



**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE
ET ENVIRONNEMENTALE D'UN IMMEUBLE
R+5 AVEC SOUS-SOL À USAGE MIXTE**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT**

Présenté et soutenu publiquement en juillet **2015** par
SAMA Ouéni Hervé

Travaux dirigés par : **Dr. Ismaïla GUEYE**
Zezouma SANOU

Jury d'évaluation:

Président : Dr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : Amadou SIMAL

Djoubissié D DECROLY

Promotion [2014/2015]

Dédicace

A toute la famille SAMA et en particulier mes très chers parents : SAMA Yékini et COULIBALY Ténin.

REMERCIEMENTS

Je voudrais par ailleurs exprimer ma plus sincère gratitude au Dr Ismaïla GUEYE pour avoir été mon interlocuteur privilégié au niveau du 2iE et qui m'a tant soutenu en consacrant beaucoup de son temps pour me guider dans les différentes phases de cette étude.

Pour terminer, un grand merci à l'équipe enseignante de 2iE pour la qualité de l'enseignement dispensé, ainsi qu'à mes camarades de promotion pour l'ambiance et la convivialité dans laquelle nous avons étudié durant ces trois années.

RESUME

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de stage d'ingénieur, consacré à l'étude de la structure d'un l'immeuble à six niveaux à usage mixte : parking, magasins et bureaux. Le temps prévisionnel pour la réalisation du bâtiment est de quatorze mois.

A partir des plans d'architecturaux, nous déterminons alors les éléments constitutifs de la structure du bâtiment. Les façades de celui-ci sont ainsi réalisées en maçonneries considérées non porteuses.

- Type d'ouvrage : immeuble R+5 avec sous-sol.
- Contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2,0$ bars
- Type de fondations : superficielles en semelles isolées et radier rigide.
- Structure en béton armé : planchers– poutres- poteaux -voiles– fondations
- Les maçonneries en élévation sont de remplissage.

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur la conception de la structure porteuse et sa modélisation sur le logiciel de calcul des structures en éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS afin d'effectuer une analyse modale et d'en tirer les efforts de calcul, puis le calcul manuel des éléments principaux et quelques éléments secondaires de la structure en béton armé.

Toutefois, la descente de charge et le prédimensionnement de certains éléments structuraux ont été calculés manuellement. De même que le calcul de leurs dimensionnements qui a été réalisé à l'E.L.U et à l'E.L.S.

Mots clés : Structure, Conception, modélisation, dimensionnement, béton armé.

ABSTRACT

This work is part of an internship project engineer, devoted to the study of the structure of a building six-level mixed-use parking, shops and offices. Realize this edifice need in prevision fourteen months.

From the architectural plans while we determine the components of the building structure. The facades of the latter are made of masonry and not considered carriers.

Material Type: R + 5 building with basement:

- Constraint of the ground: $\sigma_{sol} = 2.0$ bars
- Type of foundation: superficial in isolated footings and slab rigid.
- Reinforced concrete structures: Floor – Beam – Post – shell- foundations
- Masonry elevation are filling.

The study of this project focuses initially on the design of the supporting structure and modeling calculation software structures finite element ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS to perform a modal analysis and draw the design forces and manual calculation of the key elements and some secondary structural elements of reinforced concrete.

However, the vertical load and preliminary design of certain structural elements were calculated manually. As the calculation of their sizing has been achieved at ELU and ELS

Keywords: Structure, Design, modeling, design, reinforced concrete.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

Art : Article

B.A : Béton armé

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

CPT : Cahier des Prescriptions Techniques

D.T.R : Document Technique de Référence

D.T.U : Document Technique de Unifié

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

FP : Fissuration Préjudiciable

FPP : Fissuration Peu préjudiciable

FTP : Fissuration Très préjudiciable

G : Charge permanente

H.A : Haute Adhérence

Ke : Facteur tenant compte des prévisions d'extension,

kN : Kilo Newton,

Ks : Facteur de simultanéité ou de foisonnement

Ku : Facteur d'utilisation,

MPa : Méga Pascal

MN : Méga Newton

NFP : Norme Française relative aux marchés de travaux de bâtiment

Q : charge d'exploitation

RDC : Rez-de-chaussée

TN : Terrain Naturel

ZACA : Zone d'Activités Commerciales et Administratives

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.1- Introduction	1
CHAPITRE I : OBJECTIF ET PRESENTATION DU PROJET	2
I.1 - Contexte de l'étude	2
I.2- Objectif de l'étude	2
I.3- Présentation du projet	3
I.3. 1- Description de l'ouvrage :	3
I.4 - Conception.....	5
I.4. 1 - Description architecturale.....	5
I.4 .2 - Conception structurale :.....	5
I.4. 3 - Ossature et système constructif adopté :.....	6
I.5 - Caractéristique des matériaux.....	7
I.5. 1 - Le béton	7
I.5. 2 - Acier	10
I.5. 3 -Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91).....	10
I.5. 4 - Hypothèse de calcul :.....	11
I.6 - Hypothèses et normes de calcul.....	12
I.6. 1 - Règlements :	12
I.6. 2 - Matériaux :.....	12
I.6. 3 - Fondations	13
I.6. 4 - Fissuration	13
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	14
II.1 - Prédimensionnement des planchers.....	14
II.1. 1 - Planchers en corps creux :	14
II.2 - Estimation des charges agissant sur l'ouvrage.....	14

II.2. 1 - Plancher haut R+5 : terrasse accessible.....	15
II.2. 2 - Plancher haut étage courant :	16
II.2. 3 - Plancher haut Sous-sol (RDC)	16
II.2. 4 - Murs extérieurs en maçonnerie :	17
II.2. 5 - Charges et surcharges des escaliers.....	17
II.3 - Prédimensionnement des poutres	19
II.4 - Descente de charge	19
II.5 - Prédimensionnement des poteaux	20
II.5.1 - Poteaux intermédiaires	20
II.5.2- Poteaux de rives	20
II.6 - Prédimensionnement du voile de soutènement	21
II.7 - Dallage	21
II.8 - MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	21
II.9 - Les plans de coffrage.....	22
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	23
III. 1 - Résultats du dimensionnement du plancher à corps creux	23
III. 2 - Résultats du dimensionnement de la poutre principale.....	23
III. 3 - Résultats du dimensionnement du poteau	24
III. 4 - Résultats du dimensionnement du voile de soutènement.....	24
III. 5 - Résultats du dimensionnement du radier et semelle isolée.....	25
III. 6 - Résultats du dimensionnement des éléments secondaires	26
III.6. 1 - Escalier.....	26
III.6. 2 - Poutre palière	26
III.6. 3 - Acrotères	26
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETATS SECONDAIRES	27
IV. 1 – Dimensionnement de l'assainissement	27

En prenant compte de la fréquence de vidange des boues, le volume total d'eaux usées à évacuer est de :	27
IV. 2 - Dimensionnement de l'électricité	27
CHAPITRE IV : SECURITE ET PROTECTION AUX RISQUES D'INCENDIE	29
CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	34
V. 1 - Etude sociale et sanitaire.....	34
V. 2 - Etude sécuritaire et techniques.....	35
V. 3 - Mesures environnementales suggérées :	35
CHAPITRE VI : PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX.....	36
CONCLUSION	37
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	38
ANNEXES	39

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 : Caractéristiques géométriques.....	3
Tableau 1. 2 : Surcharge d'exploitation	4
Tableau 1. 3 : Occupation des locaux de l'immeuble	5
Tableau 1. 4 : Caractéristiques des aciers	10
Tableau 2. 1 : Estimation de charge du plancher haut R+5	15
Tableau 2. 2 : Estimation de charges du plancher courant	16
Tableau 2. 3 : Estimation de charges du plancher haut Sous-sol	16
Tableau 2. 4 : Estimation de charges des murs extérieurs	17
Tableau 2. 5 : Estimation de charges des paliers de l'étage courant	17
Tableau 2. 6 : Estimation de charges volée	18
Tableau 2. 7 : Récapitulatif des charges d'exploitation & permanentes	18
Tableau 3. 1 : Sollicitations sur les planchers à corps creux	23
Tableau 3. 2 : Sections et choix des armatures du plancher à corps creux	23
Tableau 3. 3 : Sections et choix des armatures de la poutre principale	23
Tableau 3. 4 : Sections et choix des armatures du poteau	24
Tableau 3. 5 : Sollicitation sur le voile de soutènement	24
Tableau 3. 6 : Section et choix d'armatures du voile de soutènement	24
Tableau 3. 7 : Section et choix des armatures du radier	25
Tableau 3. 8 : Section et choix des armatures	25
Tableau 3. 9 : Dimensionnement de l'escalier	26
Tableau 3. 10 : Dimensionnement de la poutre palière	26
Tableau 3. 11 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon	26

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Vue de l'immeuble en 3D 4

Figure 1. 2 : Règle des trois Pivots..... 11

Figure 2. 1 : Modélisation du bâtiment 3D avec le logiciel ROBOT CBS 22

INTRODUCTION GENERALE

I.1- Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Le BURKINA FASO est en plein essor urbanistique. Ainsi il s'est doté d'un code environnemental, d'un code d'urbanisation. Mais le manque d'espaces parcellaires en centre-ville amène les acquéreurs à maximiser dans la construction afin de les rentabiliser. Est-ce pour autant qu'il faut étaler la ville ?

On sait que le développement économique privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui être occasionnés par le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction des types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le présent rapport comprend :

- Les objectifs et présentation du projet ;
- Les caractéristiques des matériaux de construction et des hypothèses de calcul ;
- Le prédimensionnement et modélisation de la structure ;
- L'analyse et le dimensionnement des différents éléments de la structure. Les calculs seront menés numériquement moyennant le logiciel Autodesk ROBOT CBS 2012 et ROBOT Structural Analysis (RSA) 2012;
- Sécurité et protection aux risques incendies ;
- Une étude d'impact environnemental et social.

CHAPITRE I : OBJECTIF ET PRESENTATION DU PROJET

I.1 - Contexte de l'étude

Le promoteur de l'ouvrage, a décidé de réaliser à Ouagadougou, une structure destinée à être à la fois un centre commercial et bureaucratique afin de contribuer à sa manière à l'émergence de l'économie Burkinabè.

De son architecture à sa réalisation, cet immeuble doit être économiquement réalisable et facilement exploitable.

Il doit également :

1. Être confortable,
2. Respecter les consignes de sécurité et d'incendie ;

I.2- Objectif de l'étude

I.2. 1- Objectif général

L'objectif général de cette étude est de dimensionner et d'élaborer les plans d'exécution d'un immeuble R+5 par deux méthodes à savoir de façon manuelle et avec les logiciels de calcul (CBS et RSA).

I.2. 2- Objectifs spécifiques et résultats attendus

Pour atteindre l'objectif général ci-dessus, il faudra définir un certain nombre d'objectifs spécifiques. Ainsi, les travaux à effectuer ont été regroupés en trois grandes étapes à savoir:

1. La conception et l'étude de la structure de l'ouvrage;
2. Le calcul des corps d'état secondaire;
3. L'étude des impacts du projet sur l'environnement;

I.3- Présentation du projet

Notre projet consiste à calculer les éléments résistants d'immeuble situé à ZACA dans la ville de Ouagadougou porte les références suivantes : Section AH, lot 1149.

La parcelle 02 à une surface de 1039,64 m².

Il s'agit d'un complexe R+5, composé d'un espace spécifiquement aménagé pour le stationnement des véhicules au sous-sol, des magasins au Rez-de-chaussée et des bureaux sur les quatre différents niveaux.

I.3. 1- Description de l'ouvrage :

- **Caractéristique géométrique**

Notre bâtiment comporte un sous-sol, un rez-de-chaussée et quatre (4) étages parfaitement identiques à usage de bureau.

- **Les dimensions en plan**

Tableau 1. 1 : Caractéristiques géométriques

Sens longitudinal	43,45 m
Sens transversal	22,51 m
Hauteur totale du bâtiment :	22,48 m
Hauteur du plancher haut sous-sol	3,20 m
Hauteur du plancher haut RDC	4,48 m
Hauteur du plancher haut étage	3,60 m
L'Acrotère	1,00 m
Surface de la structure	979 m ²

▪ **Surcharge d'exploitation**

Tableau 1. 2 : Surcharge d'exploitation

Terrasse inaccessible	1,00 kN/m ²
Plancher courant	2,50 kN/m ²
Plancher RDC	4,00 kN/m ²
Escaliers	3,50 kN/m ²
Balcon	3,50 kN/m ²



Figure 1. 1 : Vue de l'immeuble en 3D

I.4 - Conception

I.4.1 - Description architecturale

Le bâtiment est un complexe R+5, composé d'un espace spécifiquement aménagé pour le stationnement des véhicules au sous-sol, des magasins au rez-de-chaussée et des bureaux sur les quatre différents niveaux.

L'occupation se présente comme suit :

Tableau 1.3 : Occupation des locaux de l'immeuble

Sous-sol	RDC	R+1	R+2, R+3, R+4, R+5
un parking	Deux (2) magasins, Deux (2) locaux techniques, Une rampe pour handicapé, Huit (8) lavabos et w.c., Un local gardien, Un local compteur, Un local pour le groupe électrogène	deux (2) patios, un local technique, un local de surveillance d'audio, trente-six (36) bureaux	trente-six (36) bureaux, deux (2) locaux techniques, dix (10) lavabos, neuf (9) w.c.
Quatre (4) escaliers à deux (2) volées chacun avec un palier de repos			

I.4.2 - Conception structurale :

La conception structurale de l'étude s'est basée sur le respect des règles de l'art de la construction avec une bonne maîtrise des coûts et des contraintes architecturales. Elle doit prendre en compte bien entendu la nature des actions : charges permanentes, charges d'exploitation, interaction sol-structure (fondations, poussées de sol statique et dynamique, instabilité de pente, etc.), vent normal, vent extrême, charges, etc.

Pour ce qui concerne notre projet, nous avons veillé au mieux au respect de la conception architecturale et de la faisabilité technique.

I.4. 3 - Ossature et système constructif adopté :

❖ Ossature :

C'est une ossature auto-stable plancher-poutres-poteaux. Le contreventement de ce bâtiment est assuré par un système de portique auto stable dans les deux sens.

a) Les poutres :

Sont des éléments très nécessaires pour les constructions. Ils peuvent supporter des charges variées avec la liaison entre les poteaux et aussi les poutres qui portant les dalles est les planchers. Les poutres intérieures sont généralement rectangulaires ou en té.

Cependant, on peut être amené à les réaliser en formes carrées ou même des poutres noyées.

Toutes les poutres sont solidaires aux poteaux étant pour dimension

- poutres principales (porteuses),
- poutres secondaires

b) Les poteaux

Sont des éléments très nécessaires pour n'importe quelle construction. Ce sont eux qui portent la construction et aussi des éléments de liaison. Pour notre bâtiment, nous avons des poteaux carrés, rectangulaires et circulaires.

c) Les planchers

Ils déterminent les différents niveaux d'une construction et supportent les revêtements. Leur rôle est de résister aux charges permanentes et surcharges des mobiliers. Ils jouent aussi le rôle d'un isolant phonique et thermique entre les étages du bâtiment.

d) Maçonnerie

- Murs extérieurs et façade réalisés en maçonnerie creuse de 15cm d'épaisseur,
- Murs intérieurs de séparation qui limitent la surface de chaque local réalisé en maçonnerie creuse de 10cm d'épaisseur

e) Escaliers et ascenseurs

La circulation verticale est assurée par des escaliers à double palier et des ascenseurs.

f) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher-terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Le plan de la conception du projet peut être consulté en **annexe n° I**

I.5 - Caractéristique des matériaux

I.5.1 - Le béton

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; ce dernier travaille très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

- **Résistance caractéristique à la compression** (Art A-2.1, 11 BAEL91)

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .
Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$** sauf indication particulière pour les raisons suivantes :

- Le chantier sera convenablement outillé et régulièrement contrôlé
- Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,46 + 0,83 \cdot j} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction** (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement, elle est déduite de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

Pour le cas présent **$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$**

- **Etats limites**

D'après les règles BAEL 91, on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

On appelle état limite, un état particulier ou delà duquel une structure cesse d'emplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

a - Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînait la ruine et l'ouvrage doit alors justifier.

- ❖ La résistance de toute la structure,
- ❖ L'équilibre statique (pas de renversement),
- ❖ Stabilité de forme (pas de flambement).

– **Contrainte limite à l'E.L.U.**

La contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91) est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour notre projet $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1 \rightarrow f_{bu} = 11,33 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2 * f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

Pour notre projet $\gamma_b = 1,50$ et $\theta=1$ $\Rightarrow \tau_{ul} = \underline{2,60 \text{ MPa}}$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable. ;}$$

Pour notre projet $\gamma_b = 1,50$ et $\theta=1$ et $\Rightarrow \tau_{ul} = \underline{2,00 \text{ MPa}}$

– **Contrainte limite à l'E.L.S**

Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$f_{bser} = \sigma_{bc} = 0,60. f_{c28} \text{ MPa}$$

Pour notre projet $\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$

• **Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte longitudinale appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 * f_{cj}^{1/3}$$

Pour notre projet $\Rightarrow E_{ij} = 29858,594 \text{ MPa}$

Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte transversale normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3\,700 * f_{cj}^{1/3}$$

Pour notre projet $\Rightarrow E_{vj} = 10043,345 \text{ MPa}$

Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson** (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0,2$ L'état limite de service

$\nu = 0$ L'état limite ultime

I.5. 2 - Acier

- Résistance à la rupture $F_r = 12 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'E.L.U : $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'E.L.S :
 - En Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : $\sigma_{st} = 333 \text{ MPa}$
 - En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : $\sigma_{st} = 266 \text{ MPa}$

Tableau 1. 4 : Caractéristiques des aciers

Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Résistance à la rupture F_r (MPa)	Coefficient de scellement	Coefficient de fissuration
FeE500	500	550	12	1,5	1,6

I.5. 3 -Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets 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 parois soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore au contact d'un liquide ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

I.5. 4 - Hypothèse de calcul :

a - E.L.U :

- Conservation des sections planes avant et après déformation ;
- La résistance de béton à la traction est négligeable ;
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton
- Raccourcissement ultime de béton
 - $\epsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ en flexion ($3,5\%$).
 - $\epsilon_{bu} = 2,0 \cdot 10^{-3}$ en compression (2%).
- Allongement ultime de l'acier est limité à : $10 \cdot 10^{-3}$; (10%)
- Les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

b - E.L.S :

- Conservation des sections planes ;
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de Hook).
- Coefficient d'équivalence a pour valeur ($n = 15$)

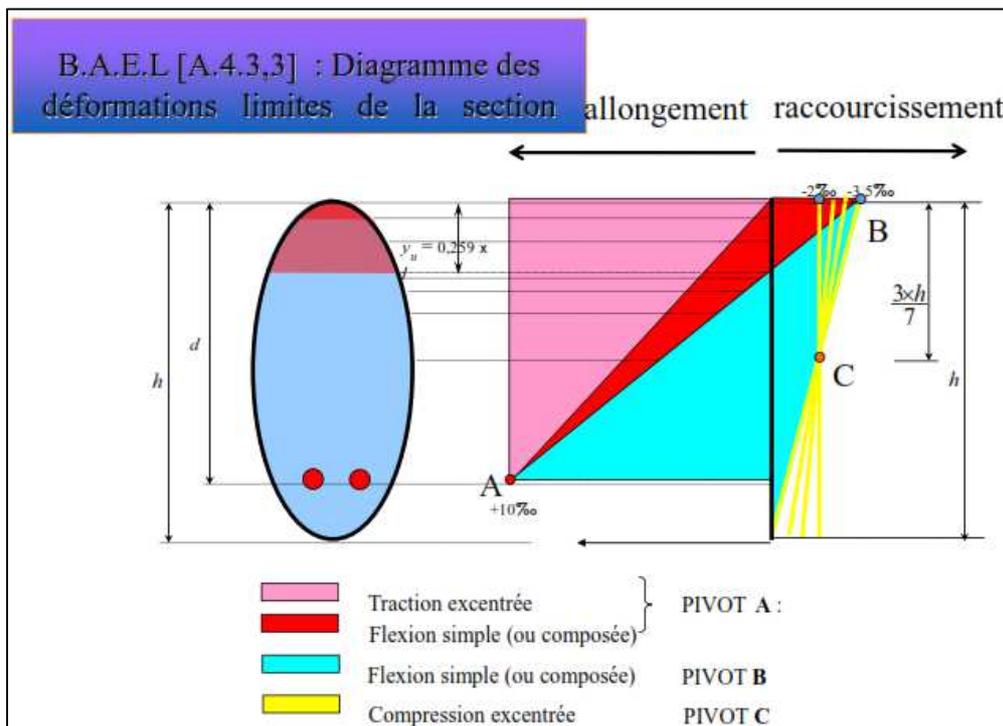


Figure 1. 2 : Règle des trois Pivots

– **Domaine 1: le diagramme des déformations passe par le pivot A**

L'acier est utilisé au maximum (allongement $\varepsilon_{st} = 10^{\circ}/_{00}$);

Le raccourcissement du béton est compris entre $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq -3,5^{\circ}/_{00}$;

Ce domaine correspond à la flexion simple ou composée et à la traction simple.

– **Domaine 2: le diagramme passe par le pivot B**

Le béton est utilisé au maximum (raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5^{\circ}/_{00}$);

L'acier est tendu ou faiblement comprimé; $0 \leq \varepsilon_{st} \leq 10^{\circ}/_{00}$

Ce domaine correspond à la flexion simple ou composée.

– **Domaine 3: le diagramme passe par le pivot C**

La section est entièrement comprimée en flexion composée ou en compression simple.

I.6 - Hypothèses et normes de calcul

I.6.1 - Règlements :

- Règle BAEL 91 révisée 99,
- Norme DTU 13-12

I.6.2 - Matériaux :

a) Béton

- Résistance caractéristique à 28 jours d'âge $F_{c28} = 20\text{MPa}$
- Ciment Portland artificiel (CPA 45)
- Dosage du béton :
 - $150\text{kg}/\text{m}^3$ pour le béton de propreté,
 - $350\text{kg}/\text{m}^3$ pour les dalles, poutres, poteaux et voiles.

b) Acier

- Les aciers utilisés seront les aciers de haute résistance HA Fe 500,
- Coefficient de sécurité de l'acier dans le cas général $\gamma_s = 1,15$.

