 520
I.5	Remblai provenant des fouilles	m <sup>3</sup>	241,671	2 000	483 342
I.6	Remblai d'apport latéritique	m <sup>3</sup>	51,685	3 500	180 898
<b>Sous Total I</b>					<b>4 555 759</b>
<b>II. Béton - Béton armé - Maçonnerie</b>					
II.1	Béton de propreté sous semelles filantes et isolées à 150kg/m <sup>3</sup> (ép. 5cm)	m <sup>3</sup>	1080,000	45 000	48 600 000
II.2	Béton armé pour semelles isolées dosé à 350kg/m <sup>3</sup> (ép. 25cm)	m <sup>3</sup>	540,000	125 000	67 500 000
II.3	Béton cyclopéen pour semelles filantes dosé à 250kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	25,671	65 000	1 668 615
II.4	Béton légèrement armé pour aire de dallage dosé à 300kg/m <sup>3</sup> ép. 10cm	m <sup>3</sup>	38,337	100 000	3 833 700
II.5	Béton armé pour chaînage bas dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	43,680	125 000	5 460 000
II.6	Béton armé pour poutre dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	60,000	125 000	7 500 000
II.7	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	46,400	125 000	5 800 000
II.8	Béton armé pour escalier dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	5,635	125 000	704 375
II.9	Béton armé pour éléments décoratifs dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	8,160	125 000	1 020 000
II.10	Béton armé pour chaînage dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	6,417	125 000	802 125
II.11	Béton armé pour poutrelles dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	14,360	125 000	1 795 000
II.12	Béton armé pour dalle de compression dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	30,240	175 000	5 292 000
II.13	Béton pour marches et rampe dosé à 250kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	9,000	70 000	630 000
<b>Sous Total II</b>					<b>150 605 815</b>
<b>III. Maçonnerie - Enduit</b>					

III.1	Maçonnerie en agglos pleins de 20x20x40	m <sup>2</sup>	301,44	000	9	2 712
III.2	Maçonnerie en agglos creux de 15x20x40	m <sup>2</sup>	256,00	000	7	1 792
III.3	Fourniture et pose des hourdis	m <sup>2</sup>	436,00	000	8	3 488
III.4	Enduit sous plancher et sous escalier	m <sup>2</sup>	380,71	000	3	1 142
III.5	Enduit intérieur au mortier de ciment	m <sup>2</sup>	706,96	000	2	1 413
III.6	Enduit extérieur au mortier de ciment	m <sup>2</sup>	496,54	000	2	993
III.7	Revêtement extérieur au marmorex	m <sup>2</sup>	496,54	000	5	2 482
III.8	Raccordement et calfeutrement	ff	1,00	000	300	300
<b>Sous Total III</b>						<b>14 324 790</b>
<b>IV. Menuiserie métallique et bois</b>						
IV.1	Porte métallique vitrée de 120x220 y compris pose de vitre	u	4,00	000	160	640
IV.2	Porte métallique vitrée de 80x220 y compris pose de vitre	u	16,00	000	100	1 600
IV.3	Porte isoplane de 70x220	u	6,00	000	45	270
IV.4	Fenêtre métallique vitrée de 140x120 y compris pose de vitre	u	24,00	000	150	3 600
IV.5	Fenêtre métallique vitrée de 60x60 y compris pose de vitre	u	8,00	000	40	320
IV.6	Main courante métallique pour escalier	ens	18,00	000	250	4 500
<b>Sous Total IV</b>						<b>10 930 000</b>
<b>VI. Electricité - Plomberie</b>						
VI.1	Fourniture et pose de fourreaux pour filerie	ens	1,00	000	250	250
VI.2	Fourniture et pose de filerie	ens	1,00	000	350	350
VI.3	Coffret de répartition	u	4,00	000	75	300
VI.4	Brasseur d'air complet	u	17,00	000	50	850
VI.5	Interrupteur simple allumage	u	1,00	500	1	500
VI.6	Interrupteur va-et-vient	u	14,00	000	4	56
VI.7	Interrupteur double allumage	u	24,00	000	3	72
VI.8	Prise de courant 2P+T étanche	u	24,00	000	3	72
VI.9	Réglette complète de 120	u	36,00	000	10	360
VI.10	Réglette complète de 120 étanche	u	16,00	000	10	160
VI.11	Réglette complète de 60	u	24,00	000	8	192