I.6. 3 - Fondations

- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$ selon le rapport géotechnique n°OUA/2013 08 10/DSFI du mois d'octobre 2013 ;
- La profondeur d'ancrage des semelles est de 1,5m à partir du TN selon le même rapport ;
- Profondeur d'assise : 4,00 m/TN pour le radier ;
- Tassements sont de l'ordre de : 2 cm.
- Cuvelage : norme NF P11-221-1 (DTU 14.1)

I.6. 4 - Fissuration

- La fissuration est considérée peu préjudiciable en superstructure ;
- La fissuration est considérée préjudiciable en infrastructure.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

II.1 - Prédimensionnement des planchers

Les planchers permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission de charges verticales aux éléments porteurs.

En plus de cette participation à la stabilité de l'ouvrage, ils offrent une isolation thermique, acoustique, et la protection contre l'incendie entre les différents étages.

II.1. 1 - Planchers en corps creux :

Le choix de ce type de plancher se justifie par :

- Son isolation thermique et acoustique ;
- Son poids léger ;
- Son coût moins élevé.

✓ L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : l : la portée maximale entre nœuds d'appuis

h_t : Hauteur totale du plancher

$$l = 280 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{280}{22,5} \geq 12,44 \text{ cm}$$

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

- hauteur du corps creux est égale à 16 cm
- épaisseur de la dalle de compression égale à 4 cm

II.2 - Estimation des charges agissant sur l'ouvrage

Les charges sont estimées et ensuite appliquées sur les différents éléments de la structure porteuse dans ROBOT CBS. Le poids propre des poteaux, poutres, dalles,... sont prises en compte directement par le logiciel, ici il est question d'estimer les charges à savoir les charges permanentes et d'exploitations et de les appliquer.

- **Charges permanentes (G)**

Comme leur nom l'indique, ces charges ne varient pratiquement pas dans le temps. Ces charges résultent principalement des poids propres des différents éléments de la structure donc sont des actions verticales. Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton armé un poids volumique de 25 KN/m³. La norme NF P 06-004 précise les poids volumiques des divers matériaux de construction.

- **Charges d'exploitation (Q)**

Ce type de charge est variable dans le temps et est lié aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont aussi principalement gravitaire donc verticales. Pour un immeuble, on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et biens occupant l'immeuble. Suivant sa fonctionnalité, la réglementation BAEL donne les différentes valeurs des charges surfaciques à prendre en compte.

II.2. 1 - Plancher haut R+5 : terrasse accessible

Tableau 2. 1 : Estimation de charge du plancher haut R+5

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.04	1500	60
Etanchéité multicouche	0.06	200	12
Béton forme de pente	0.10	2200	220
Isolation thermique au liège	0.04	400	16
Dalle creuse	0.2	1430	286
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charges permanentes totales			592
Charge d'exploitation			100

II.2. 2 - Plancher haut étage courant :

Tableau 2. 2 : Estimation de charges du plancher courant

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose (ciment)	0.02	2000	40
Dalle creuse	0.2	1430	286
Cloisons légères			100
Charges permanentes totales(G)			470
Charge d'exploitation			250

II.2. 3 - Plancher haut Sous-sol (RDC)

Tableau 2. 3 : Estimation de charges du plancher haut Sous-sol

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose (ciment)	0.02	2000	40
Dalle creuse	0.2	1430	286
Cloisons légères			100
Charges permanentes totales(G)			470
Charge d'exploitation			500

II.2. 4 - Murs extérieurs en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) avec 30 % d'ouvertures

Tableau 2. 4 : Estimation de charges des murs extérieurs

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Enduit extérieur	0.02	2000	40
Briques creuses	0.20	1400	280
Enduit intérieur	0.015	1200	18
Charges permanentes totales			338
En considérant 30 % d'ouvertures 338×0,7			236.6

II.2. 5 - Charges et surcharges des escaliers

➤ Paliers

Tableau 2. 5 : Estimation de charges des paliers de l'étage courant

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Dalle en béton armé	0.16	2500	400
Enduit plâtre	0.02	1000	20
Charges permanentes totales			540
Charge d'exploitation			350

➤ Volée (paillasse)

Tableau 2. 6 : Estimation de charges volée

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Poids des marches	0.17	2200	374/2 = 187
Paillasse	0.15	2500	0.15x2500 cosΘ= 375
Garde-corps			15
Charges permanentes totales			659.79
Charge d'exploitation			350

Tableau 2. 7 : Récapitulatif des charges d'exploitation & permanentes

Niveau	Charge d'exploitation (kN/m ²)	Charge permanente (kN/m ²)
Sous-sol	5,00(parking)	4,70
RDC	5,00(magasin)	4,70
1er Etage	2,50(bureau)	4,70
2e Etage	2,50(bureau)	4,70
3e Etage	2,50(bureau)	4,70
4e Etage	2,50(bureau)	4,70
5e Etage	2,50 (terrasse inaccessible)	4,70
Terrasse accessible	1,50	5.92
Escalier	3,50	6,60

II.3 - Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement d'une poutre consiste à déterminer sa base a et sa hauteur h , en fonction de sa portée L si elle est sur deux appuis ou de la portée de sa travée la plus longue L_{\max} si elle est continue.

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Toute poutre principale doit être dimensionnée en respectant les conditions de rigidité suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \\ 0,3d \leq b_0 \leq 0,4d ; \quad \text{avec } d = 0,9h \end{array} \right. \quad \text{Avec}$$

$\left\{ \begin{array}{l} h: \text{ hauteur totale de la poutre} \\ d: \text{ la hauteur utile} \\ b_0: \text{ largeur de la poutre} \\ L: \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$

On a donc: $L = 560\text{cm}$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 93,33\text{ cm} \quad \text{prendre } h = 40\text{ cm}$$

$$\text{et } 10,80\text{cm} \leq b_0 \leq 14,4\text{cm} \quad \text{prendre } b_0 = 20\text{ cm}$$

Soit les poutres principales de section $20\text{cm} \times 40\text{cm}$.

II.4 - Descente de charge

Dimensionner revient à déterminer non seulement les dimensions des éléments de structure, mais également des sections d'aciers pour armer ces éléments. Pour dimensionner un ouvrage, il est important de recenser l'ensemble des forces qui agissent sur lui. Ces forces sont appelées des charges et sont appliquées directement sur l'ouvrage. Pour cela, il est effectué une descente de charge sur l'ouvrage. Le principe de la descente de charge a pour but d'évaluer les actions permanentes et variables permettant le calcul des éléments de structure tels que les poteaux et les fondations.

Voir les détails de la descente de charge à l'**annexe n° II**

II.5 - Prédimensionnement des poteaux

II.5.1 - Poteaux intermédiaires

Le calcul de la descente de charge nous donne l'effort normal de compression à l'état limite ultime suivant : **Nu = 3,66 MN**

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_{sth} * \frac{\gamma_s}{f_e} \right]$$

Convenons que $A_{sth} \geq 0$

Pour notre projet $\lambda = 35 \Rightarrow \frac{\alpha}{1,1} = 0,64 \rightarrow B_r \leq \frac{N_u}{\alpha} * \frac{0,9 * \gamma_b}{f_{c28}}$

- Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2 =$ la section brute du béton ;

$$B_r = (a - 0,02)^2 \leq \frac{3,66}{0,64} * \frac{0,9 * 1,5}{20}$$

$$\Rightarrow a \leq 0,64 \text{ m}$$

Nous prendrons pour tous les poteaux intermédiaires une section uniforme de **55cm x 55cm**.

II.5.2- Poteaux de rives

Le calcul de la descente de charge nous donne l'effort normal de compression à l'état limite ultime suivant: **Nu=1,94 MN**

- La hauteur l_0 des poteaux est de **3,2m**;
- La longueur de flambement l_f est de: $l_f = k * l_0 = 2,24\text{m}$ avec $k = 0,7$

Fixons un élancement $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,70$

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha} * \frac{0,9 * \gamma_b}{f_{c28}} = \frac{1,94}{1,1} * \frac{0,9 * 1,5}{20} = 0,12 \text{ m}^2$$

- Pour une section rectangulaire

$$\begin{cases} a \geq \frac{l_f}{17,5} \sqrt{3} = \frac{2,24}{17,5} \sqrt{3} = 22,17 \text{ cm} = 0,25 \\ b \leq \frac{B_r}{(a-0,02)^2} + 0,02 = \frac{0,12}{(0,25-0,02)^2} + 0,02 = 2,29 \text{ m} \end{cases}$$

La section obtenue de 0,25m x 2,29m est élevée. Nous préconisons dans ce cas d'augmenter le côté de 0,25m à 0,40m.

$$\Rightarrow b \leq \frac{0,12}{(0,40-0,02)^2} + 0,02 = 0,85 \text{ m}$$

Nous prendrons pour tous les poteaux de rive une section de **40cm x 55cm**

II.6 - Prédimensionnement du voile de soutènement

Le voile en béton armé peut être défini comme un poteau dont la longueur (L) est supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur (e) d'où $L \geq 4e$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage du rez-de-chaussée (he) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$a \geq \frac{he}{22} = \frac{360}{22} = 16,36 \text{ cm}$$

Nous préconisons des voiles de **20 cm**.

Le voile se justifie dans le projet par :

- Sa grande résistance et sa grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales ;
- La réalisation de cuvelage avec le radier afin de rendre la fondation plus étanche ;
- La résistance supplémentaire qu'il apporte aux poteaux du sous-sol

II.7 - Dallage

Il a pour but d'isoler du sol humide et d'obtenir une aire de circulation résistante et plane. Nous optons pour une épaisseur est de 20cm.

II.8 - MODELISATION DE LA STRUCTURE

La phase de modélisation est la phase intermédiaire entre la conception et le dimensionnement. Vu le nombre important des éléments, nous utilisons le logiciel de descente de charges ROBOT CBS et ROBOT RSA pour dimensionner l'ossature du bâtiment et ses fondations (**figure 2.1**).

Pour le calcul manuel, nous avons essayé d'établir des modèles de calcul simples proches des cas réels. Nous avons évalué le chargement, calculé les sollicitations en nous servant des théories de structures et enfin calculé le ferrailage nécessaire.

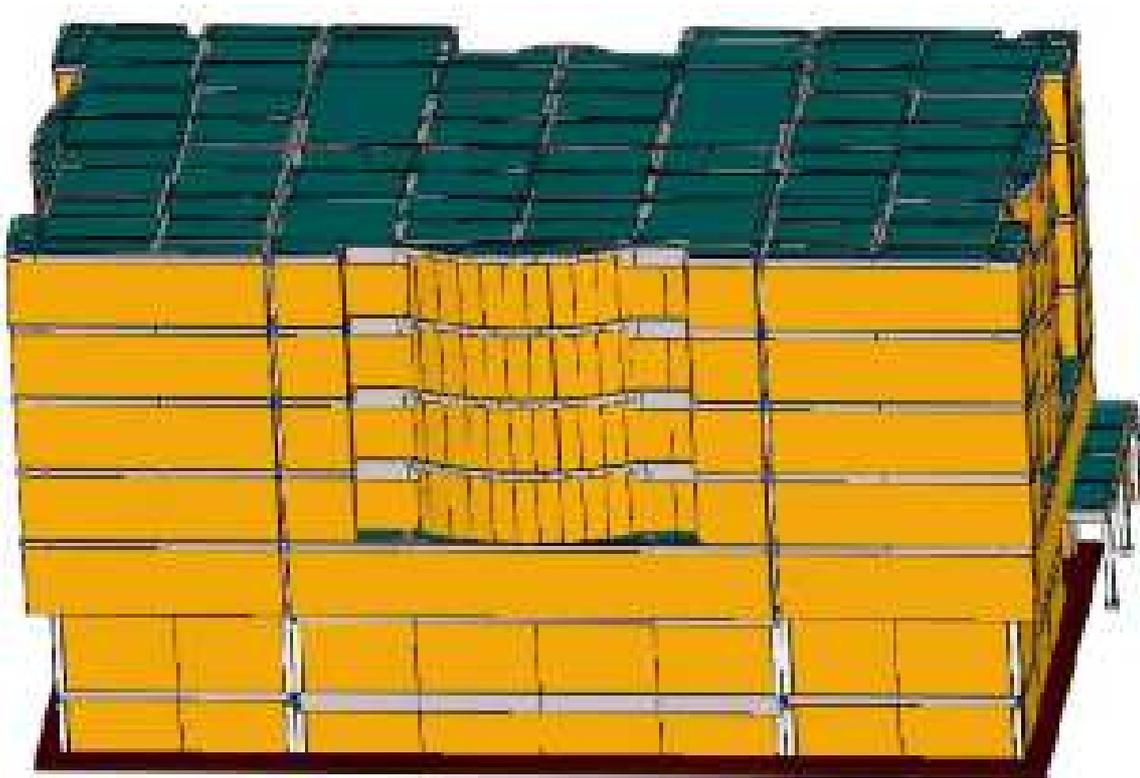


Figure 2. 1 : Modélisation du bâtiment 3D avec le logiciel ROBOT CBS

II.9 - Les plans de coffrage

Un plan de coffrage ou un plan d'exécution est un dessin technique préparé par un bureau d'étude en génie civil, c'est un document de référence qui permet l'exécution de l'ossature de l'ouvrage.

Voir plans de poutraisons en l'annexe n° III

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

III. 1 - Résultats du dimensionnement du plancher à corps creux

Tableau 3. 1 : Sollicitations sur les planchers à corps creux

Eléments dimensionnés	Moment maximal M_{max} (KN. m)	
	En travée	Sur appui
PH sous-sol	10,18	2,04

Tableau 3. 2 : Sections et choix des armatures du plancher à corps creux

Poutrelles			Dalle de compression	
Armature tendue	Armature de montage	Armature transversale	Armatures perpendiculaires aux poutrelles	Armatures parallèles aux poutrelles
2 HA 10 (1,57 cm ²)	1 HA 10 (0,79 cm ²)	HA 6 (st=15cm)	4 HA 6 (1,13 cm²) (st=15cm)	4 HA 6 (1,13 cm²) (st=15cm)

⇒ Voir pour le détail des calculs des planchers l'annexe n° IV

III. 2 - Résultats du dimensionnement de la poutre principale

Tableau 3. 3 : Sections et choix des armatures de la poutre principale

Désignation	Appui	Section (cm ² /ml)	Travée	Section (cm ² /ml)
Armatures longitudinales	3 HA14 + 3 HA12	8,01	9 HA 12	10,78
Armatures de peau	4 HA12 totalisant 4,52 cm ² /m de parement			

⇒ Voir le plan de ferrailage de la poutre l'annexe n° V

III. 3 - Résultats du dimensionnement du poteau

Tableau 3. 4 : Sections et choix des armatures du poteau

Poteau P1	Armatures longitudinales			Armatures transversales		Longueur de recouvrement
	Armatures calculées	Les barres	Sections d'armature	Φ_t	st	
File F3	16,62 cm ²	12 HA 12+4 HA14	19,72 cm ²	6 mm	15 cm	$I_r \geq 30 \phi_1$ 42 cm

⇒ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VI

III. 4 - Résultats du dimensionnement du voile de soutènement

Soit les résultats du dimensionnement consignés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3. 5 : Sollicitation sur le voile de soutènement

Élément dimensionné	Moment maximal M_{max} (kN. M)				Effort tranchant maximal V_{max} (kN)	
	En travée		Sur appui		Sur appui	
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
Voile	28,31	6,77	5,21	5,21	48,56	41,6

Tableau 3. 6 : Section et choix d'armatures du voile de soutènement

Acier et section/ml	En travée		Sur appui	
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
	8 HA 12 (9,04 cm ²)	3 HA 10 (2,35 cm ²)	8 HA 12 (9,04 cm ²)	3 HA 10 (2,35 cm ²)
Espacement	st=15 cm	St=15cm	st=15 cm	St=15cm

⇒ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VII

III. 5 - Résultats du dimensionnement du radier et semelle isolée

Tableau 3. 7 : Section et choix des armatures du radier

Radier			
Armature suivant l'axe x		Armature suivant l'axe et y	
Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
4 HA 14 (6,16cm ² /ml)	4 HA 14 (6,16 cm ² /ml)	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)
St=15 cm	St=20 cm	St=15 cm	St=20 cm

Tableau 3. 8 : Section et choix des armatures

Semelle	
Désignation	Application littérale
Section d'armatures à répartir sur 1.00m	0,45cm ²
Choix	4 HA8 espacement 15cm
Longueur scellement	40cm
Longueur ancrage	16cm
Longueur disponible	14,5
Longueur d'ancrage des aciers en attente	28cm

⇒ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VII

III. 6 - Résultats du dimensionnement des éléments secondaires

III.6. 1 - Escalier

Tableau 3. 9 : Dimensionnement de l'escalier

Escalier	Moment max en travée (kN. m)		Moment max sur appui (kN. m)	
	22,66		4,50	
	Acier longitudinal	Acier de répartition	Acier longitudinal	Acier de répartition
	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)	3 HA 8 (1,50 cm ² /ml)	3 HA 8 (1,50 cm ² /ml)
	st=15 cm	st=15 cm	st=15 cm	st=15 cm

III.6. 2 - Poutre palière

Tableau 3. 10 : Dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	Moment max en travée (kN. m)		Moment max sur appui (kN. m)
	58,84		10,57
	Acier longitudinal	Acier transversal	Sur appui
	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)	HA 6 St=15cm	2 HA 8 (1,00 cm ² /ml)

III.6. 3 - Acrotères

Tableau 3. 11 : Sollicitations, sections et choix des armatures du balcon

Acrotère	Moment max d'encastrement (kN. m)	Effort tranchant (kN)
	1,5	1,5
	Acier longitudinal	Acier de répartition
	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml) st =25cm	4 HA 8 (2,01 cm ² /ml) st = 25 cm

⇒ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° VIII

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETATS SECONDAIRES

IV. 1 – Dimensionnement de l'assainissement

Chaque utilisation d'eau dans la plomberie nécessite une alimentation qui se fait sous pression à partir de la conduite du branchement, et une évacuation qui se fait en général par gravité en direction d'une fosse septique

Le dimensionnement hydraulique a pour objectif de démontrer l'aptitude de la canalisation à évacuer les quantités d'eaux prévisibles et à rester partiellement remplie en présence du débit calculé.

En prenant compte de la fréquence de vidange des boues, le volume total d'eaux usées à évacuer est de :

$$V = 1000 \times P \times A \times F/50 \%$$

$$V = 1000 \times 200 \times 0,30 \times \frac{0,5}{50} \times 100 = 60000L = 60m^3$$

Avec : P = nombre de personnes permanentes estimé dans notre cas à **200** ;

F = la fréquence (0,5 pour 2 ans) ;

A = taux d'accumulation des boues (varie de 60 à 110 litres/usager/an).

Comme dimensions des fosses septiques, nous avons **un rectangle de 4,00 m sur 5,00 m de côté et une profondeur de 3,00 m.**

↪ Voir pour le détail des calculs **l'annexe n° IX. I**

IV. 2 - Dimensionnement de l'électricité

Le bilan de puissance est en fait un bilan de courant, car c'est la somme algébrique des courants et des puissances apparentes qui est réalisée au niveau de chaque équipement jusqu'à la source. Cette méthode est approximative par rapport à un bilan des puissances actives et réactives, mais offre l'avantage de dimensionner l'installation par excès.

Dans ce type de calcul, la précision n'est pas recherchée puisqu'on ajoute des facteurs de correction (Ks et Ku) très approximatifs.

CALCULS RECAPITULATIFS

Désignation	P. Utilisation P2 (kW)	Puissance totale Pt (kW)	Coeff. d'extension	P. Globale à souscrire (kW)	P. Globale à souscrire (kVA)	cos phi	Rendement	<u>u =230v</u>	<u>u=400v</u>
								I (A) (Monophasé)	I (A) (Triphasé)
Sous-sol	1,620	1,30	1,20	1,56	1,94	0,80	0,80	10,57	3,51
RDC	23,92	19,13	1,20	22,96	28,70	0,80	0,80	155,98	51,78
R+1	69,73	55,78	1,20	66,94	83,67	0,80	0,80	454,73	150,96
R+2	69,73	55,78	1,20	66,94	83,67	0,80	0,80	454,73	150,96
R+3	69,73	55,78	1,20	66,94	83,67	0,80	0,80	454,73	150,96
R+4	69,73	55,78	1,20	66,94	83,67	0,80	0,80	454,73	150,96
R+5	69,73	55,78	1,20	66,94	83,67	0,80	0,80	454,73	150,96
TGBT				359,20	449,00			1 952,16	648,09

Puissance préconisée du groupe électrogène de secours de 700 kVA

P2 (kW) : Puissance foisonnée ; **Pt (kW)** : Puissance utile ; **P. Globale (kW ; KVA)** : Puissance globale à souscrire
Coef. D'extension : Coefficient d'extension

↳ Voir pour le détail des calculs l'annexe n° IX. II

CHAPITRE IV : SECURITE ET PROTECTION AUX RISQUES D'INCENDIE

La mise en sécurité du Bâtiment au risque d'incendie revêt deux caractères:

- La prévention pour les personnes et biens se trouvant à l'intérieur et à l'extérieures soumises à un risque direct.
- La prévision pour une éventuelle intervention des sapeurs-pompiers.

Pour ce faire, il est nécessaire d'avoir une idée sur les deux principaux concepts : le feu et l'accident.

➤ Feu

Un incendie est nourri par une élévation de température et la présence combustible. Les différentes étapes d'un incendie sont : le démarrage, le déclenchement, l'embrassement généralisé et le retombé du feu.

➤ Accident

Un accident est un événement ou succession d'événements imprévus ayant pour résultat une atteinte à l'intégrité physique des personnes ou des destructions de matériel (NF 71-011). Un départ de feu rapidement maîtrisé restera un accident, s'il se développe jusqu'à détruire entièrement un bâtiment causant la mort de plusieurs personnes, il devient un accident majeur.

Pour éviter la survenance d'un accident, il convient de mettre en place dans ouvrage, un système de sécurité et de protection incendie regroupant l'ensemble des moyens mis en œuvre pour collecter et traiter les informations relatives à la sécurité incendie.

1. mesures de prévention

C'est l'ensemble des mesures passives destinées à éviter la naissance et la propagation des incendies dans le but d'assurer la protection des personnes et des biens. Nous prévoyons dans notre bâtiment, les mesures suivantes :

Réduire l'utilisation des matériaux combustibles et utiliser plus largement des matériaux non combustibles :

Le bâtiment est un établissement recevant du publics (ERP) de 3^{ème} catégorie type L. Les matériaux à utiliser sont de classe M0 (Béton armé).

Pour pré dimensionner l'ensemble de la structure, nous avons eu à respecter les règles de construction permettant de prendre en compte la sécurité incendie.

Planchers

Durée CF en heures	1/2 h	1h	1h 1/2	2h	3h	4h
épaisseur minimale dalle + chape+ revêtement de sol en cm	6,00	7	9	11	15	17,5

Les planchers sont des dalles pleines en béton armé d'épaisseur 11 cm > 15 d'épaisseur. Ils auront donc une durée de coupe-feu de 2h.

Poutres

Durée CF en heures	1/2 h	1h	1h 1/2	2h	3h	4h
Poutre continue	8	11	14	17	23	29

On a des poutres continues de durée de coupe-feu 2h alors on obtient une largeur minimale de coupe-feu 17 cm

Or nous des poutres de sections : 20x40 et 40x120

Largeur minimale=30 > 17. On a donc une section qui respecte les règles de sécurité

Parois verticales

Durée CF en heure	1/2 h	1h	1h 1/2	2h	3h	4h
Epaisseur minimale a en cm	10	11	13	15	20	25

On a des voiles de durée de coupe-feu 2h. Ce qui donne une épaisseur minimale de 15cm

Voiles d'épaisseur 20 cm ⇒ épaisseur suffisante.

Poteaux

Durée CF ou SF en heures		1/2 h	1h	1h 1/2	2h	3h	4h
dimension minimal a en cm	Poteau carrée	15	20	24	30	36	45
	Poteau section a × b	10	12	14	16	20	26

On a des poteaux de durée de coupe-feu 2h. Ce qui donne une dimension minimale de 36 cm

Or nous avons des poteaux de 55×55cm, 30×30 et 40×55

⇒ Largeur minimal = 50 >30. Tous nos poteaux respect les règles de construction du point de vue sécurité-incendie.

- Limiter la naissance et la propagation du feu :

À l'intérieur du parking, il est strictement interdit :

- de constituer des dépôts de matières combustibles ou de produits inflammables, y compris dans les boxes de remisage ;
- d'ajouter du carburant dans les réservoirs des véhicules ;
- de fumer ou d'apporter des feux nus.
- Toutes les installations techniques (installations électriques) seront régulièrement vérifiées, entretenues et subiront des visites techniques de conformité par des organismes de contrôle agréés.

- Effectuer des visites de prévention :

Les visites de préventions seront faites chaque 6 mois suivi d'un rapport après chaque visite.

La commission de sécurité incendie devra être présent durant toute la phase de construction afin de se rassurer que tous les matériaux utilisés portent le marquage « NF réaction au feu » ou qu'ils ont fait l'objet d'un Procès-Verbal (PV) de classement en cours de validité (5 ans).

2. Mesures de prévision

Elles regroupent l'ensemble des mesures actives destinées à permettre l'intervention immédiate et faciliter l'extinction d'un incendie. Nous prévoyons :

✓ **Des extincteurs portatifs :**

Les extincteurs portatifs sont des appareils qui permettent d'éteindre un début d'incendie et de limiter ainsi l'extension du feu, avant l'intervention de moyens plus puissants. Des extincteurs à poudre ABC polyvalente, de 11 kg soit 6 kg de poudre, seront placés à chaque niveau pour éteindre les feux de classes A (feux de matières solides), B (feux de liquides et solides liquéfiables) et C (feux de gaz). Ils seront fixés sur les poteaux à une distance de 1,20m du sol. Des pictogrammes indiquant le mode d'utilisation et les dangers et seront affichés au niveau des escaliers, des entrées et sorties du parking de façon à être visible à tous les conducteurs, et dans le bâtiment.



✓ **Des colonnes sèches et poteaux d'incendie.**

Les colonnes sèches sont des conduites rigides parfaitement étanches permettant de raccorder le dispositif d'extinction du feu (souvent des tuyaux souples reliés aux fourgons d'incendie utilisés lors des interventions) à l'étage du bâtiment où l'incendie se déclare. Ils ont pour but de faciliter les interventions des sapeurs-pompiers en cas d'incendie. Les colonnes de 65 millimètres de diamètre à deux prises de 40 millimètres de diamètre seront fixées à chaque niveau dans les cages d'escaliers. Cette disposition impose la mise en place d'un poteau d'incendie de 100 millimètres de diamètre, branchés sur une canalisation d'un diamètre au moins égal et implantés à moins de 60 mètres des orifices d'alimentation des colonnes sèches. Les prises d'alimentation extérieures seront accessibles de l'extérieur du bâtiment, à une distance de 3 m de l'entrée du bâtiment où se situe la colonne et à moins de 60 m du poteau d'incendie.

✓ **Un système de détection automatique d'incendie**



Détecteur optique ponctuel de

Équipement de contrôle et de

Le Système de Détection automatique d'incendie assure la détection d'un phénomène lié au développement d'un feu. Il comprend les détecteurs optiques ponctuels de fumée et l'équipement de contrôle et de signalisation (ECS). En effet, lorsque le capteur d'un détecteur optique ponctuel de fumée reçoit un phénomène chimique résultant d'un incendie, il envoie le signal correspondant à l'ECS qui déclenche automatiquement l'alarme. Cette alarme a pour but de prévenir l'ensemble des occupants du bâtiment de la présence d'un incendie et de provoquer l'évacuation. Les détecteurs optiques ponctuels de fumée seront installés à chaque niveau et seront espacés de 10 m maximum chacun. L'ECS par contre sera installé uniquement dans la salle de surveillance située au RDC.

✓ **Un équipement d'alarme**



Un équipement d'alarme est un ensemble de dispositif électronique permettant de détecter un départ de feu dans un bâtiment, et de gérer la sécurisation des personnes se trouvant dans celui-ci. Notre bâtiment étant un ERP, nous installerons des équipements d'alarmes de type 4. Un équipement d'alarme est composé d'une centrale autonome sur pile intégrant un diffuseur sonore (DS) et un déclencheur manuel. Ils seront disposés, à chaque niveau, dans les circulations à proximité immédiate de chaque escalier et, au rez-de-chaussée, à proximité des sorties. Ils sont placés à une hauteur maximale de 1,30 mètre au-dessus du niveau du sol.

✓ **L'éclairage de sécurité**



L'éclairage de sécurité joue un rôle prépondérant dans l'organisation efficace de l'évacuation d'un bâtiment. C'est un éclairage artificiel qui, dès la défaillance de l'éclairage artificiel normal, permet aux personnes de cheminer jusqu'en lieu sûr et de gagner les sorties du bâtiment. Il doit permettre la visibilité des obstacles et l'exécution des manœuvres nécessaires en cas d'incendie.

CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

L'étude d'impact environnemental (EIE) est très récente dans la gestion des projets humains en dépit des contraintes techniques et financières. L'EIE ne résout pas les problèmes liés au passé mais guide dans les choix pour la projection, l'harmonisation des activités de développement avec leur environnement d'accueil.

Tout projet de construction, comporte trois phases essentielles:

L'installation du chantier ; L'exécution ou réalisation de l'ouvrage ; L'exploitation ou mise en service.

V. 1 - Etude sociale et sanitaire

La réalisation ou l'exploitation d'un projet de construction a un impact social négatif ou positif dans la vie de la population voisine du chantier.

- Les effets sont d'abord positifs, eu égard aux objectifs liés à la réalisation de ce joyau :
 - Ce nouvel immeuble participera à la restructuration de la zone contribuant ainsi à l'embellissement de la ville.
 - La génération d'emploi (temporaire pendant l'exécution définitif après réalisation) ;
 - Le personnel devra s'alimenter : opportunité de petits commerces pour la population voisine du chantier ;
- Les impacts sur la santé publique sont néfastes surtout des infections dont les risques d'apparition sont difficiles à prévoir :
 - Apparition ou recrudescence d'affections pulmonaires et ophtalmologiques, liées à la production continue de poussières et de bruits (nuisances sonores) pendant des travaux.
 - Propagation éventuelle des maladies sexuellement transmissibles par le contact entre les ouvriers et les populations riveraines.

V. 2 - Etude sécuritaire et techniques

Il y a obligation de faire respecter les consignes sécuritaires pour éviter certains accidents de travail sur le chantier ;

Etre exigeant sur la tenue de travail (casque, chaussures de sécurité...), faire une réunion chaque matin avec les ouvriers en leur rappelant les règles de conduite au chantier. Il faut arroser le lieu à terrasser pour pallier à la poussière, Vue la situation géographique du chantier, les panneaux de signalisation et d'interdiction y afférant seront régulièrement contrôlés.

V. 3 - Mesures environnementales suggérées :

Encourager l'utilisation des matériaux locaux pour amoindrir le coût de la construction et diminuer la consommation d'énergie dans la climatisation.

CHAPITRE VI : PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX

Le délai prévisionnel des travaux évalué à 426 jours soit environs 14 mois a été réalisé par le logiciel MS Project 2010. Le planning suivant est établi :



CONCLUSION

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre projet de fin d'études sur le dimensionnement d'un R+5 avec sous-sol nous a permis de :

- Réaliser la difficulté liée à la structure du bâtiment,
- D'apercevoir la réalité de la disposition constructive

Ce projet d'étude a été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiments en béton armé les recherches effectuées nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiments, bien que les calculs aux états limites.

Cependant, le métier d'ingénieur se révèle être une quête permanente de :

- Bonne conception de l'ouvrage.
- Minimisation des coûts et réalisation du choix architectural fait par l'architecte.

Nous avons choisi le logiciel ROBOT Structural Analysis pour les multiples avantages comme (la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution).

« Enfin, nous espérons que ce projet (mémoire) soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière. »

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ **Dr Adamah MESSAN**, 2011, « Cours de Calcul de Structure I et II » 2IE.
- ❖ **Dr Adamah MESSAN**, 2012, « Cours de béton armé » 2IE.
- ❖ **Dr Ismaïla GUEYE**, 2012, « Cours de Géotechnique 1 » 2IE.
- ❖ **BAKARY.H.**, 1999, Elément de calcul de béton armé EIER, 257p
- ❖ **GUEY. I.**, 2008, Reconnaissance des sols / Fondations superficielles, 2ème partie
- ❖ **James. D.**, 2003, Tuyauteries de distribution et d'évacuation des eaux, 25 p
- ❖ **JEAN – PIERRE M.**, 2000, BEAL 91 modifié 99, 281p
- ❖ **RENAUD.H et LAMIRAULT.J.**, 1993, Béton Armé, Guide de Calcul Bâtiment et Génie Civil, 141p
- ❖ **RENAUD.H.**, 2002, Ouvrage en Béton Armé Technologie du bâtiment gros œuvre, 273p

ANNEXES

SOMMAIRE DES ANNEXES :

ANNEXE I-----	CONCEPTION
ANNEXE II-----	DESCENTE DE CHARGES
ANNEXE III-----	PLANS DE COFFRAGE
ANNEXE IV-----	CALCUL DES PLANCHERS
ANNEXE V-----	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE
ANNEXE VI-----	DIMENSIONNEMENT DU POTEAU
ANNEXE VII-----	FONDATION
ANNEXE VIII -----	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES
ANNEXE IX-----	DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETAT SECONDAIRES

ANNEXE I : CONCEPTION



Vue arrière du bâtiment en 3D



Vue avant du bâtiment 3D

ANNEXE II : DESCENTE DE CHARGE

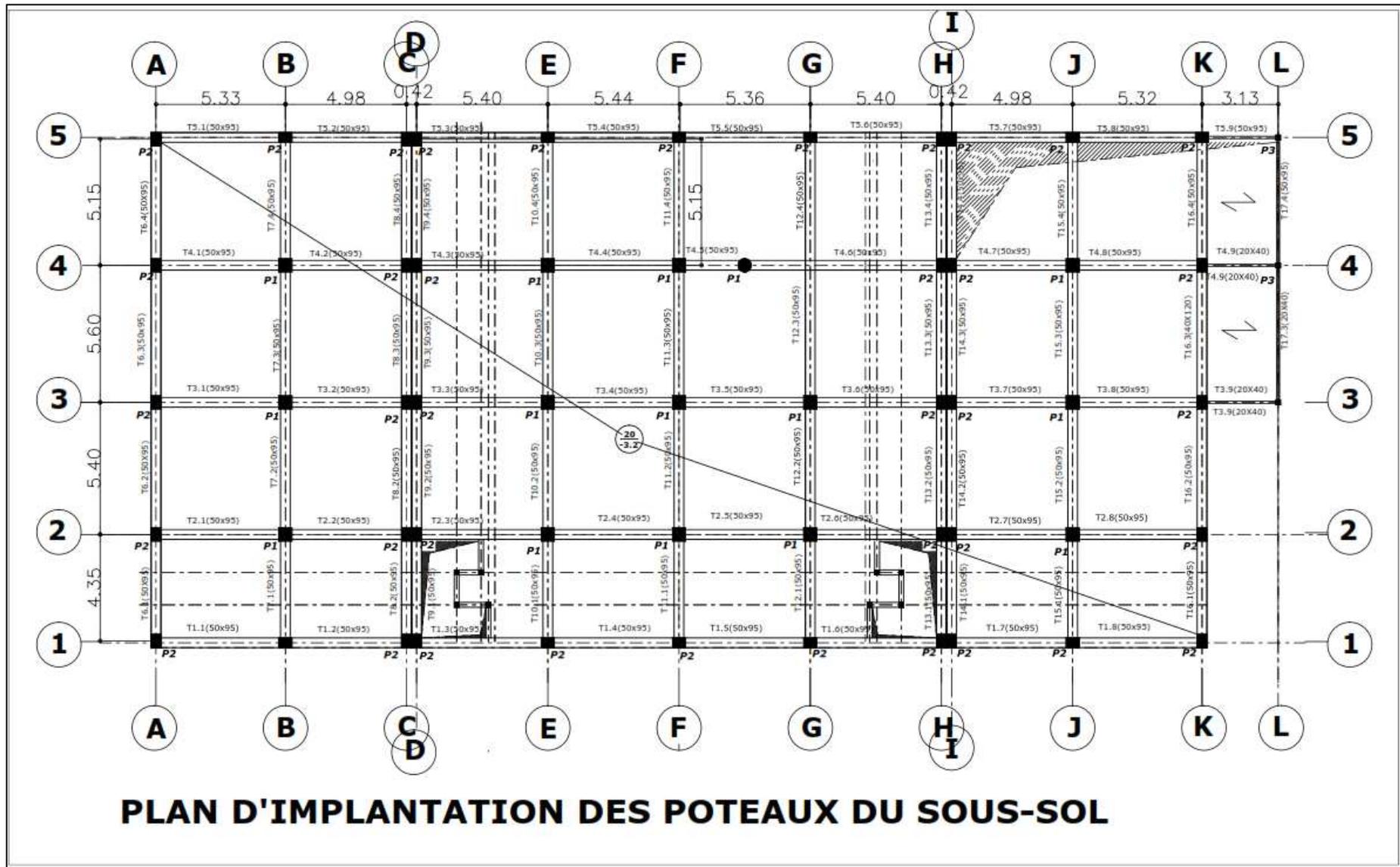
La descente de charge effectuée sur le poteau de type P1 de la file F3 de section carrée 55cm x 55 cm.

NIVEAU	DESIGATION	Charge Unitaire	DIMENSIONS			Charge Totale
			Longueur (L')	Largeur (l')	Hauteur (h/e)	
PH R+5		kN/m2				
	Gravillon de protection	2,4	5,64	5,4		73,09
	Etanchéité: multicouche 6cm	0,72	5,64	5,4		21,93
	Forme de pente (béton non armé) 0,10m	2,2	5,64	5,4		67,00
	Isolation thermique 4cm	0,16	5,64	5,4		4,87
	Poids propre du plancher corps creux 20cm	2,86	5,64	5,4		87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 2cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	Mur en béton banché	4,15	1	0	0,45	0,00
	Poids propre des retombées de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					319,48
	total Q	1	5,64	5,4		30,46
	(1,35G+1,5Q)				476,98	
	ELS				349,94	
PH R+4						
	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	2,8	21,18
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4	1	13,40
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4	1	87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
		0,8	5,64	5,4		24,36
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,46	1	2,8	2,80
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					606,90
total Q	2,5	5,64	5,4		106,60	
	(1,35G+1,5Q)				979,20	
	ELS				713,49	
PH R+3						
	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	2,8	21,18
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4		13,40

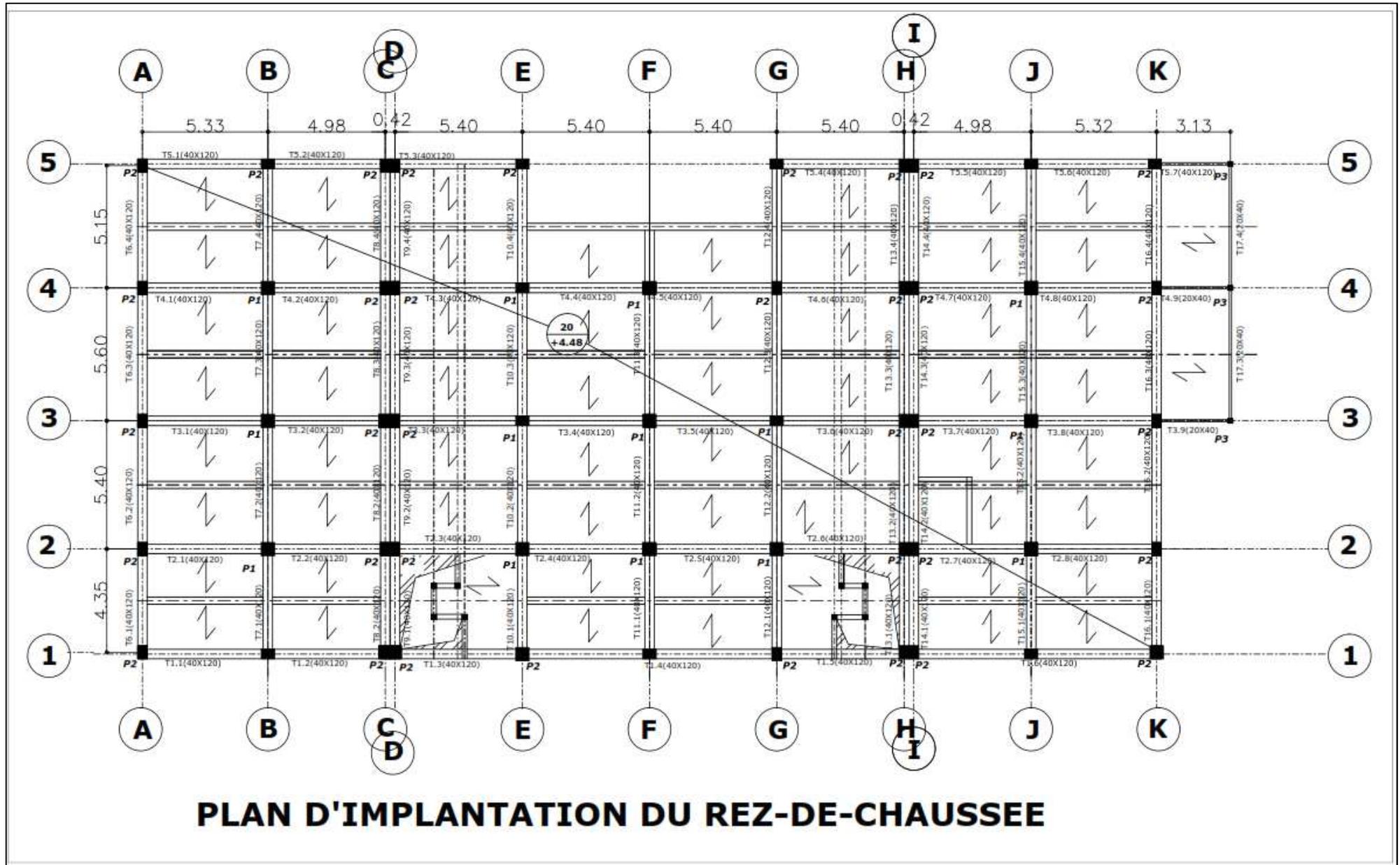
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4		87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,64	5,4		30,46
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					897,60
	total Q	2,5	5,64	5,4		182,74
	(1,35G+1,5Q)					1485,87
ELS					1080,34	
PH R+2	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	3,5	26,47
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4		13,40
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4	1	87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,64	5,4		30,46
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					1193,60
	total Q	2,5	5,64	5,4		258,88
	(1,35G+1,5Q)					1999,68
ELS					1452,48	
PH R+1	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	3,5	26,47
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4		13,40
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4	1	87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,64	5,4		30,46
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					1489,60
	total Q	2,5	5,64	5,4		335,02
	(1,35G+1,5Q)					2513,49
ELS					1824,62	
PH RDC	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	3,5	26,47
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4		13,40
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4	1	87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,64	5,4		30,46