VI.12	Applique sanitaire	u	4,00	15	60
VI.13	Fourniture et pose de tuyauterie d'alimentation et d'evacuation	ens	1,00	200	200
VI.14	Fosse septique 06 usagers plus puits perdus	ens	4,00	900	3 600
VI.15	Regard de visite	u	3,00	100 000	300
VI.16	WC à l'anglaise plus accessoires de pose	u	3,00	80	240
VI.17	Siphon de sol	u	1,00	2	2
VI.18	Lavabo complet	u	3,00	50	150
<b>Sous Total VI</b>					<b>7 215 500</b>
<b>VII. Peinture-Revêtement</b>					
VII.1	Badigeon à la chaux intérieur	m <sup>2</sup>	706,96	200	141
VII.2	Peinture FOM sur enduit intérieur	m <sup>2</sup>	706,96	2	1 413
VII.3	Badigeon à la chaux sous face du plancher	m <sup>2</sup>	354,27	200	70
VII.4	Peinture FOM sous face du plancher	m <sup>2</sup>	354,27	2	885
VII.5	Peinture à huile sur menuiserie métallique et bois	m <sup>2</sup>	109,08	2	218
VII.6	Revêtement en carreaux grès cérame de 30x30 sur tous les sols	m <sup>2</sup>	381,21	12	4 765
VII.7	Revêtement en carreaux faïence sur murs de toilettes ht: 2,20m	m <sup>2</sup>	13,20	10	132
VII.8	Revêtement en carreaux antidérapants sur sol de toilettes	m <sup>2</sup>	2,16	15	32
VII.9	Plinthe en carreaux grès cérame de 10x30	ml	221,27	1	331
<b>Sous Total VII</b>					<b>7 991 431</b>
<b>TOTAL RDC</b>					<b>195 623 295</b>

### R+I

N°	Désignation de l'ouvrage	Unité	Quant.	Prix Unitaire	Prix Total
<b>I. Béton - Béton armé</b>					
I.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	46,000	125	5 750
I.2	Béton armé pour chaînage dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	34,000	125	4 250
I.3	Béton pour appui de tôle dosé à 250kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	5,000	90	450
<b>Sous Total I</b>					<b>10 450 000</b>