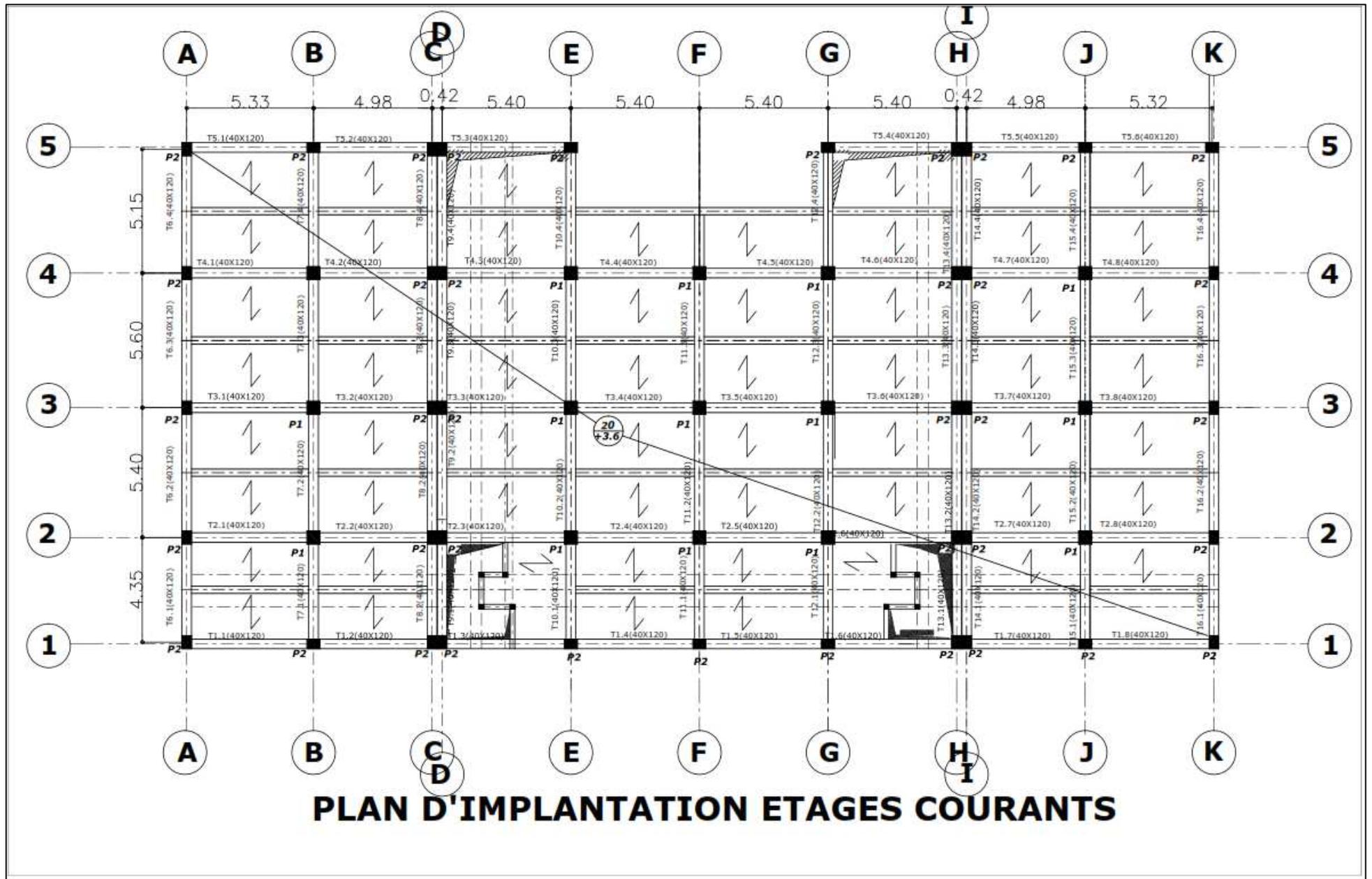
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					1785,60
	total Q	2,5	5,64	5,4		411,16
	(1,35G+1,5Q)					3027,30
	ELS					2196,76
PH Sous- Sol	Poteau du R+2	25	0,55	0,55	3,5	26,47
	revêtement de charge 2cm	0,44	5,64	5,4		13,40
	Corps creux + dalle de compression	2,86	5,64	5,4	1	87,10
	Enduit de plâtre sous dalle 3cm	0,2	5,64	5,4		6,09
	maçonnerie 0,15 (kN/ml)	1	5,64	5,4		30,46
	Poids propre des retombés de Pt 40 x120	25	11,04	0,4	1,2	132,48
	total G					2081,61
	total Q	5	5,64	5,4		563,44
	(1,35G+1,5Q)					3655,32
	ELS					2645,04
RADIER	Poteau du Sous-Sol	25	0,55	0,55	2,6	19,66
	Etanchéité: multicouche	0,12	5,64	5,4		3,65
	total G					2101,27
	total Q	2,5	6,18	5,13		901,57
	(1,35G+1,5Q)					4189,07
ELS					3002,84	

ANNEXE III: PLANS DE COFFRAGE



PLAN D'IMPLANTATION DES POTEAUX DU SOUS-SOL





ANNEXE IV : DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER

IV. I- Prédimensionnement des poutrelles:

Nous allons déterminer la largeur des hourdis que nous mettrons en place. Pour cela nous allons prédimensionner les hourdis du plancher haut sous-sol.

a) Largeur de la table de compression

$$b_1 \leq \min (L/2 ; L_1/10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($L = 50 - 12 = 38$ cm)

L1 : longueur de la travée : ($L_1 = 280$ cm)

b0 : largeur de la nervure : ($b_0 = 12$ cm)

h0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

$$\Rightarrow b_1 \leq \min (19; 36.5; 32) \text{ cm}$$

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

$$b = 2.b_1 + b_0 = 50 \text{ cm}$$

Dimensions

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm

La hauteur de la dalle de compression.....ho = 4 cm

La largeur de la nervurebo = 12 cm

Enrobagec = 2 cm

La hauteur utiled = (h - c) = 18 cm

La largeur de la table.....b = 50 cm

IV. II- Dimensionnement des poutrelles:

a) Détermination des efforts internes dans les poutrelles :

- **Chargement du plancher haut sous-sol**

$$G = 4,70 \text{ kN}$$

$$Q = 5,00 \text{ kN}$$

- **Combinaison des charges :** $P_u = 13,845 \text{ kN}$
- **Calcul des sollicitations :** $M_o \frac{P_u L^2}{8} = 13,57 \text{ kN.m}$
- **Le moment en travée :** $M_t = 0.75 M_o = 10,18 \text{ KN.m}$
- **Moment sur appuis :** $M_a = 0,15 M_o = 2,04 \text{ kN.m}$

b) Calcul des sections d'acier

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{10,18}{0,12 * 0,18^2 * 11,33} = 0,231 ; \alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,333$$

$$Z_u = d * (1 - 0,4\alpha_u) = 0,16$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z.6st} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA10** totalisant une section de **1,57 cm²/ml**

➤ **Sur appui**

$$A_{sa} = \frac{M_a}{z.6st} = 0,000027 = 0,27 \text{ cm}^2$$

Soit **1HA10** totalisant une section de **0,79 cm²/ml**

c) Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par des étriers **HA6**

d) Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \Rightarrow \text{convenons de prendre } St = 15 \text{ cm}$$

e) Condition de non-fragilité (Art .B.6.4 BAEL91)

$$\text{En travée : } A_{min} = \frac{0.23b.d.Ft28}{Fe} = 0,89 \text{ cm}^2 < A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{min} = \frac{0.23b.d.Ft28}{Fe} = 0,19 \text{ cm}^2 < A_a = 0,79 \text{ cm}^2$$

IV. III- Dimensionnement de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm armée en quadrillage d'acier haute adhérence (HA) et est coulée sur place.

L'espacement des aciers HA ne doit pas dépasser les valeurs suivantes (Art. A.8.2.4. BAEL91) :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = 4 \cdot L / f_e = 4 \times 50 / 500 = 0,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : **4 HA6** totalisant une section de 1,13cm²/ml

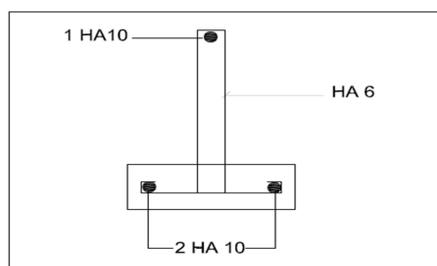
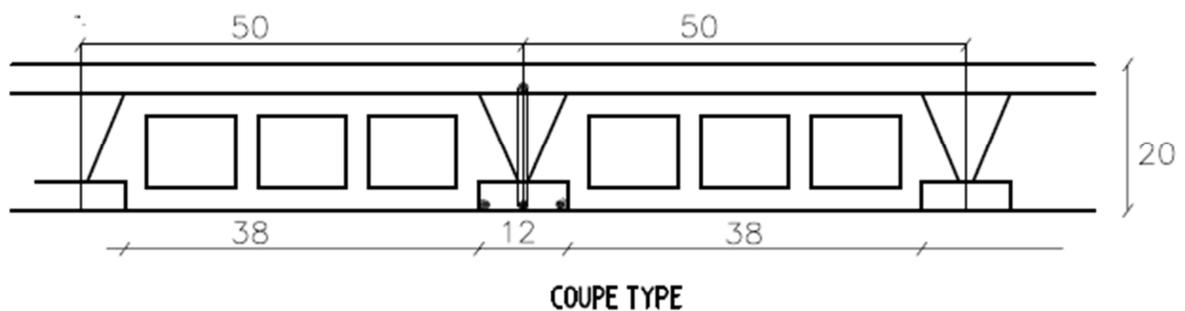
St = 15cm

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A // = A / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA6** totalisant une section de 1,13cm²/ml

St = 15cm



Ferrailage du plancher

ANNEXE V : DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE

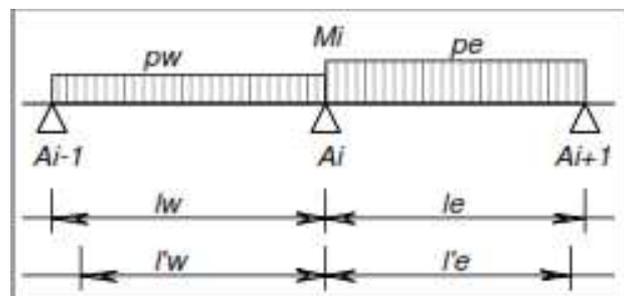
V. I- Méthode de calcul et Vérification des conditions :

- ✓ $Q/G = 24,90/46,87 = 0,53 < 2$ ok.
- ✓ $Q = 5 \text{ KN} = 5\text{KN}$ non vérifiée
- ✓ Fissuration peu préjudiciable ok.
- ✓ Rapport des portées successives : $5,4/5,4 = 1,00 \in [0,8 - 1,25]$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul se fait à la méthode Caquot.

V. II- Moments sur appuis

Les moments aux nus des appuis, considérés comme sections à vérifier, sont calculés en ne tenant compte que des charges des travées voisines de gauche (w) et de droite (e) :



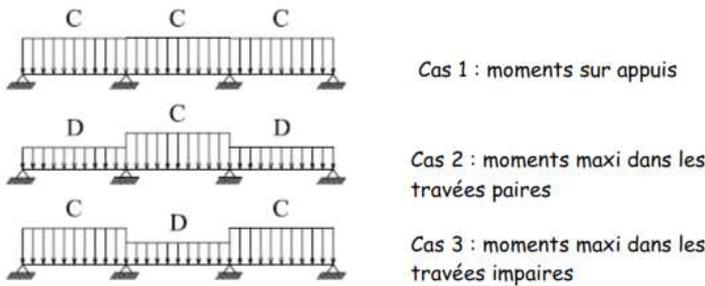
- à la portée L de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui (travée de rive)
- à $0,8 \cdot L$ si elle est continue au-delà de l'autre appui (travée intermédiaire).

Une charge uniformément répartie par unité de longueur P_w sur la travée de gauche et P_e sur la travée de droite donne un moment d'appui égal en valeur absolue à :

$$M_i = \frac{p_w \cdot l_w^3 + p_e \cdot l_e^3}{8,5 \cdot (l_w + l_e)}$$

V. III- Moments en travées

Le moment maxi en travée est déterminé en considérant les travées adjacentes et les cas de charges définis ci-dessous.



Nous suivons le modèle de calcul suivant d'une poutre à 3 travées.

				BAEL
Portées l (m)	L_1	L_2	L_3	B.6.1.1
Portées fictives l' (m)	$L'_1 = L_1$	$L'_2 = 0,8.L_2$	$L'_3 = L_3$	E.2.2.1
l'^3	$(L'_1)^3$	$(L'_2)^3$	$(L'_3)^3$	
8,5 (l'w+l'e)	$8,5.(L'_1+L'_2)$		$8,5.(L'_2+L'_3)$	
Cas 1	P_1	P_2	P_3	E.2.2.1
	1,5q 1,35g	1,5q 1,35g	1,5q 1,35g	
M appui 0	$M_1 = \frac{P_1.L_1^3 + P_2.L_2^3}{8,5.(L_1+L_2)}$		$M_2 = \frac{P_2.L_2^3 + P_3.L_3^3}{8,5.(L_2+L_3)}$	0
Mo travée indépendante	$M_o = \frac{P_1.L_1^2}{8}$	$M_o = \frac{P_2.L_2^2}{8}$	$M_o = \frac{P_3.L_3^2}{8}$	E.2.2.2
Mt milieu de travée	$M_o - \frac{M_1}{2}$	$M_o - \frac{M_1 + M_2}{2}$	$M_o - \frac{M_2}{2}$	E.2.2.2
Vo travée indépendante	$V_o = + \frac{P_1.l_1}{2} > 0$ $V_o = - \frac{P_1.l_1}{2} < 0$	$V_o = + \frac{P_2.l_2}{2} > 0$ $V_o = - \frac{P_2.l_2}{2} < 0$	$V_o = + \frac{P_3.l_3}{2} > 0$ $V_o = - \frac{P_3.l_3}{2} < 0$	E.2.2.3
Vmax	$+ \frac{P_1.l_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{l_1}$ $- \frac{P_1.l_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{l_1}$	$+ \frac{P_2.l_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{l_2}$ $- \frac{P_2.l_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{l_2}$	$+ \frac{P_3.l_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{l_3}$ $- \frac{P_3.l_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{l_3}$	
Cas 2	1,5q 1,35g	1,35g	1,5q 1,35g	
Cas 3	1,35g	1,5q 1,35g	1,35g	

Decente de charge : Bande de charge : $5,38-0,40=4,98\text{m}$.

Poids de la dalle (16+4) : $2,86\text{KN/m}^2 \times 4,98\text{m} \dots\dots\dots 14,24 \text{ KN/m}$.

Poids propre de la poutre : $25\text{KN/m}^3 \times 0,40\text{m} \times 1,20\text{m} \dots\dots\dots 12,00 \text{ KN/m}$.

Maçonnerie : $3,38\text{KN/m}^2 \times 5,4 \text{ m} \dots\dots\dots 18,25 \text{ KN/m}$.

Chape : $0,02 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \times 5,4\text{m} \dots\dots\dots 2,38 \text{ KN/m}$.

D'où la charge permanente totale **G= 46,87 KN/m**

La charge d'exploitation est **Q= 5,00 x 4,98 = 24,90 KN/m**

Combinaison d'action totalement chargé

- A L' ELU: $P_1 = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 46,87 + 1,5 \times 24,90 = 100,62 \text{ KN/m}$.

P₁ =100,62 KN/m.

Combinaison d'action totalement déchargé

- A L' ELU: $P'_1 = 1,35G = 1,35 \times 46,87 = 63,27 \text{ KN/m}$.

P'₁ =63,27 KN/m.

Charge 1

Désignation	travées			
Portée	5,4	5,4	5,4	5,4
portée fictive l'(m)	5,4	4,32	4,32	5,4
l'3 (m)	157,464	80,622	80,622	157,464
8,5*(L'w+L'e)	82,6	73,4	82,6	
cas de charge 1	1,5*Q1	1,5*Q2	1,5*Q3	1,5*Q4
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	A		B	C
	0,290		0,221	0,290
Mo travée indépendant (MN.m)	0,37	0,37	0,37	0,37
Mt milieu de travée	0,222	0,11	0,11	0,22

Charge 2

Désignation	travées			
Portée	5,4	5,4	5,4	5,4
portée fictive l'(m)	5,4	4,32	4,32	5,4
l'3 (m)	157,464	80,622	80,622	157,464
8,5*(L'w+L'e)	82,6		73,4	82,6
cas de charge 2	1,5*Q1		1,5*Q3	
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	B		C	D
	0,254		0,180	0,22
Mo travée indépendant	0,37	0,23	0,37	0,23
Mt milieu de travée	0,24	0,01	0,17	0,12

Charge 3

Désignation	travées			
Portée	5,4	5,4	5,4	5,4
portée fictive l'(m)	5,4	4,32	4,32	5,4
l'3 (m)	157,464	80,622	80,622	157,464
8,5*(L'w+L'e)	82,6		73,4	82,6
cas de charge 3		1,5*Q2		1,5*Q4
	1,35*G1	1,35*G2	1,35*G3	1,35*G4
M appui	B		C	D
	0,219		0,180	0,25
Mo travée indépendant	0,23	0,37	0,23	0,37
Mt milieu de travée	0,12	0,17	0,01	0,24

Calcul de l'effort tranchant :

Charge 1

Vo travée indépendante	0,272	0,272	0,272	0,272
	-0,272	-0,272	-0,272	-0,272
V max	0,325	0,259	0,284	0,218
	-0,218	-0,284	-0,259	-0,325

Charge 2

Vo travée indépendante	0,272 -0,272	0,171 -0,171	0,272 -0,272	0,171 -0,171
V max	0,319 -0,225	0,157 -0,184	0,279 -0,264	0,130 -0,211

Charge 3

Vo travée indépendante	0,171 -0,171	0,272 -0,272	0,171 -0,171	0,272 -0,272
V max	0,211 -0,130	0,2645 0,2789	0,184 -0,157	0,225 -0,319

Calcul des armatures et Ferrailage de la poutre

a. Calcul des armatures en travées

Le moment maximal en travée est : $M_{t_{max}} = 0,24 \text{ MN.m}$

Avec $b = 0,40 \text{ m}$; $d = 0,9xh = 0,9 \times 1,20 = 1,08 \text{ m}$

• Calcul de la section.

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad \alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) ; \quad Z_u = d * (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\mu_u = 0,05 \quad \alpha_u = 0,06 \quad Z_u = 1,05$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{Z_u * f_{su}}$$

$$A_{st} = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23bd \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 40 \times 120 \times 1,8}{500} = 3,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,97 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

Choix des armatures: Choix : 9 HA12 totalisant 10,78 cm²

b. Calcul des armatures aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : **Mmax = 0,29 MN.m.**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad \alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) ; \quad Z_u = d * (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\mu_u = 0,05 \quad \alpha_u = 0,07 \quad Z_u = 1,05$$

$$A_{sa} = \frac{M_{tx}}{Z_u * f_{su}}$$

$$A_{sa} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures: A= 3 HA14 + 3 HA12 totalisant 8,01cm²

• **Calcul de Vu et ζu**

$$V_u = 0,325 \text{ MN}$$

$$\zeta_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,325}{0,40 \times 1,20} = 0,68 \text{ MPa} < \tau_{ul} = \underline{2,60} \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement sur la travée.

c. Calcul des armatures transversales

- **Calcul de diamètre des armatures transversales (Φt)**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; b/10; \Phi_{lmin}\right)$$

$$\leq \min(34,28 \text{ mm}; 40\text{mm}; 16\text{mm})$$

$$\Phi_t = 0,28\text{cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement a l'appui St**

$$St \leq \frac{A_t x f_{et}}{0,4 x b} \quad A_t = 0,28\text{cm}^2; A_t = m_t x A_t = 0,28 \times 4 = 1,12\text{cm}^2 \quad k=1$$

$$St \leq \frac{1,12 \times 235}{0,4 \times 25} = 26,32$$

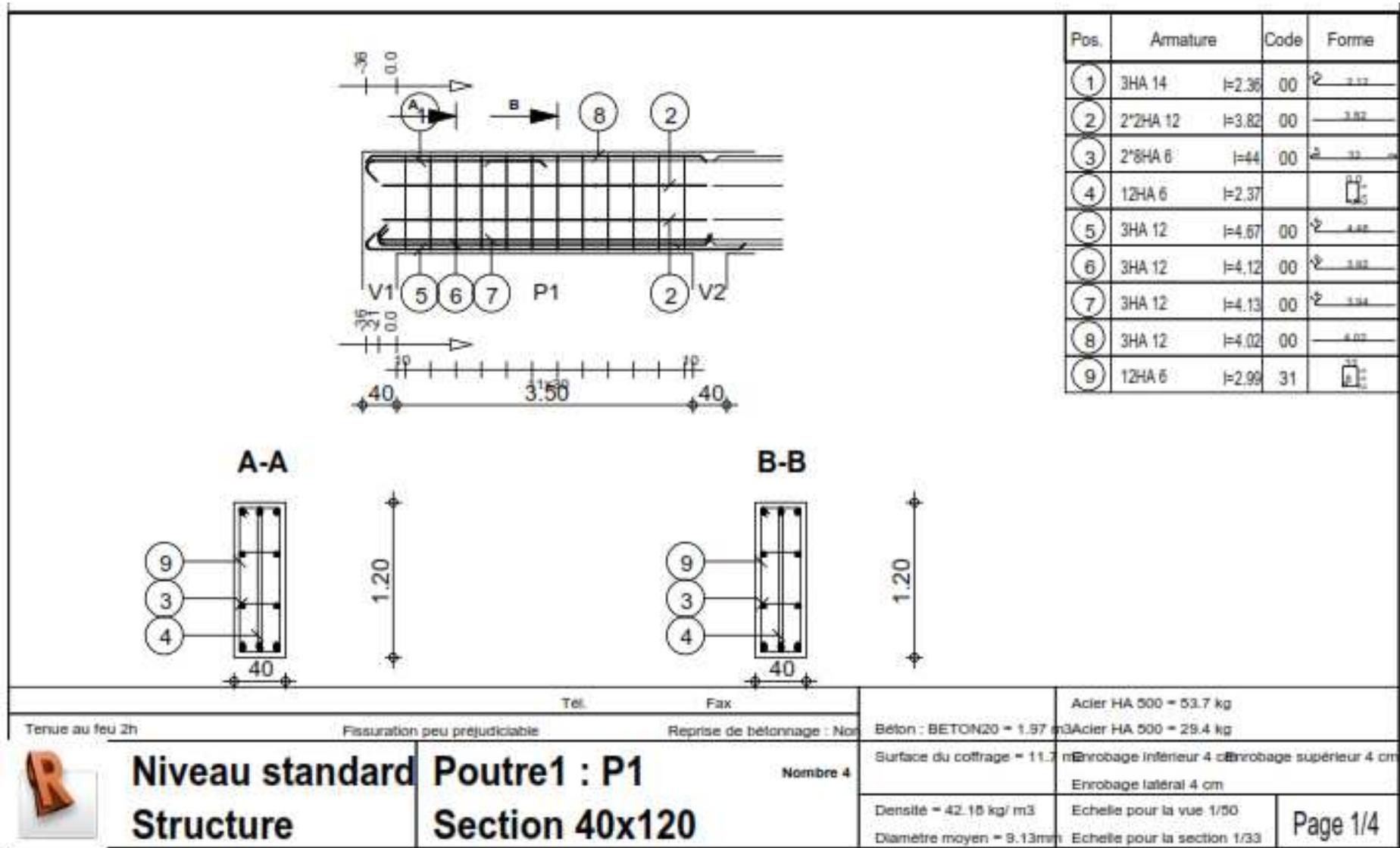
$$St = 20\text{cm}$$

d. Armatures de peau

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de poutre, des armatures de peau sont à mettre en œuvre :

Section des armatures de peau $\geq 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement (2 x retombée + largeur)

Soit du **4 HA12** totalisant $4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement

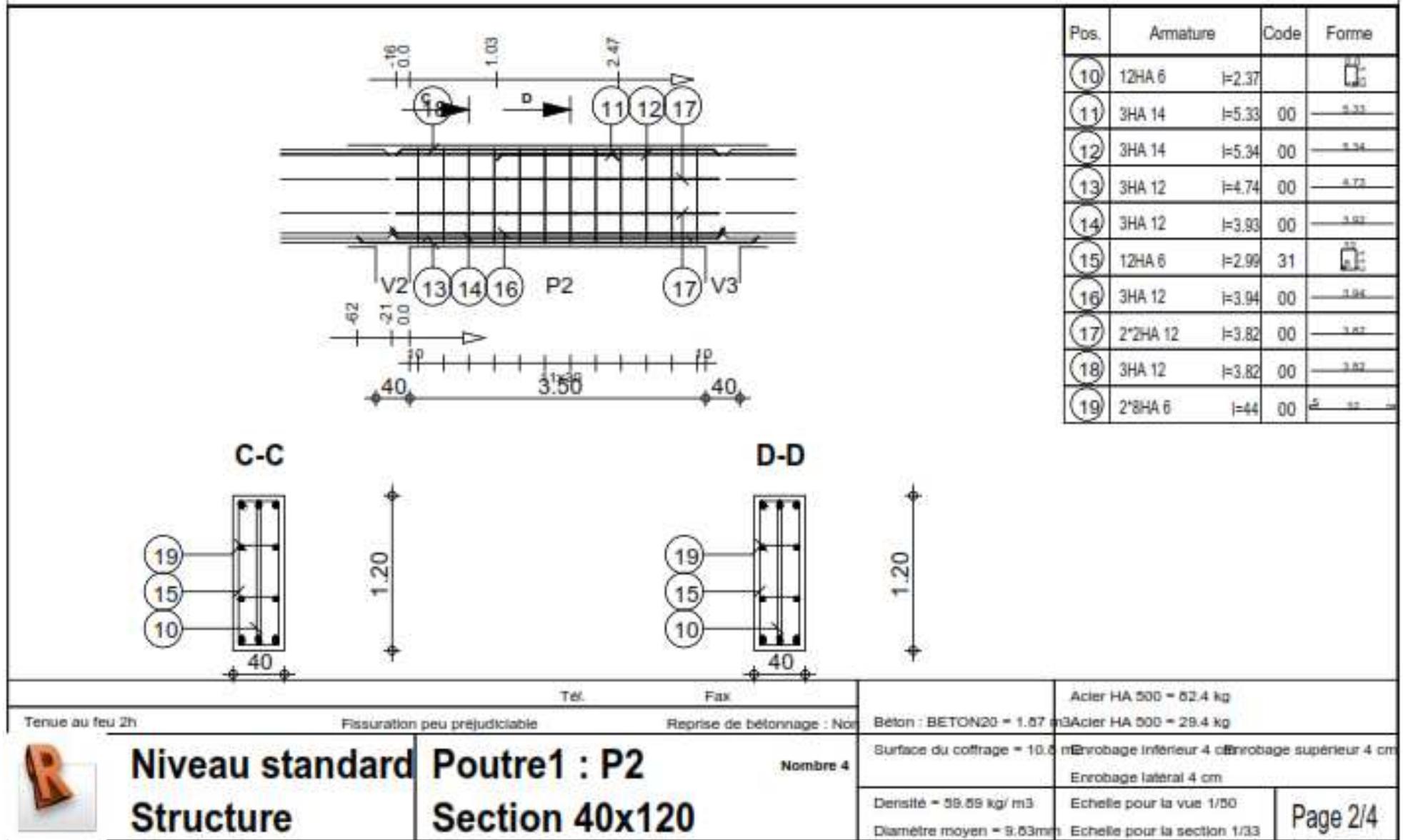


Niveau standard
Structure

Poutre 1 : P1
Section 40x120

Nombre 4

Page 1/4



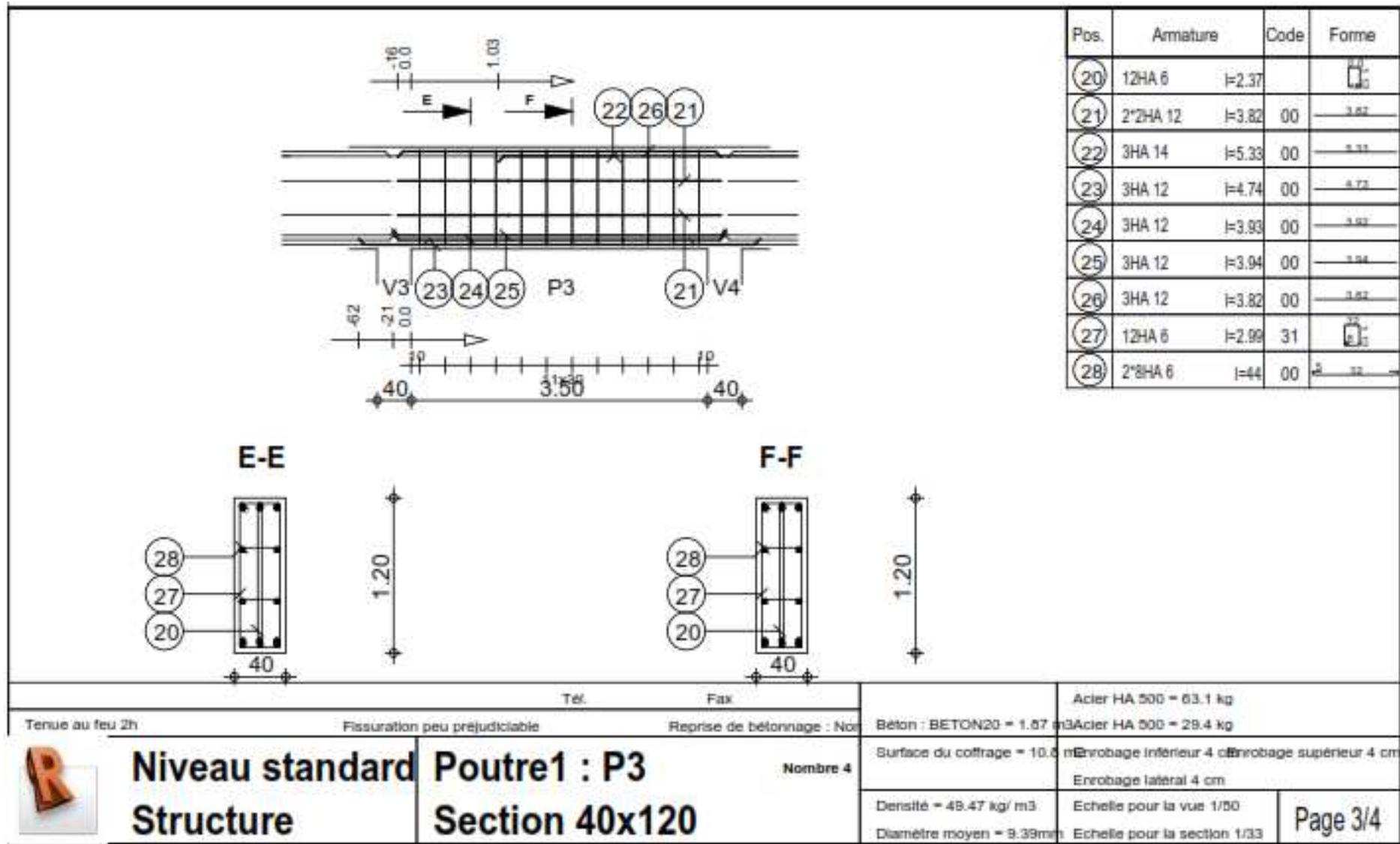
Tél.		Fax		Acier HA 500 = 82.4 kg	
Tenue au feu 2h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON20 = 1.07 m ³ Acier HA 500 = 29.4 kg	
Reprise de bétonnage : Non		Surface du coffrage = 10.0 m ²		Enrobage inférieur 4 cm Enrobage supérieur 4 cm	
Enrobage latéral 4 cm		Densité = 98.89 kg/ m ³		Echelle pour la vue 1/50	
Diamètre moyen = 9.83mm		Echelle pour la section 1/33		Page 2/4	

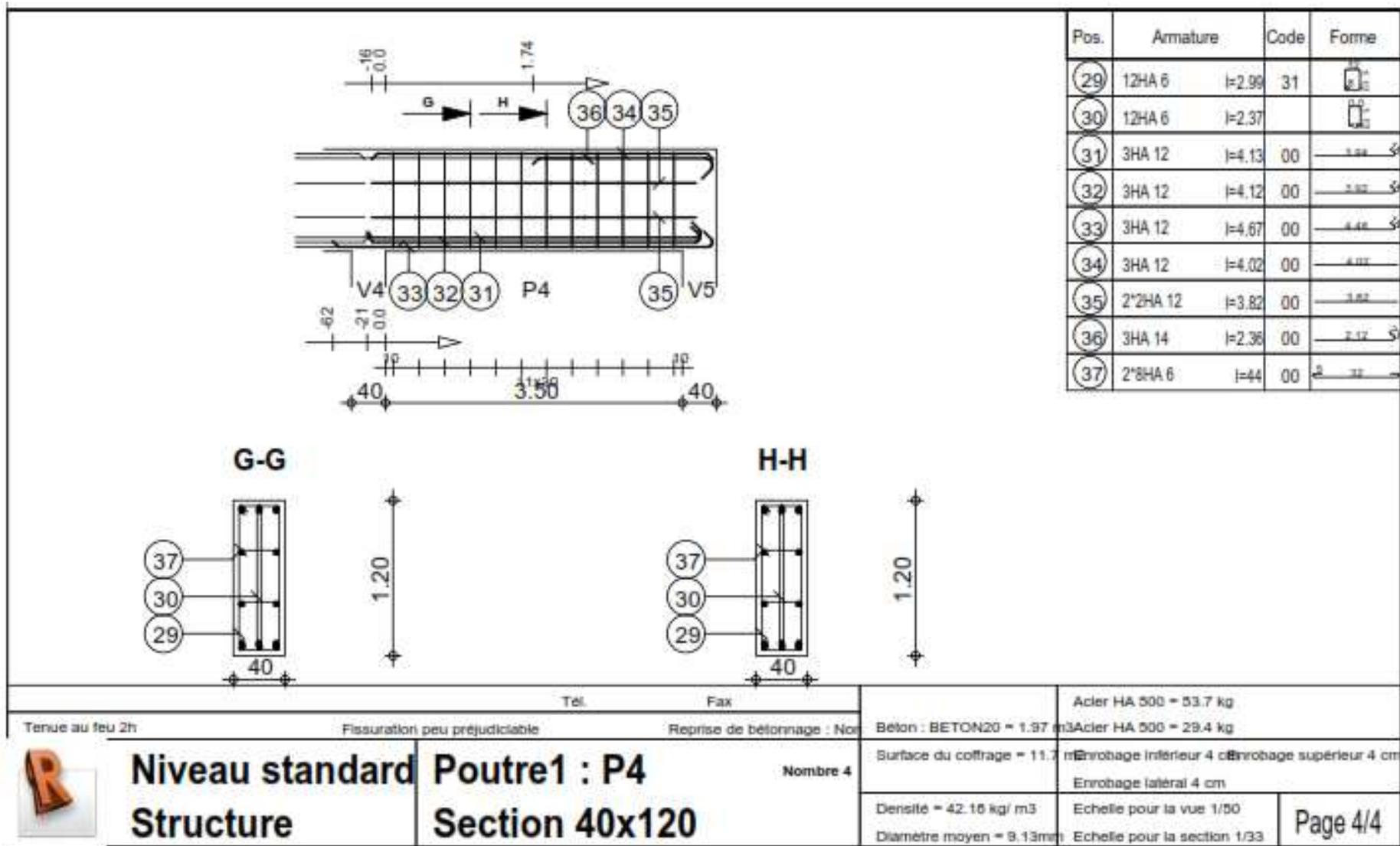


Niveau standard
Structure

Poutre1 : P2
Section 40x120

Nombre 4





Tél.		Fax		Béton : BETON20 = 1.97 m ³	Acier HA 500 = 53.7 kg
Tenue au feu 2h		Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 500 = 29.4 kg	
Reprise de bétonnage : Non		Surface du coffrage = 11.7 m ²		Enrobage inférieur 4 cm	
Enrobage supérieur 4 cm		Enrobage latéral 4 cm		Echelle pour la vue 1/50	
Densité = 42.16 kg/ m ³		Echelle pour la section 1/33		Page 4/4	
Diamètre moyen = 9.13mm					



Niveau standard Structure

Poutre 1 : P4
Section 40x120

Nombre 4

ANNEXE VI : DIMENSIONNEMENT DU POTEAU DU SOUS-SOL ET VOILE DE SOUTÈNEMENT

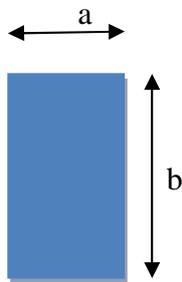
VI. I- Etude du poteau

- Rayon de giration minimal i_{min} :

Est une caractéristique géométrique de la section $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

I_{min} : Moment quadratique minimale de la section

S : aire de la section



Dans le cas des sections
rectangulaires

- $I_{min} = \frac{ba^3}{12}$
- $S = b \cdot a$

- Longueur de flambement l_f :

La longueur de flambement s'écrit en fonction des conditions de liaisons aux extrémités : $l_f = k \cdot l_0$

Sans autre prescription ou indication contraire, on prendra $K = 0,7$.

- Élancement λ :

L'élancement est limité à 70 pour rester dans le domaine de validité de la méthode forfaitaire : $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$

- Coefficient de flambement α :

C'est le coefficient réglementaire qui prend en compte les risques de flambement, il dépend de l'élancement λ selon les formules suivantes :

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

➤ Valeurs minimales des sections d'acier [A.8.12]

– Armatures longitudinales A_l

▪ $A(4u) = 4(2 \times (a + b)) \text{ cm}^2$ avec u le périmètre développé du poteau

▪ $A(2\%) = 0.2 \times \frac{B}{100}$

$A_{\min}(\text{cm}^2) = \max [A(4u); A(0, 2\% * B)]$

▪ $A_{\max}(\text{cm}^2) = 5\% * B$

La section d'acier prise en compte est : $A_{\min} \leq A_{th} \leq A_{\max}$

➤ Détermination des armatures :

– Armatures longitudinales :

La section d'acier nécessaire pour équilibrer l'effort N_u agissant sur le poteau selon la méthode forfaitaire du BAEL se calcule comme suite :

$$A_{sth} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

N_u = effort normal calculé à l'ELU

B_r = la section réduite du béton ($B_r = (a-0.02) \times (b-0.02)$)

- Si le terme dans les crochets est négatif alors la section de béton est suffisante, mais on disposera des armatures en quantité minimale pour éviter la rupture du poteau
- Si le terme dans les crochets est positif, on vérifiera la condition des valeurs minimales des sections d'aciers
- On choisit alors les diamètres des armatures longitudinales puis transversales puis les espacements.

– Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures transversales

- Espacement : $st \leq \min \{ 15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) \}$
- Longueur de recouvrement [art.A.6.1, 24] :

Les aciers livrés dans le commerce étant de longueur limitée, il peut être nécessaire, dans une pièce de grande longueur par exemple ou pour des commodités de construction, de constituer chaque armature longitudinale au moyen de plusieurs longueurs consécutives.

Dans ce cas, pour rétablir la continuité mécanique entre les armatures, on les fait chevaucher sur une longueur L_r dite longueur de recouvrement égale à $0.6 \cdot l_s$ en compression.

Avec $l_s = 50 \cdot \phi_1$ pour les aciers HA FeE500 pour $f_{c28} = 20\text{MPa} \rightarrow l_r \geq 30 \phi_1$

VI. II- Ferrailage du poteau F3

a) Caractéristiques géométriques :

Niveau	Longueur libre L_0	Longueur de flambement	Section (cm ²)	Moment d'inertie I_{min} (m ⁴)	Rayon de giration i_{min}	Elancement λ	Coef de flambement α
5 ^{ème} étage	3,6	2,52	0,64	0,03413	0,231	10,912	0,758
4 ^{ème} étage	3,6	2,52	0,64	0,03413	0,231	10,912	0,758
3 ^{ème} étage	3,6	2,52	0,64	0,03413	0,231	10,912	0,758
2 ^{ème} étage	3,6	2,52	0,64	0,03413	0,231	10,912	0,758
1 ^{er} étage	3,6	2,52	0,64	0,03413	0,231	10,912	0,758
RDC	4,48	3,136	0,64	0,03413	0,231	13,579	0,750
sous-sol	3,2	2,24	0,64	0,03413	0,231	9,699	0,761

b) Section d'acier :

Désignation	Niveau Sous-sol	Niveau RDC	Niveau R+1	Niveau R+2	Niveau R+3	Niveau R+4	Niveau R+5
Nu (MN)	3,66	3,03	2,51	2,00	1,49	0,98	0,48
Ath (cm ²)	16,62	-2,68	-18,47	-34,26	-50,05	-65,62	-81,06

✓ **Armatures longitudinales :**

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \begin{cases} A(4u) = 8 \times (a + b) = 8 \times (0,55 + 0,55) = \mathbf{8,80 \text{ cm}^2} \\ A(0,2\%) = 0,2 \times \frac{B}{100} = 0,2 \times \frac{0,55^2}{100} = \mathbf{6,05 \text{ cm}^2} \end{cases}$$

$$A_{\max} \geq A(5\%) = 5 \times \frac{B}{100} = 5 \times \frac{0,55^2}{100} \times 10000 = \mathbf{151,25 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} \geq A_{th} \geq \text{Max} \left(4u; 0.2\%; \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \mathbf{16,62 \text{ cm}^2}$$

Soit comme choix d'acier : **12 HA12 + 4 HA14 totalisant une section de (19,72 cm²)**

✓ **Armatures transversales :**

Diamètre minimal :

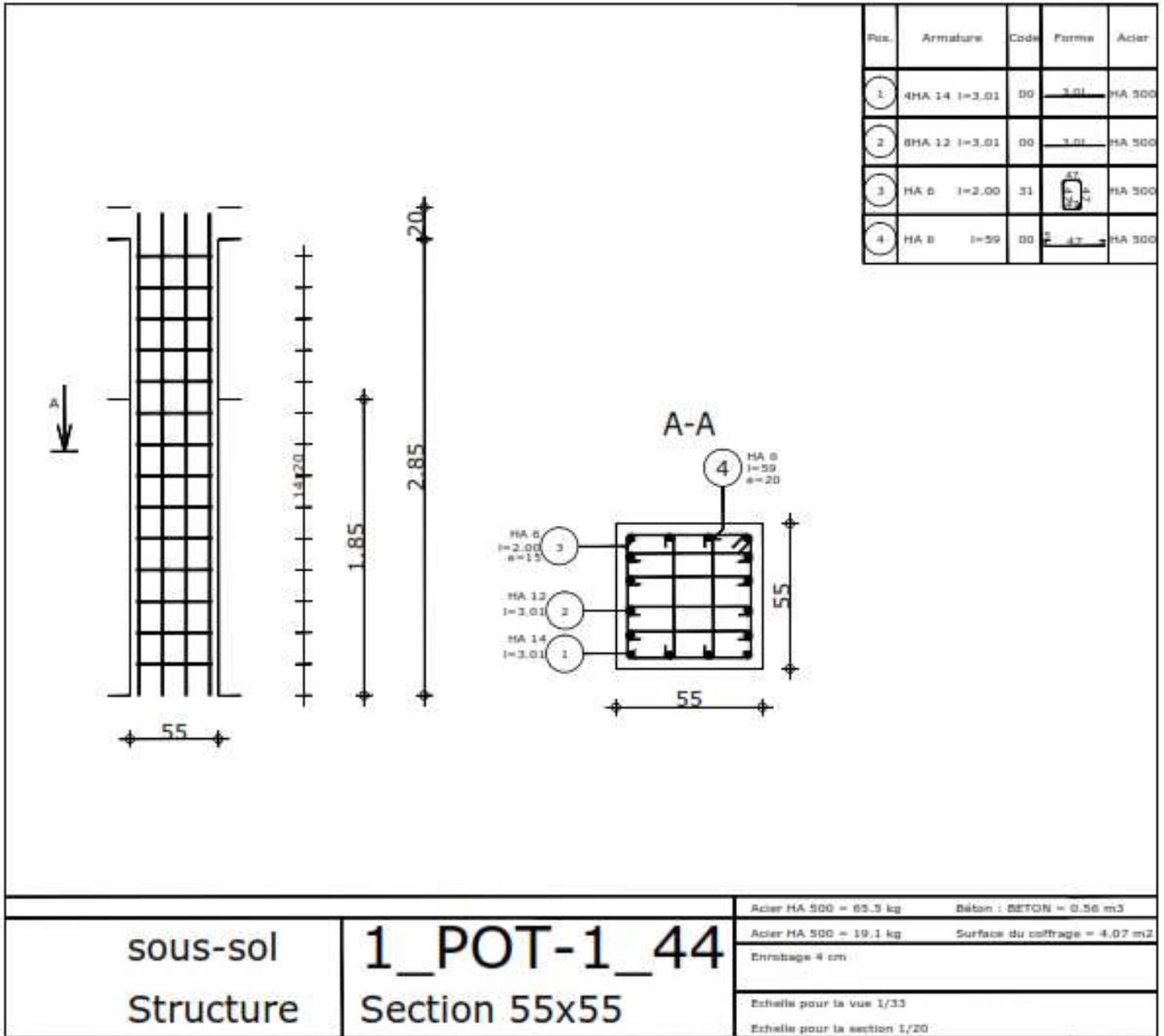
$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm. On prendra donc } \phi_t = \mathbf{6 \text{ mm.}}$$

Espacement:

$e \leq \min \{ 15\phi_l ; 40\text{cm}; (a + 10 \text{ cm}) \} = \min (21\text{cm}; 40\text{cm}; 24\text{cm})$. On prendra donc comme espacement **st=15cm**

Recouvrement : $l_r \geq 30 \phi_l = \mathbf{42 \text{ cm}} \quad \rightarrow \quad l_r = \mathbf{45 \text{ cm.}}$

Ci- joint le plan de ferrailage



ANNEXE VII : FONDATION

VII. I- Choix des fondations :

Les études du sol mené par le LNBTP suggèrent des fondations superficielles : le radier et semelles isolées pour notre structure avec sous-sol à usage de parking afin de limiter au maximum les tassements notamment différentiels:

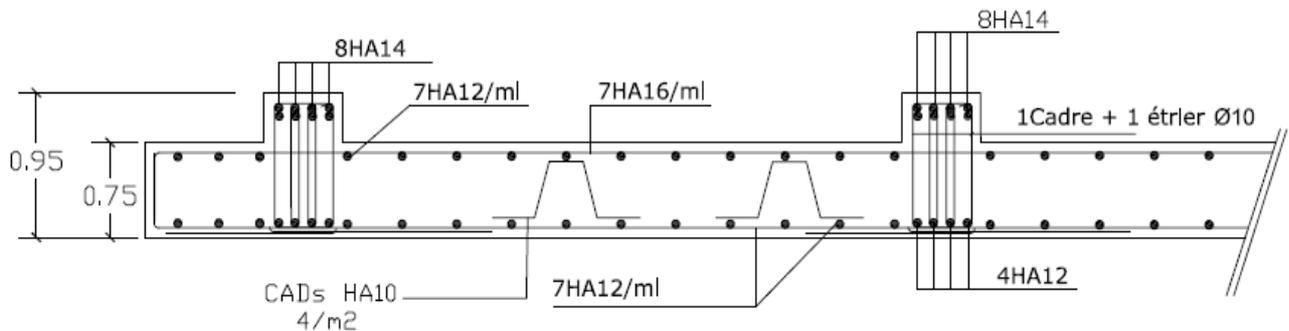
La contrainte du sol admissible du sol est égale à $\sigma_{sol} = 02 \text{ bars}$ pour ce projet.