<b>II.</b>	<b>Maçonnerie - Enduit</b>				
II.1	Maçonnerie en agglos creux de 15x20x40	m <sup>2</sup>	480,00	000 7	3 360 000
II.2	Enduit intérieur au mortier de ciment	m <sup>2</sup>	1100,00	000 2	2 200 000
II.3	Enduit extérieur au mortier de ciment	m <sup>2</sup>	323,23	000 2	646 460
II.4	Raccordement et calfeutrement	ff	1,00	000 300	300 000
	<b>Sous Total II</b>				<b>6 506 460</b>
<b>III.</b>	<b>Menuiserie métallique et bois</b>				
III.1	Porte métallique vitrée de 120x220 y compris pose de vitre	u	16,00	000 160	2 560 000
III.2	Porte métallique vitrée de 80x220 y compris pose de vitre	u	24,00	000 100	2 400 000
III.3	Porte isoplane de 70x220	u	8,00	000 45	360 000
III.4	Fenêtre métallique vitrée de 140x120 y compris pose de vitre	u	18,00	000 150	2 700 000
III.5	Fenêtre métallique vitrée de 60x60 y compris pose de vitre	u	12,00	000 40	480 000
III.6	Garde corps métallique pour balcon	ens	1,00	000 1 000	1 000 000
III.7	Faux plafond en contreplaqué de 5mm	m <sup>2</sup>	952,00	000 7	6 664 000
	<b>Sous Total III</b>				<b>16 164 000</b>
<b>IV.</b>	<b>Charpente - Couverture et Etanchéité</b>				
IV.1	Tôle bac pré-laquée 35/100è et accessoires de pose	m <sup>2</sup>	416,88	000 6	2 501 280
IV.2	Pannes en IPN de 80 traité à l'antirouille	ml	780,00	000 9	7 020 000
IV.3	Support de pannes en IPN de 100 traité à l'antirouille	ml	79,20	000 12	950 400
	<b>Sous Total IV</b>				<b>10 471 680</b>
<b>V.</b>	<b>Electricité - Plomberie</b>				
V.1	Fourniture et pose de fourreaux pour filerie	ens	1,00	000 250	250 000
V.2	Fourniture et pose de filerie	ens	1,00	000 350	350 000
V.3	Coffret de répartition	u	1,00	000 75	75 000
V.4	Brasseur d'air complet	u	17,00	000 50	850 000
V.5	Interrupteur simple allumage	u	1,00	500 1	500 1
V.6	Interrupteur va-et-vient	u	4,00	000 4	16 000
V.7	Interrupteur double allumage	u	4,00	000 3	12 000
V.8	Prise de courant 2P+T étanche	u	126,00	000 3	378 000

V.9	Réglette complète de 120	u	36,00	10	360
V.10	Réglette complète de 60	u	1,00	8	8
V.11	Applique sanitaire	u	1,00	15	15
V.12	Fourniture et pose de tuyauterie d'alimentation et d'évacuation	ens	1,00	50	50
V.13	WC à l'anglaise plus accessoires de pose	u	14,00	80	1 120
V.14	Siphon de sol	u	14,00	2	28
V.15	Lavabo complet	u	1,00	50	50
	<b>Sous Total V</b>				<b>3 563 500</b>
<b>VI. Peinture-Revêtement</b>					
VI.1	Badigeon à la chaux intérieur	m <sup>2</sup>	1100,00	200	220
VI.2	Peinture glycéro sur enduit intérieur	m <sup>2</sup>	12000,00	2	24 000
VI.3	Badigeon à la chaux sous face de plafond	m <sup>2</sup>	394,14	200	78
VI.4	Peinture FOM sous face de plafond	m <sup>2</sup>	394,14	2	985
VI.5	Peinture à huile sur menuiserie métallique et bois	m <sup>2</sup>	115,80	1	173
VI.6	Revêtement extérieur au marmorex	m <sup>2</sup>	323,23	6	1 939
VI.7	Revêtement en carreaux grès cérame de 30x30 sur tous les sols	m <sup>2</sup>	366,15	12	4 576
VI.8	Revêtement en carreaux antidérapants sur sol de toilettes	m <sup>2</sup>	26,00	15	390
VI.9	Revêtement en carreaux faïence sur murs de toilettes ht: 2,22m	m <sup>2</sup>	48,24	10	482
VI.10	Plinthe en carreaux grès cérame de 10x30	ml	582,00	1	873
	<b>Sous Total VI</b>				<b>33 719 533</b>
<b>TOTAL étage courant</b>					<b>80 875 173</b>

## Devis quantitatif- estimatif

	Désignation	Coût total (FCFA)
I	TERRASSEMENT	<b>4 555 759</b>
II	BETON ARMEE ET MACONNERIE	<b>330 532 905</b>
III	PEINTURE ET REVETEMENT	<b>63 288 400</b>
IV	MENUSERIE METALLIQUE ET BOIS	<b>25 033 000</b>
V	ELECTRICITE ET PLOMBERIE	<b>176 589 096</b>
TOTAL HT	599 999 160	
TVA (18%)	107 998 848.8	
TOTAL TTC	707 999 008.8	