Fissuration préjudiciable $\xi = 186,7 \text{ MPa}$ le dimensionnement se fera à l'E.L.S

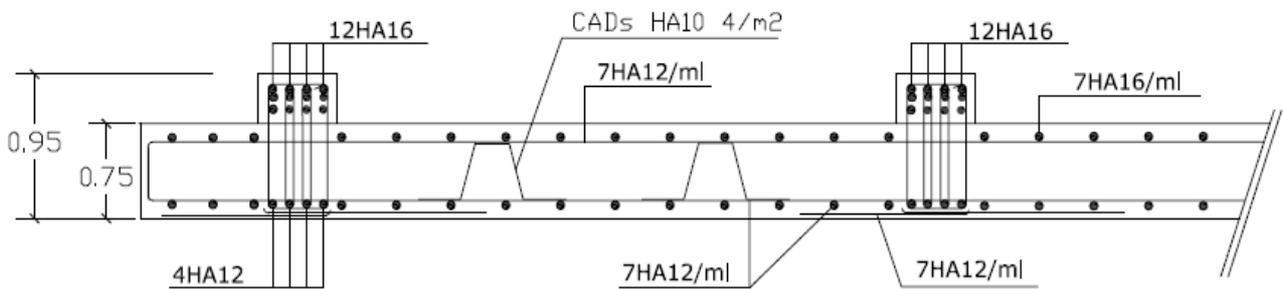
VII. II- Calcul du radier général

2.6.2- Plan d'exécution

La figure 20 donne le plan de ferrailage du radier :



Ferrailage du radier général Sens x-x



Ferrailage du radier général Sens y-y

Figure 20 : Ferrailage du radier

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisseur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions

a) Prédimensionnement du radier

❖ L'épaisseur de la nervure

En première approximation, l'épaisseur des éléments constitutifs du radier est déterminée par les relations :

- La nervure : $h_1 \geq \frac{l'}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm}$. Avec l' entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.
- Dalle: $h_2 \geq \frac{l}{20} = \frac{540}{20} = 27\text{ cm}$. Avec l entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures.

On retient une épaisseur $h_1 = 60\text{cm}$ pour la nervure et $h_2 = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

b) Dimensions du radier

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux et voiles de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier

Les conditions de chargement du sol doivent vérifier : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

- $N_{ser} = G + Q$: Combinaison à l'ELS de l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation sur le radier.
- S = la surface du radier

De la descente de charge, il est tiré les informations suivantes représentant le cumul des charges appliqué depuis la toiture (plancher haut R+2) jusqu'à la fondation (sous-sol)

$$\mathbf{G + Q = 189000kN = 189 MN}$$

$$S \geq \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}} = \frac{189}{0,20} = 945 \text{ m}^2$$

$$S_{min} < S_{bâtiment} = \mathbf{976,97m^2}$$

Le débord n'est pas nécessaire, mais nous prévoyons un débord de largeur

$$l_d \geq \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow l_d = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions retenues pour le bâtiment sans le débord des cages d'escalier sont :

$$\mathbf{L = 44m}$$

$$\mathbf{l = 23m}$$

L et l correspondent respectivement à la largeur et à la longueur du bâtiment au sol.

La surface totale est donc $\mathbf{S = 1012 m^2}$

c) Justifications sous sollicitations d'effort tranchant :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \tau_{ul}$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_m}{2} = \frac{(N_u \times b) \times L_m}{2 \times S}$$

$$\begin{aligned} N_u(\text{réelle}) &= N_u + 1,35 \times \text{poids du radier} \\ &= 268,65 + 1,35 \times 1012 \times 40 \times 25 \times 0,001 = \mathbf{282,312 MN} \end{aligned}$$

L : la longueur maximale d'une bande de 1m, L=5,60m

$$V_u = \frac{282,312 \times 5,60}{2 \times 1012} = \mathbf{0,78 MPa} < \tau_{ul} = \mathbf{2,00 MPa} \quad \text{Condition vérifiée !}$$

d) Vérification de la capacité portante

L'effort normal devient :

$$N_{ser} \text{ (réel)} = N_{ser} + \text{Poids propre du radier} = 189 + 1,5 \times (1012 \times 0,40 \times 25 \cdot 10^{-3}) = \underline{\underline{204,18 \text{ MN}}}$$

$$\frac{P_{ser} \text{ (réel)}}{S} < \sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{P_{ser}}{S} = \frac{204,18}{1012} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\sigma \leq \sigma_{sol} \Rightarrow$ Le sol est apte à supporter la structure.

VII. III- Dimensionnement du radier

a) Les différentes sollicitations :

Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

Le logiciel ROBOT Structural Analysis nous permet d'avoir :

$$Q_u = 50,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 34,45 \text{ kN/ml}$$

Le panneau de dalle est de dimension : $l_x = 5,40 \text{ m}$ $l_y = 5,60 \text{ m}$ $\alpha = 0,96$

$$\Rightarrow \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \alpha^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,96^3)} = \mathbf{0,04}$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9 \cdot \alpha] = \mathbf{0,91}$$

✓ Moment fléchissant à l'état limite dans la travée de comparaison :

$$\text{Suivant } l_x : M_{0x} = \mu_x \times N_{ser} \times l_x^2$$

$$= 0,04 \times 44,87 \times 5,40^2$$

$$\mathbf{M_{0x} = 52,34 \text{ kN.m}}$$

$$\text{Suivant } l_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$= 0,91 \times 52,34$$

$$\mathbf{M_{0y} = 47,63 \text{ kN.m}}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} ;$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y}$$

$$M_{tx} = 39,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 35,72 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} ; M_{ay} = 0,5M_{0y}$$

$$M_{ax} = 19,63 \text{ kN.m} \quad M_{ay} = 19,63 \text{ kN.m}$$

a) Calcul des sections d'acier

En rappel, la dalle a les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur (hauteur) : 40cm ; soit donc $d=9h=36\text{cm}$;
- Largeur $b=1\text{m}$ (le calcul se fait sur 1m)

▪ Aciers suivant 'x' :

$$M_{tx} = 39,26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée : } A_{stx} = \frac{M_{tx}}{Z_u * f_{su}} = 5,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appui : } A_{sa} = \frac{M_u}{Z_u * f_{su}} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Aciers suivant 'y' :

$$M_{ty} = 35,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée : } A_{sty} = \frac{M_{ty}}{Z_u * f_{su}} = 5,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appui : } A_{sa} = \frac{M_u}{Z_u * f_{su}} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :

Suivant l'axe l_x : en travée on choisit **4 HA 14** ($6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

En appui on choisit **4 HA 14** ($6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Suivant l'axe l_y : en travée on choisit **5 HA 12** ($5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

En appui on choisit **5 HA 12** ($5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Calcul des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe, dans le cas des charges réparties et où la dalle supporte également des charges concentrées et où la fissuration est peu préjudiciable, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

Directions	Charges réparties seules
Direction la plus sollicitée (S_{tx})	$\leq \min(3h_0; 33 \text{ cm})$
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (S_{ty})	$\leq \min(4h_0; 45 \text{ cm})$

On retient $S_{tx} = S_{ty} = 15 \text{ cm}$

NOTA : Un joint de dilatation, normalement prévu entre les 2 bâtiments de la structure, sur toute la hauteur.

VII. V- Dimensionnement d'une semelle isolée :

Rappel des Données :

Dimensions du poteau 40cm x 40cm

$N_G = 115,48 \text{ KN/ml}$ et $N_Q = 17,68 \text{ KN/ml}$.

Contrainte de calcul du sol $\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; Aciers : HA FeE500

La fissuration est préjudiciable.

a) Prédimensionnement de la semelle :

➤ Hypothèses de l'étude :

- Le prédimensionnement des semelles se fait à l'état limite de service
- Les charges appliquées sont centrées
- Le sol est homogène
- Diagramme de répartition des contraintes sur sol uniforme

- Semelles rigides

➤ **Prédimensionnement de la semelle :**

On détermine d'abord la surface nécessaire pour répartir l'effort issu du poteau :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{0,13}{0,20} = 0,65 \text{ m}^2$$

La condition d'homothétie nous permet de calculer la largeur et la longueur de la semelle A et B en nous basant sur celles du poteau : $a \times b = 40 \times 40 \text{ cm}^2$

$$\frac{a}{b} = \frac{A_1}{B_1}$$

$$\text{Donc: } A_1 = \sqrt{S * \frac{a}{b}} = 0,81 \text{ m} \text{ et } B_1 = \sqrt{S * \frac{a}{b}} = 0,81 \text{ m}$$

Soit une semelle carrée de dimension $A = B = 0,82 \text{ m}$

On détermine la hauteur de la semelle avec la condition de rigidité : $\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a$

$$\frac{0,82-0,4}{4} \leq d \leq 0,82 - 0,4 \Rightarrow 0,105 \text{ m} \leq d \leq 0,42 \text{ m}$$

Soit $d = 0,4 \text{ m}$ donc $h = d + 0,05 = 0,45 \text{ m}$

b) Vérification des dimensions obtenues :

L'effort normal devient :

$$N = N_{ser} + \text{Poids propre de la semelle} = 0,13 + 1,35 \times (0,82)^2 \times 0,45 \times 25 \cdot 10^{-3} = 0,14 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{ser} \text{ (réelle)}}{A \cdot B} = 0,28 > \sigma_{sol} = 0,21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée !}$$

⇒ Nous allons donc augmenter les dimensions des semelles à **0,90m**

$$\frac{N_u \text{ (réelle)}}{A \cdot B} = 0,17 < \sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée !}$$

Les dimensions définitives de la semelle sont alors :

- $A = B = 0,90 \text{ m}$
- $h = 0,50 \text{ m}$
- $d = 0,45 \text{ m}$

c) Calcul d'armatures :

Les armatures sont calculées à l'état limite de services de résistance par la méthode des bielles comprimées. La section commune A_{st} des barres de chacun des deux lits est donnée par la formule :

$$A_{st} = Nu * \frac{A - a}{8d} * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{st} = 0,14 * \frac{0,90 - 0,4}{8 * 0,45} * \frac{1,15}{500} * 10000$$

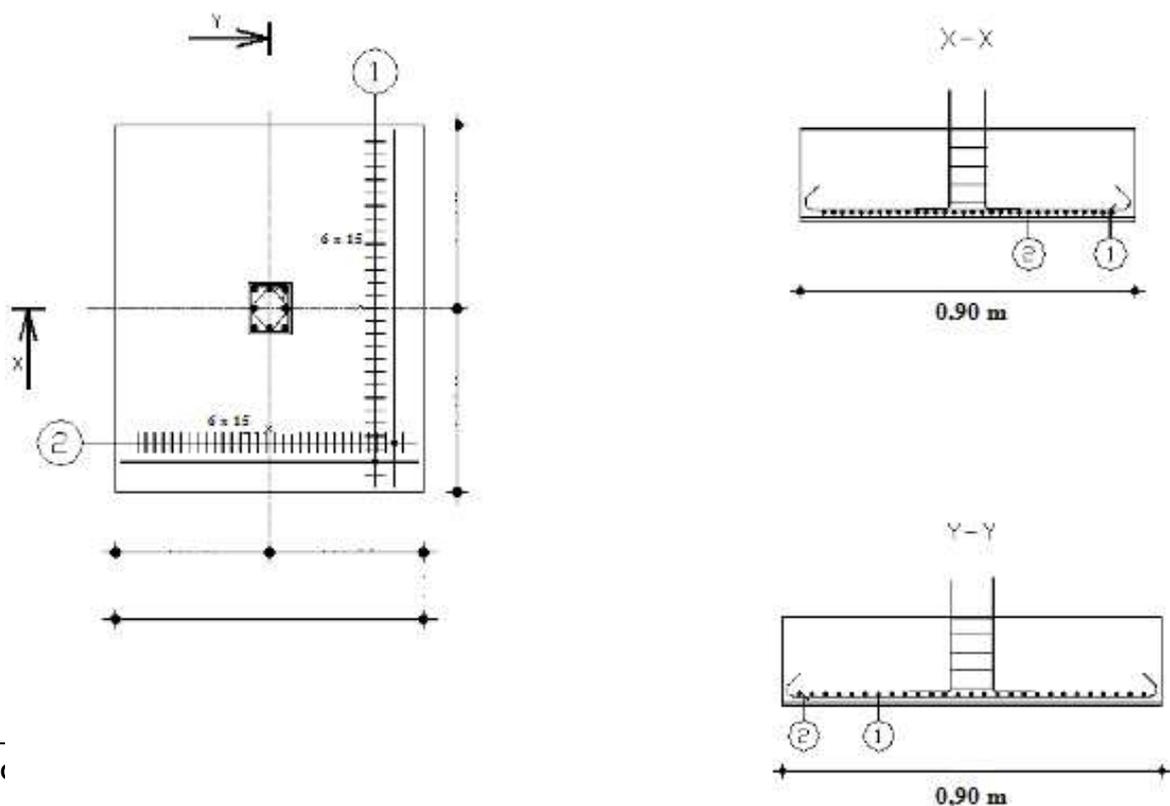
$$A_{st} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte alors suivant A et B : **4 HA8 totalisant une section de 2,01cm²**.
Espaceement 15cm.

- **Longueur de scellement** $l_s = 50 \Phi l = 50 \times 0,8 = 40 \text{ cm}$
- **Longueur d'ancrage** $l_a = 0,4.l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$
- **Longueur disponible** $l_d = B/4 - 2 \times 4 \text{ cm} = 90/4 - 8 = 14,5 \text{ cm}$. La longueur d'ancrage est donc suffisante.
- **Longueur d'ancrage des aciers en attente** : $l'_a = 35 \Phi l = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm}$

Sauf justifications, ces barres s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou par des ancrages courbes équivalents.

Ci-joint le plan de ferrailage de la semelle



VII. V- ETUDE DU VOILE

b) Conception :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base. Il est soumis à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

c) Hypothèse de Calcul

Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés comme des panneaux de dalles continus.

Fissuration préjudiciable le dimensionnement se fera à l'E.L.S $\xi = 186,7$ MPa

- **Caractéristiques géométriques du voile :**

$$H = 3,20 \text{ m} ; L = 5,60 \text{ m} ; a = 0,20 \text{ m}$$

- **Les efforts appliqués sur le voile :**

Caractéristique du sol $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{12} \right) = 0,33$$

1. P_1 : poids propre de terres sur le voile est négligeable
2. P_2 : poids propre du voile = $25 \text{ kN/m}^3 * 0,2 = 5 \text{ kN/m}^2$
3. La poussée de terre $F_a = \frac{1}{2} * 18 * 3,3^2 * 0,33 = 32,34 \text{ kN/m}$
4. La surcharge $Q = K_a * q = 0,33 * 5 = 1,65 \text{ KN/ml}$

d) Détermination des sollicitations:

- Calcul du moment

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{ser} = \frac{2Ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec } P = \frac{1}{2}h^2(\gamma_d \cdot k_0 + \gamma_w)$$

γ_w : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³.

$k_0 = \tan^2[(\pi/4 - \varphi/2)] = [(1 - \sin\varphi)/(1 + \sin\varphi)]$ avec où k_0 : Coefficient de poussée

φ : **Angle de frottement** les résultats des essais de cisaillement effectués sur les matériaux prélevés entre les profondeurs 3,00 m à 4,50 m et 4,50 m à 5,00 m ont donné comme angle de frottement interne ($\varphi = 13,400^\circ$ et $\varphi = 11,915^\circ$).

Pour des raisons de sécurité nous préconisons un angle de frottement entre 4,50 m à 5,00m de profondeur, c'est qui nous donne

$$P = \frac{1}{2} 3,33^2 (18 \times 0,67 + 10) = 122,31 \text{ KN} \quad \varphi = 11,915^\circ \rightarrow k_0 = 0,67$$

$$P = 122,31 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{2 \times 122,31 \times 3,33}{9\sqrt{3}} = 52,25 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort normal

Poids du voile

$$N_1 = \gamma_{\text{béton}} \times 1 \text{ ml} \times h \times e$$

$$N_1 = 25 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ ml} \times 3,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$$

$$N_1 = 16,0 \text{ KN}$$

Poids du plancher intermédiaire

$$N_2 = \text{charge surfacique plancher} \times L_{\text{inf}} \times 1 \text{ ml}$$

$$N_2 = 5,12 \text{ KN/m}^2 \times 6,50 \times 1 \text{ ml} = 33,28 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation : Q

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \times 6,50 \times 1 \text{ ml} = 32,50 \text{ KN}$$

$$N = N_1 + N_2 + Q$$

$$N = 17,50 + 33,28 + 32,50 \text{ KN}$$

$$N = 83,28$$

Calcul de l'excentricité (e)

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{52,25}{83,28} = 0,62 \text{ m}$$

$$e = 0,62 \text{ m} < 4h \Rightarrow \text{Le calcul se fera en flexion composée}$$

$$\text{Pour les aciers de nuances FeE400 avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 267 \text{ MPa}$$

Et $\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28}$ MPa $\sigma_{bc} = 15$ MPa

$$y_{RB} = \frac{n \cdot \sigma_{bc} \cdot d}{n \cdot \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad y_{RB} = \frac{15 \cdot 15 \cdot 0,9 \cdot 20}{15 \cdot 15 + 267} = 8,23 \text{ cm}$$

$$y_{RB} = 8,23 \text{ cm}$$

e) Calcul des aciers principaux

Moment de béton réduit : M_{RB}

$$M_{RB} = \frac{1}{2} b \cdot y_{RB} \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{y_{RB}}{3} \right) \quad \Rightarrow$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} 1,0 \cdot 0,0823 \cdot 15 \left(0,9 \cdot 0,20 - \frac{0,0823}{3} \right) = 0,094 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} = 94,17 \text{ KN.m} > M_{ser} = 52,25 \text{ KN.m}$$

Le béton comprimé seul pour reprendre l'effort de compression ($A_{sc} = 0$).

Calcul simplifié en posant $y_{RB} = y_1$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \cdot \left(d - \frac{y_1}{3} \right)} = \frac{0,05225}{267 \cdot \left(0,18 - \frac{0,0823}{3} \right)} = 0,000432 \text{ m}^2 / \text{ml} = 4,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 10HA10/ml soit 7,85 cm², St = 15 cm

Condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq \frac{0,23 f_{ij} \cdot e - 0,45 d}{f_e \cdot e - 0,185 d}$$

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 0,18 \cdot 1}{400} \cdot \frac{0,62 - 0,45 \cdot 0,18}{0,62 - 0,185 \cdot 0,18} = 0,00027 \text{ m}^2 / \text{ml} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

f) Armature transversales

$$A_r \geq 0,08 \cdot e_v \quad \text{avec } e_v : \text{épaisseur du voile}$$

$$A_r \geq 0,08 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres : 8HA8 soit 4,02 cm² avec St = 15 cm

g) Justification des armatures d'effort tranchant [Art A.5.2, 2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Pour $\alpha \geq 0,4$ on a : $V_{ux} = N_{ser} * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$ et $V_{uy} = N_u * \frac{l_x}{3} \leq V_{ux}$

$$V_{ux} = 39 * \frac{3,2}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,57}{2}} = \mathbf{48,56 \text{ kN}}$$

$$V_{uy} = 39 * \frac{3,2}{3} = \mathbf{41,6 \text{ kN}}$$

$$\Rightarrow 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{suivant "x"} \quad \tau_{ux} = \frac{48,56 * 0,001}{1 * 0,16} = 0,30 \text{ MPa}$$

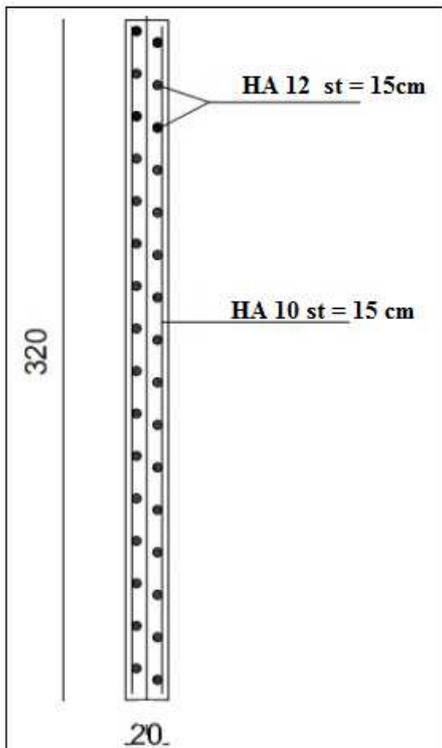
$$\Rightarrow \text{suivant "y"} \quad \tau_{uy} = \frac{41,6 * 0,001}{1 * 0,16} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} < \tau_{ux} < 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{et la dalle est bétonnée sans reprise}$$

Condition vérifiée !

\Rightarrow Donc aucune armature d'effort tranchante n'est requise.

Ci-joint le plan de ferrailage du voile



ANNEXE VIII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Le choix d'un escalier droit pour l'accès principal aux étages a été motivé par le fait que cette dernière offre une circulation fluide et facile.

Nous dimensionnerons un seul escalier vu que les deux escaliers principaux du bâtiment ont les mêmes caractéristiques.

Pour le dimensionnement, nous allons déterminer l'épaisseur équivalente de notre escalier, le ramenant ainsi à une poutre sur deux appuis.

VIII. I- PRINCIPE

Escalier calculé comme une poutre reposant sur deux appuis

Sollicitation : Flexion simple

Relation de Blondel choisie : $60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$, $15 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 2h + g = 64 \text{ cm (1)}$$

VIII. II- PREDIMENSIONNEMENT

soient : n : nombre de contremarche

(n-1) : nombre de marche

L : longueur d'une volée

H : hauteur d'une volée

h : hauteur d'une contre marche

g : giron

Fixons : L=300cm et H=210cm

a) Calcul du nombre de contre marches (n)

$$\begin{cases} (n-1) \times g = L \\ n \times g = H \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = \frac{L}{(n-1)} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases} \quad \vdots$$

d'après la relation (1), on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64$

$$\Rightarrow 64n^2 - n(L + 2H + 64) + 2H = 0$$

Par résolution de l'équation du second degré, on obtient : $n = 12$

Donc nous avons 11 marches et 12 contre marches.

b) Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{L}{(12-1)} = \frac{300}{11} = 27,27 \text{ cm} ; \text{ convenons donc de prendre } g = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{224}{12} = 18,67 \text{ cm} \text{ convenons donc de prendre } h = 18 \text{ cm.}$$

**Vérification de BLONDEL: $60 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ ok !
 $15 \text{ cm} \leq h = 18 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}$ ok!**

c) Calcul de l'épaisseur de la paillasse (e) :

Calcul de l'angle α

$$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{arctg}\left(\frac{18}{28}\right) =$$

$$\alpha = \text{artg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{artg}\left(\frac{17}{30}\right) = 29,53^\circ \quad \cos \alpha = 0,86$$

$$L_{\text{inc}} = \frac{L}{\cos \alpha} = 349 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{11,63 \text{ cm} \leq e \leq 17,45 \text{ cm}}$$

Prenons comme épaisseur **e = 17 cm**

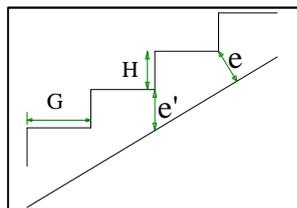
Calcul de l'épaisseur du palier (e') :

e' est donné par la relation suivante : $\left[\frac{e}{e'} = \frac{g}{\sqrt{g^2 + h^2}} \right]$

On tire: $e' = \frac{e}{g} \sqrt{g^2 + h^2}$

$$e' = \frac{14}{30} \sqrt{30^2 + 17^2} = 16,09$$

Prenons comme épaisseur $e' = 17 \text{ cm}$



Dimensions

Emmarchement : $E = 3,80 \text{ m}$
 Hauteur totale à couvrir : $H_t = 4,48 \text{ m}$
 Hauteur de marche : $h = 17,00 \text{ cm}$
 Giron : $g = 28,00 \text{ cm}$
 Paliers de repos $1,20 \text{ m}$
 Nombre de contremarches :

VIII. III- Descente de charge et moment fléchissant maximal

a) Descente des charges au niveau du palier de repos

- **Paillasse :**

Charges permanentes totales $G=6,60 \text{ kN/m}^2$
 Charge d'exploitation $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$

- **Palier de repos :**

Charges permanentes totales $G=5,40 \text{ kN/m}^2$
 Charge d'exploitation $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$

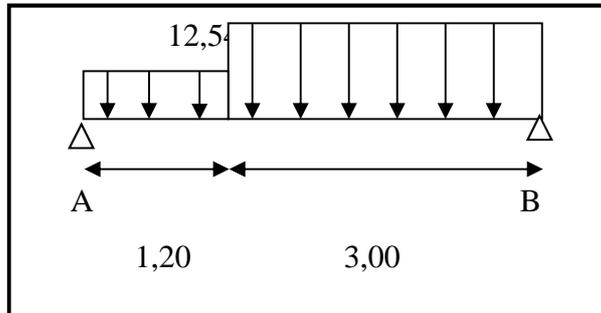
b) Calcul des réactions aux appuis

Combinaison des charges

Eléments dimensionnés	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	E.LU $1,35G + 1,5Q$	E.L.S $G + Q$

Paillasse	6,60	3,5	14,16	10,1
palier	5,40	3,5	12,54	8,90

Modélisation statique de l'escalier :

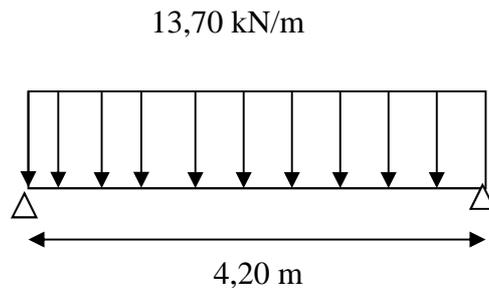


$$L_1 = 1,20 \text{ m} ; \quad l_2 = 3 \text{ m} ;$$

$$L = l_1 + l_2 = 4,2 \text{ m}$$

➤ **ELU**

$$P_{\text{moy}} = \frac{(12,54 * 1,20) + 14,16 * 3}{4,2} = 13,70 \text{ kN/m}$$



Les Propriétés Fondamentales de la Statique nous permettent d'écrire :

$$R_A = R_B = P \frac{L}{2} = 13,70 * \frac{4,20}{2} = \mathbf{28,77 \text{ kN}}$$

$$M_0 = P \frac{L^2}{8} = 13,70 * \frac{4,20^2}{8} = \mathbf{30,21 \text{ kN.m}}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,75 * M_0 = 0,75 * 30,21 = \mathbf{22,66 \text{ kN.m}}$$

$$M_a = 0,15 * M_0 = 0,15 * 30,21 = \mathbf{4,50 \text{ kN.m}}$$

Aux appuis $T = P * \left(\frac{L}{2} - x\right)$

$$\Rightarrow T = P * \left(\frac{L}{2}\right) = 13,70 * \frac{4,20}{2} = \mathbf{28,77 \text{ kN}}$$

a) Ferrailage

Pour de bande de 1 ml

b = 100 cm; d = 15 cm;

$c = c' = 2 \text{ cm} ;$

$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; \sigma_b = 11,33 \text{ MPa}.$

❖ **En travée**

Désignation	$M_t(\text{kN.m})$	μ_u	Pivot A/B	α_u	$Z_u(\text{m})$	$A_{st}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	22,66	0,085	A	0,112	0,15	3,57
Appui	4,50	0,017	A	0,021	0,15	0,68
Escalier	Travée			Appui		
	Acier longitudinal		Acier de répartition	Acier longitudinal		Acier de répartition
	4 HA 12 (4,52 cm ² /ml)		4 HA 8 (2,01 cm ² /ml)	3 HA 8 (1,50 cm ² /ml)		3 HA 8 (1,50 cm ² /ml)
	st=15 cm		st=15 cm	st=15 cm		st=15 cm

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit dépasser min (3h ; 33cm).

On a donc **st ≤ (51cm; 33cm)**

b) Condition de non-fragilité :

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 1,8/500 = 1,242 \text{ cm}^2.$

$A_{st \text{ travée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition OK !**

$A_r \text{ travée} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition OK !**

$A_{st \text{ appui}} = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition OK !**

$A_r \text{ appui} = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition OK !**

VIII. I.3- Calcul de la poutre palière

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage entre le RDC et à l'étage.

a) Pré dimensionnement

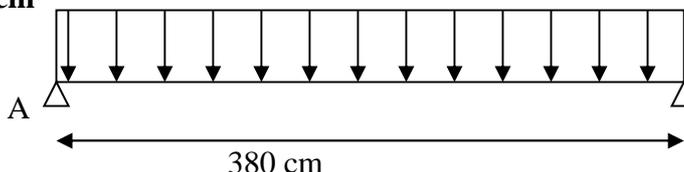
Hauteur $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$

Largeur $\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

Convenons de prendre **h= 40 cm**

Pu

Convenons de prendre **b= 30 cm**



b) Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: $0,20 \times 0,40 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,00 \text{ kN/m}$

Poids de mur extérieur (avec enduit): $(4,48/2) \times 2,5 \text{ kN/m}^2 = 5,60 \text{ kN/m}$

G total = 7,60 kN/m

c) Calcul des sollicitations

ELU:

$P_u = 1,35G + R_A \Rightarrow Q_u = (1,35 \times 7,60) + 28,77 \text{ kN/m} = 39,03 \text{ kN/m}$

$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{39,03 \times 3,80^2}{8} = 70,45 \text{ kN.m.}$

$M_u = 0,75 \cdot M_0 = 0,75 \times 70,45 = 52,84 \text{ kN.m.}$

$M_a = 0,15 \cdot M_0 = 0,15 \times 99,26 = 10,57 \text{ kN.m.}$

$T = Q_u \times \left(\frac{L}{2}\right) = 39,03 \times \frac{3,80}{2} = 74,16 \text{ kN}$

d) Calcul des armatures

➤ Armatures longitudinales

Désignation	M_u (kN.m)	μ_u	Pivot A/B	α_u	Z_u (m)	A_{st} (cm ² /ml)
Travée	52,84	0,180	A	0,25	0,32	3,75
Appui	10,57	0,036	A	0,046	0,35	0,69

Choix des aciers :

On adopte sur travée **4 HA 12** totalisant une section de 4,52 cm²/ml.

On adopte sur appui **2 HA 8** totalisant une section de 1,00 cm²/ml.

➤ **Armatures transversales :**

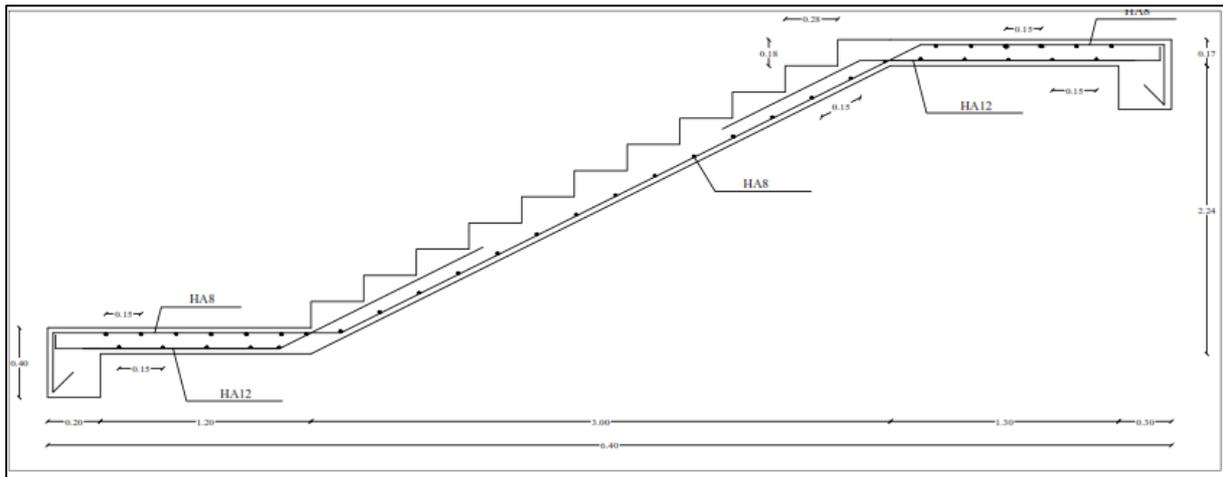
$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = 4$$

⇒ On adopte **HA 6**

Espacement: $st \leq \min \{ 15 \phi_1 ; 40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) \}$. On adopte **st = 15 cm**

e) Section minimale d'armatures et condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,66 \text{ cm}^2$$



En travée: 9,04 cm² > 0,87 cm².....**Condition OK!**

En appuis: 2,01 cm² > 0,87 cm².....**Condition OK!**

f) Contrainte de cisaillement

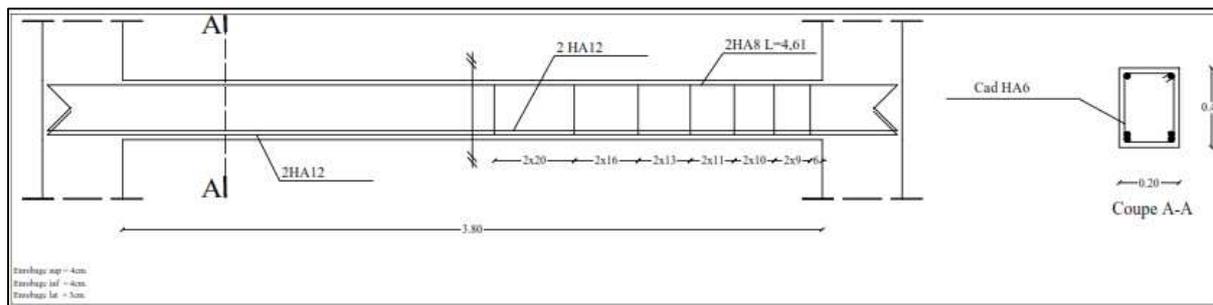
$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{74,16}{20 * 40} * 10 = 0,927 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul} = 2,60 \text{ MPa}$**Condition OK!**

Ci- joint le plan de ferrailage :

Plan de ferrailage de l'escalier

Plan de ferrailage de la poutre palière.



VIII. II. Etude de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher-terrasse accessible (R+5) en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_u dû au poids propre G et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante Q .

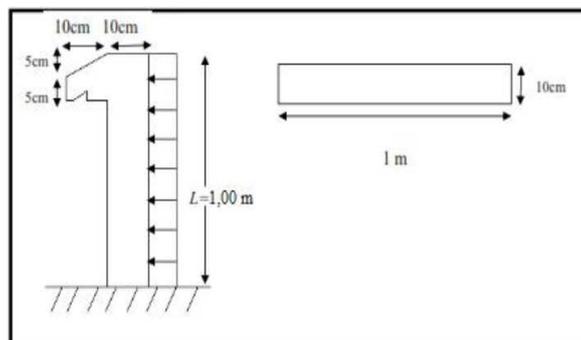
a) Géométrie

La longueur $L = 1,00$ m

L'épaisseur $e = 10$ cm

$$\text{La surface } S = \frac{(0,1+0,05)*0,1}{2} + 0,1 * 1$$

$$S = 0,11 \text{ m}^2$$



b) Evaluation des charges

- Poids propre : $G = (0,11 \times 25) = 2,75$ kN/ml
- Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00$ kN/ ml

c) Calcul des Sollicitations :

- Charge permanente : $N_u = 1,35 * G = 3,71$ kN
- Surcharge d'exploitation : $Q_u = 1,5 * Q = 1,5$ kN
- Moment d'encastrement : $M_u = Q_u * h = 1,5$ kN.m

d) Calcul de l'excentricité :

$$e = M_u / N_u$$

$$\Rightarrow e = 0,40 \text{ cm}$$

$$\text{On a } h_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e > \frac{h_t}{6}$. La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

e) Détermination du ferrailage :

Soit M_u' le moment de flexion pour le calcul de la section d'acier

$$M_u' = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,5 + 3,71 * \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_u' = 1,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u'}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,65 * 0,001}{1 * 0,09^2 * 11,33} = 0,022$$

$$\alpha_u = 1,25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,028$$

$$Z_u = d * (1 - 0,4\alpha_u) = 0,08$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z_u * \xi} = \frac{1,65 * 10}{0,09 * 435} = 0,47 \text{ cm}^2$$

f) Condition d'armatures minimales et de non-fragilité

$$A_{st} > 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d \Rightarrow A_s > 0,23 * \frac{1,8}{500} * 1 * 0,09 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_s$Condition OK !

Choix des aciers : 3 HA 8 pour une section totalisant 1,50 cm²/ml.

✓ **Justifications sous sollicitations d'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,5}{1 * 0,09} * 0,001 = 0,017$$

En fissuration préjudiciable $\tau_{ul} = 2,60 \text{ MPa} > \tau_u$Condition OK !

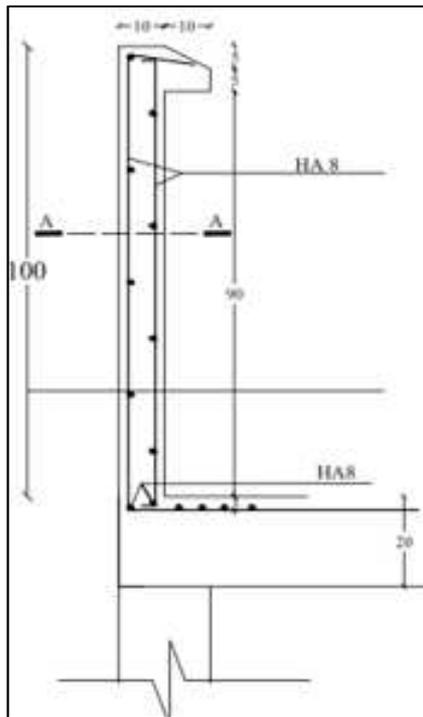
➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,375 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : 4 HA 8 pour une section totalisant 2,01 cm²/ml.

Ci-joint le plan de ferrailage :



ANNEXE IX : DIMENSIONNEMENT DES CORPS D'ETAT SECONDAIRES

IX. I. - Evacuation des eaux usées

Les eaux à évacuer sont : les eaux pluviales (EP) et les eaux usées (eaux de vannes (EV) et eaux ménagères (EM)).

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 pluviale en **PVC Ø 100** ainsi que des réceptacles de ces eaux. Ceux-ci vont diriger les eaux vers un égout pluvial.

Le tableau ci-dessous indique les diamètres intérieurs minimaux, exprimés en millimètres, des tuyaux de chute ou de descente en fonction du nombre des appareils desservis.

Appareils	Nombre total d'appareils	Diamètre intérieur minimum (mm)
w.c	1 ou plusieurs personnes	90
Baignoire, évier, lavabo, douche, urinoir, bidet, lave-mains, machines à laver	1 à 3 appareils autres que baignoire ou 1 baignoire au plus	50
	4 à 10 appareils incluant 2 baignoires au plus	65
	11 appareils et au-delà	90

⇒ Pour notre immeuble :

Les diamètres des collecteurs et des tuyaux de chutes sont fonction de l'évacuation.

On a opté pour une évacuation des eaux de vannes en **PVC Ø 100** et en **PVC Ø65** pour les eaux ménagères.

❖ **Dimensionnement de la fosse septique**

Elles sont destinées à assurer le traitement des eaux vannes en provenance des w.c. pour qu'elles puissent être rejetées dans des drains ou des puits absorbants sans risquer de contaminer la nappe souterraine.

1. Volume utile de la fosse septique

On estime que les boues s'accumulent en moyenne de 0,18 à 0,30L/usager/jour. Il est préconisé pour notre projet d'une quantité d'accumulation de 0,30 L avec une période de vidange de 2ans.

On note :

- ✓ P = nombre de personnes permanentes estimé dans notre cas à **200** ;
- ✓ F = la fréquence (0,5 pour 2 ans) ;
- ✓ A = taux d'accumulation des boues (varie de 60 à 110 litres/usager/an).

Le volume total d'eaux usées à évacuer se calcul par la formule :

$$V = 1000 \times P \times A \times F / 50 \%$$
$$V = 1000 \times 200 \times 0,30 \times \frac{0,5}{50} \times 100 = 60000L = \mathbf{60m^3}$$

Comme dimensions des fosses septiques, nous avons **un carré de 3,00m de côté et une profondeur de 2,00m.**

2. Dimensions des fosses

Soit une hauteur H= **2,00m**, nous allons déterminer les dimensions du compartiment.

⇒ $S = 18 / 2,00 = 9 \text{ m}^2$ soit une section carrée de 3 m.

En définitive nous retenons comme dimensions de la fosse septique, nous avons un rectangle de 4,00 m sur 5,00 m de côté et une profondeur de 3,00

❖ Le puisard

Le dimensionnement du puisard dépend du débit d'eau journalier à infiltrer et de la perméabilité du sol. La profondeur H_u du puisard de diamètre D est déterminée par la formule

$$V_u = \frac{Q}{\pi * K * D}$$

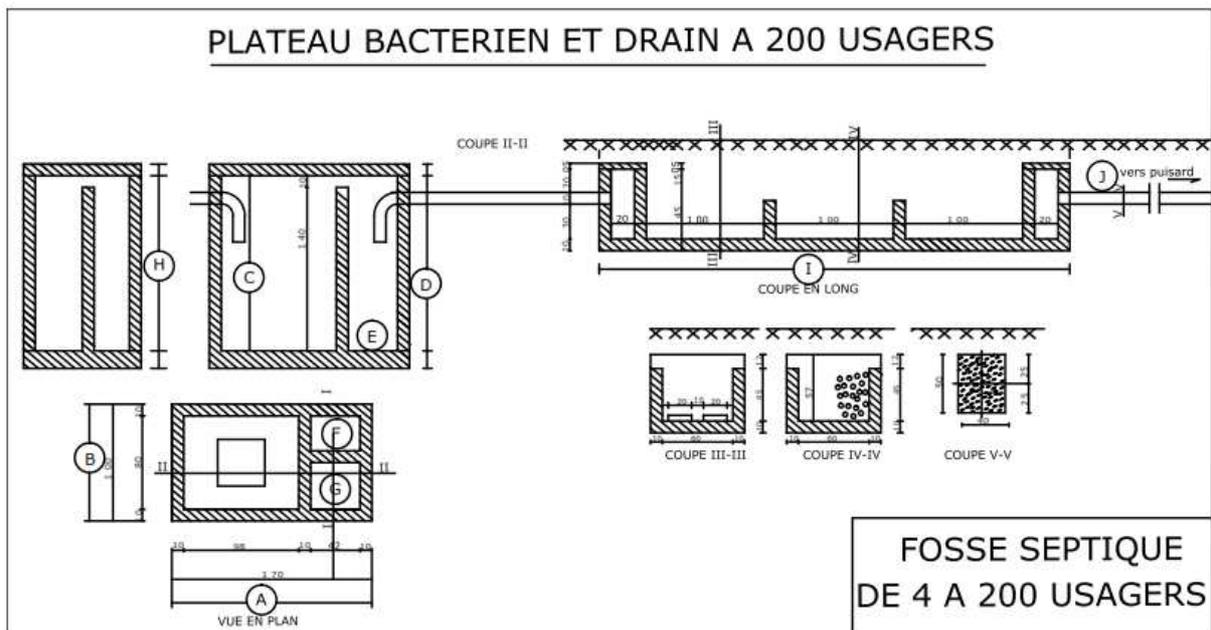
Q : débit journalier (m³/j)

K : perméabilité du sol (m³/m²/j)

D : diamètre du puisard (m)

On considère un rejet spécifique d'eaux usées par jour et par personne < 25L au niveau du puisard soit Q < 1,5 m³/j pour 60 personnes.

Ci- joint le plan de la fosse septique :



IX. II- DIMENSIONNEMENT DE L'ELECTICITE

IX. II.1 - Procédure de dimensionnement de l'éclairage

Éclairer un bâtiment, c'est assurer son alimentation en énergie électrique, après avoir fait un bilan énergétique du projet dans le respect des normes en vigueur, des règlements et dans le respect des règles de l'art.

Pour cela, il est question de définir dans un premier temps les paramètres qui permettent de mener à bien les calculs.

1) Facteur de réflexion

S'expriment par 3 chiffres correspondant en % aux coloris : plafond, murs, plan utile.

Références habituelles	Très clair	Clair	Moyen	Sombre	Noir
Plafond	8	7	5	3	0
Murs	7	5	3	1	0
Plan utile	3	3	1	1	0

Pour notre projet nous optons pour :

- | | | |
|---|---|------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - Plafond = blanc clair soit 70% = 7 - Murs = clairs soit 50% = 5 - Plan utile = clair soit 30% = 3 | } | Coefficient de réflexion 753 |
|---|---|------------------------------|

Le choix des couleurs des parois dépend de l'éclairage voulu dans un local. Nous avons choisi les couleurs suivantes pour toutes nos parois internes:

2) Choix du système d'éclairage

Nous adopterons pour toutes les pièces du bâtiment, un **système d'éclairage direct extensif** afin d'assurer une bonne diffusion de la lumière.

3) Eclairage moyen à maintenir

Dans le cas ce projet, les éclairagements retenus sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Nature	Pièces	Éclairage E (lux)
Locaux administratifs	Bureaux, salle de réunion,...	500
Salles publiques	Centres commerciales	500
Dégagement	Circulations, escaliers	100

4) Choix des luminaires

Il s'agit ici de déterminer le type et les caractéristiques (diamètre, longueur, classe, puissance, etc...) des luminaires à mettre dans chaque pièce du bâtiment. Nous avons opté pour des tubes fluorescents « blanc brillant de luxe » à cause de son bon rendu de couleur et son ambiance colorée agréable et de son exploitation économique. Ainsi, le tableau ci-dessous présente la nature et les différentes caractéristiques des lampes prévu dans chaque type de local.

Nature du local	Type de tubes	Puissance (W)	Dimensions		Flux lumineux (lm)	Rendement
			Φ (mm)	L (mm)		

Bureaux, commerce	Lampes fluo	36	26	1200	3200	0,45
Couloirs, dégagements ; escaliers, toilettes		18	26	600	1450	0,52

5) Paramètres dimensionnelles du local

Après avoir déterminé les caractéristiques des luminaires à mettre en place, il faut ensuite calculer certains paramètres qui serviront au dimensionnement proprement dit des luminaires. Il s'agit de :

- **Indice du local**

Il est donné par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = \frac{a \times b}{h(a + b)} \\ b = \text{longueur du local} \\ a = \text{largeur du local} \\ h = \text{la hauteur des luminaires au-dessus du plan utile} \end{array} \right.$$

- **Rapport de suspension des luminaires (j)**

$$\left\{ \begin{array}{l} j = \frac{h'}{h + h'} \text{ avec} \\ h' = \text{la hauteur de suspension des luminaires} \\ h = \text{la hauteur des luminaires au-dessus du plan utile} \end{array} \right.$$

Mais, on prend généralement : $\left\{ \begin{array}{l} j = 0 \text{ si le luminaire est encastré au plafond} \\ j = \frac{1}{3} \text{ si le luminaire est suspendu} \end{array} \right.$

- **Détermination de l'utilance**

Dépend de la classe du luminaire, des facteurs de réflexion du local, de l'indice du local, de la hauteur de suspension du luminaire

$$\text{facteur de suspension} = \frac{\text{hauteur de suspension}}{\text{hauteur utile}} = 0$$

Ci-joint le tableau de calcul de la puissance totale utile :

BILAN DE PUISSANCE ELECTRIQUE

NIVEAU	COFFRET	REPERE	DESIGATION	QTE	Po (w)	Ku	Kso	P1 (w)	Ks1	P2 (w)	Ks2	Pt (w)
Sous-sol	C0	E1	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360	0,8	1620		
		E2	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E3	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E4	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E5	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E6	réglette fluo de 120	5	45	1	1	225				
RDC	C1	E1	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360	0,8	23917	0,8	299 332
		E2	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E3	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E4	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E5	réglette fluo de 120	8	45	1	1	360				
		E6	réglette fluo de 120	5	45	1	1	225				
		E9	applique sanitaire	4	18	1	1	72				
			globe mural	2	40	1	1	80				
		V1	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				

		globe mural	2	40	1	1	80					
		V1	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V2	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V3	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V4	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V5	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V6	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V7	Brasseur d'air	5	50	1	1	250				
		V8	Brasseur d'air	2	50	1	1	100				
		P1	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P2	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P3	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P4	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P5	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P6	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P7	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P8	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P9	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P10	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P11	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P12	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P13	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P14	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P15	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P16	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P17	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P18	Prise de courant	8	2944	0,2	0,21	800,77				
		P19	Prise de courant	2	2944	0,2	0,55	518,14				
		CI1 à CI46	Climatiseur 2CV	46	1472	1	1	67712				
R+2	C3	idem						0,8	69726			

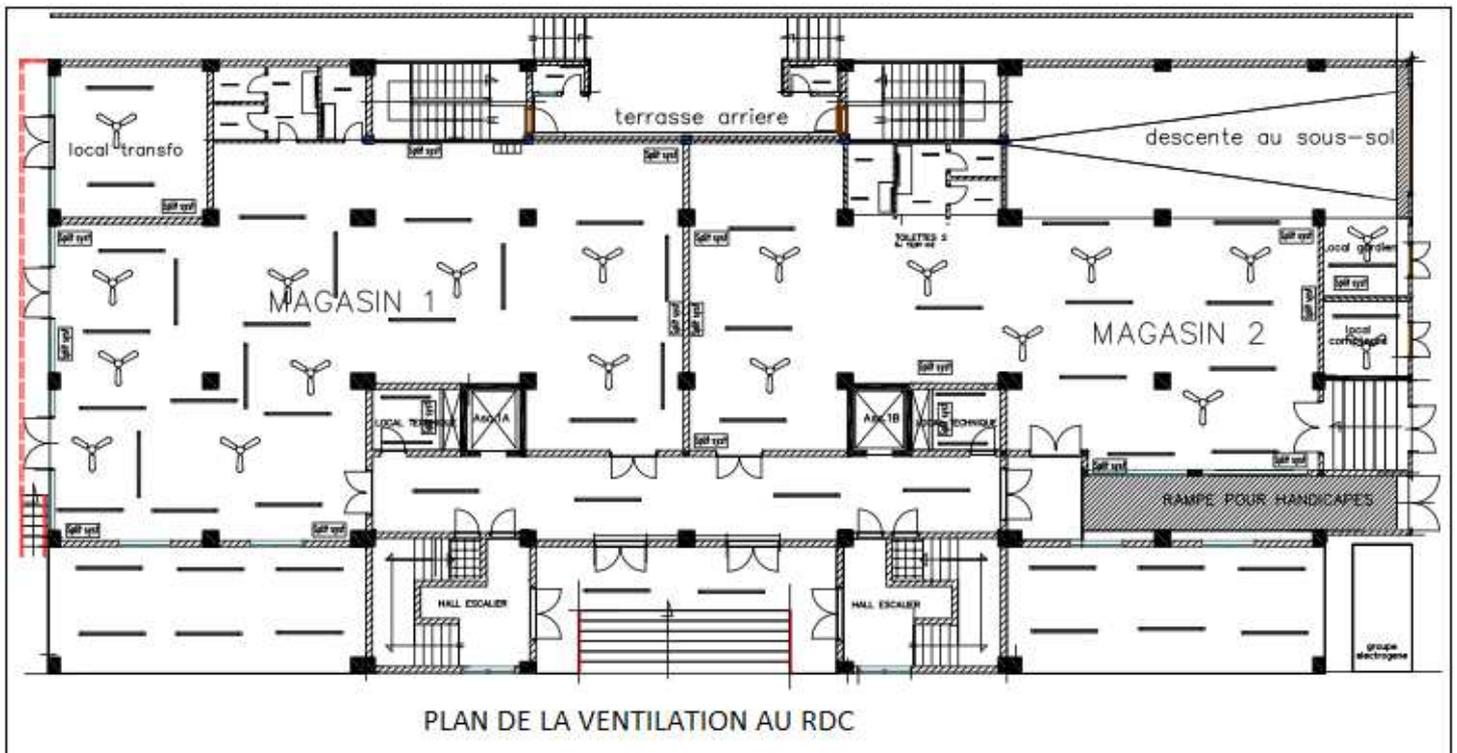
R+3	C4	idem	0,8	69726		
R+4	C5	idem	0,8	69726		
R+5	C6	idem	0,8	69726		

DONNEES DE L'ETUDE
1 cv = 736 w
Réglette Fluo de 120: 36w+25%= 45W
Réglette Fluo de 60: 18w+25%= 22,5W
Brasseur d'air pour plafond : 120VA = 50 W
Prise de courant mono 2P + T230v -16A = $230 \cdot 16 \cdot 0,8 = 2944$ w
Prise triphasé : $380 \cdot 32 \cdot 0,8 \cdot 1,732 = 16849$ W
Climatiseur 1,5CV*736=1104w
Climatiseur 2CV*736=1472w
Climatiseur 3CV*736=2208w
P0(W) : Puissance nominale unitaire d'un récepteur
P1(W) : Puissance installée d'un nombre de récepteurs de même type
Ku : Coefficient d'utilisation
Ksx : Coefficient de simultanéité
P2(w) : Puissance foisonnée
Pt(w) : Puissance utile
P. Utilisation : Puissance d'utilisation
Coef.D'extension : Coefficient d'extension
P. Globale (KW) : Puissance globale en KW
P. Globale (KVA) : Puissance globale en KVA
I (A) Monophasé : Courant monophasé en Ampère
I (A) Triphasé : Courant Triphasé en Ampère
TGBT : Tableau Général Basse Tension

C0 : Coffret électrique du sous-sol
C1 : Coffret électrique du Rez De Chaussée
C2 : Coffret électrique du niveau R+1
C3 : Coffret électrique du niveau R+2

6) Choix des climatiseurs

- 1 CV correspond à 9000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 9 et 16m²
- 1,5 CV correspond à 12000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 15 et 22m²
- 2 CV correspond à 18000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 23 et 34m²

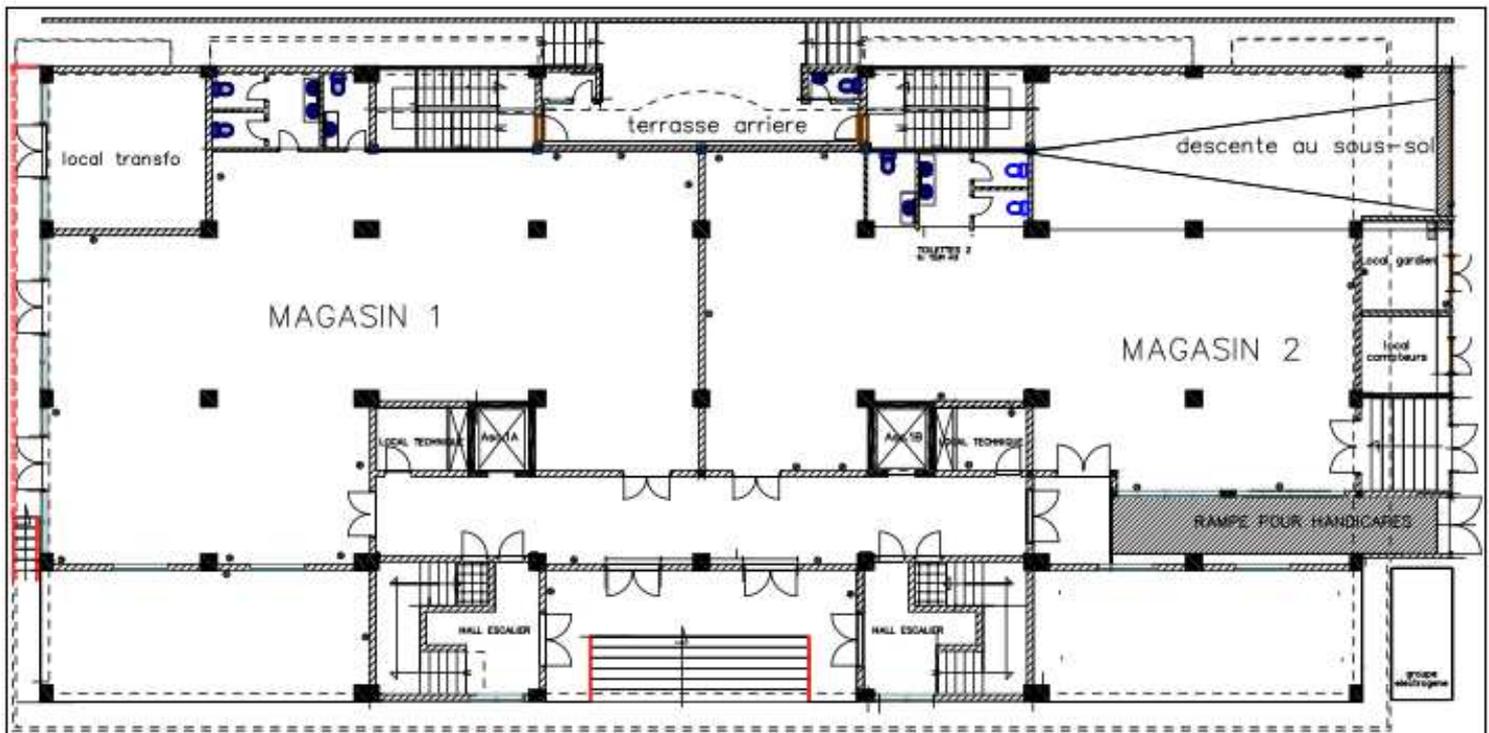


- 3 CV correspond à 24000 BTU : utilisé pour des surfaces entre 32 et 50m²

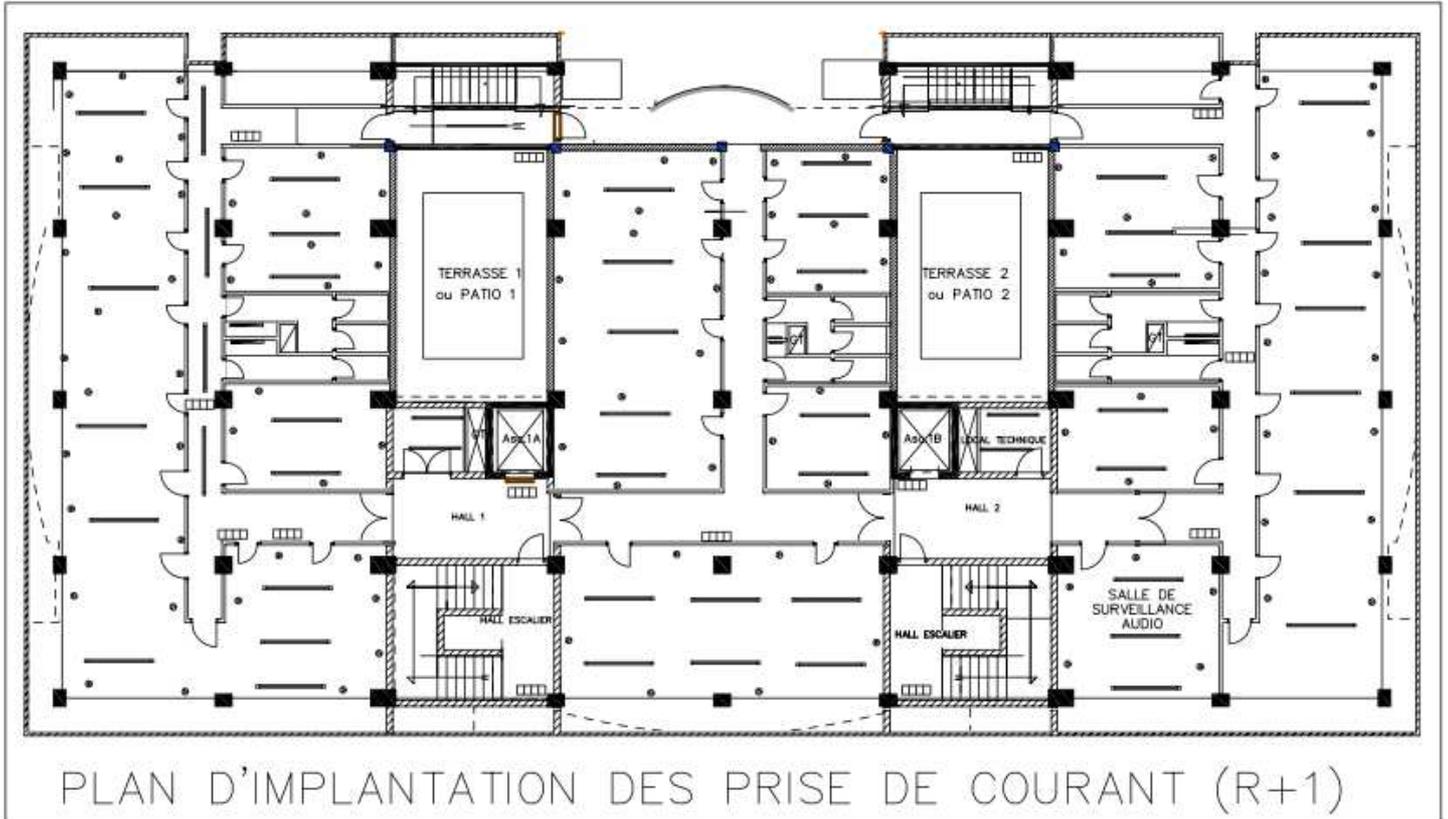


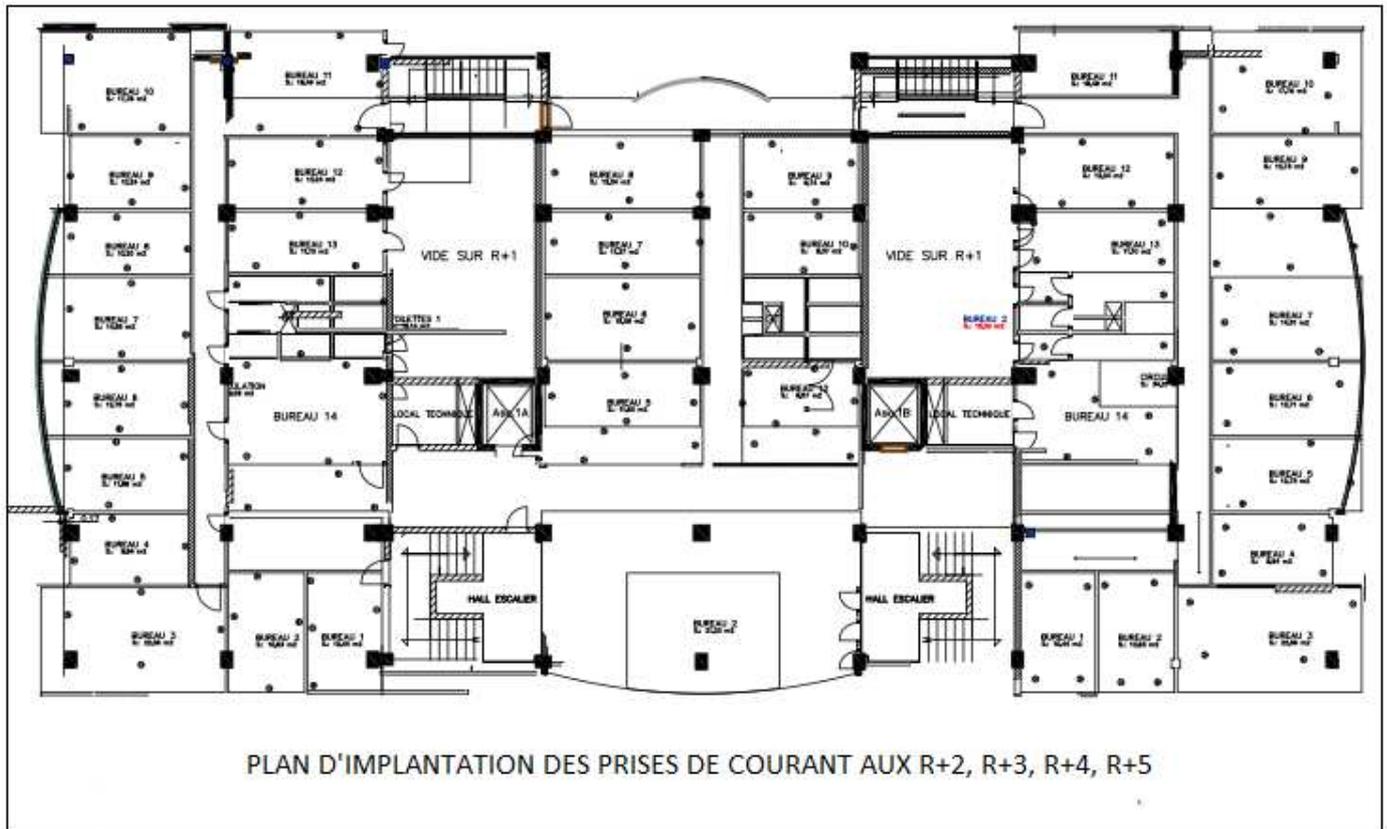
PLAN DE VENTILATION AUX R+2, R+3, R+4, R+5

PLAN DE LA VENTILATION AU R+1



PLAN D'IMPLANTATION DES PRISES DE COURANT AU RDC





- Ci-joint le Schéma unifilaire décomposé :

