



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO
MENTION BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS



*Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme Licence-ès sciences
Techniques en Bâtiment et Travaux Publics*

**ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+3 A USAGE ENTREPOT DE
L'ENTREPRISE SALONE SIS DANS LA ZONE FORELLO - ANTANANARIVO**



Présenté et soutenu par : RAKOTONDRAINAIVO Nehemia Miary Louisien

Sous la direction de : Mme RAVAOHARISOA Lalatiana

Promotion 2016



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO

MENTION BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme Licence-ès sciences

Techniques en Bâtiment et Travaux Publics

**ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+3 A USAGE ENTREPOT DE
L'ENTREPRISE SALONE SIS DANS LA ZONE FORELLO - ANTANANARIVO**



Présenté et soutenu par : **RAKOTONDRANAIVO Nehemia Miary Louisien**

Membres de Jury :

Président : **M. RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina**

Rapporteur : **Mme RAVAOHARISOA Lalatiana**

Examinateur : **Mr ANDRIANARIMANANA Richard**

Mr RAJOELINANTENAINA Solofo

16 Fevrier 2018

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu Tout Puissant qui m'a donné santé, force et volonté sans lesquelles je n'aurais pas pu réaliser le présent ouvrage.

J'adresse aussi mes vifs remerciements à :

- *Monsieur ANDRIANAHAISON Yvon, Professeur Titulaire, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, responsable du domaine, qui m'a accepté au sein de cette prestigieuse Ecole ;*
- *Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina, Maître de conférences, responsable de la Mention Bâtiment et Travaux Publics à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, qui nous a guidés avec rigueur durant nos études ;*
- *Madame RAVAOHARISOA Lalatiana, mon encadreur pédagogique, pour son dévouement et sa grande disponibilité à me donner les bonnes directives afin de réaliser à bien ce travail de mémoire ;*
- *Les membres de jury malgré leurs diverses responsabilités, ont accepté d'examiner ce présent travail et d'améliorer par leurs éventuelles remarques et propositions ;*
- *Le Personnel Enseignant de l'ESPA, en particulier celui de ce Mention BTP ;*
- *Le Personnel Administratif et Technique de l'ESPA*
- *Mes parents, mes sœurs, ma famille et tous mes amis pour leurs soutiens moraux et financiers.*

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ANNEXES

LISTE DES NOTATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

REMERCIEMENTS

INTRODUCTION

PARTIE I : ETUDES PRELIMINAIRES

CHAPITRE 1 : GENERALITE SUR LA REGION ANALAMANGA

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE 3 : JUSTIFICATION DU PROJET

PARTIE II : ETUDE TECHNIQUE

CHAPITRE 4 : PREDIMENTIONNEMENT

CHAPITRE 5 : DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE 6 : CALCUL DES STRUCTURES

CHAPITRE 7 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME

CHAPITRE 8 : ETUDE DU SECOND ŒUVRE

PARTIE III : TECHNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE

CHAPITRE 9 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

CHAPITRE 10 : MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES EN BETON ARME

PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

CHAPITRE 11 : DEVIS DESCRIPTIF

CHAPITRE 12 : SOUS DETAILS DE PRIX

CHAPITRE 13 : DETAILS QUANTITATIFS ET ESTIMATIFS

CHAPITRE 14 : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Typologie des entreprises de la Région Analamanga	4
Tableau 2 : Evolution de la température mensuelle à Antananarivo en °C (2014-2016).....	5
Tableau 3 : Evolution de la pluviométrie mensuelle à Antananarivo en mm (2014-2016)	6
Tableau 4 : Evolution de la vitesse du vent cinq années passées (m/s)	6
Tableau 5 : Liste des Sociétés implantées dans le Fokontany d'Ankeniheny	11
Tableau 6 : Epaisseurs minimales d'une dalle pleine selon les normes indiquées	16
Tableau 7 : Sections des poteaux intérieurs	20
Tableau 8 : Tableau résumant la section des poteaux de rive	20
Tableau 9 : Evaluation des charges permanentes	24
Tableau 10 : Récapitulation des charges permanentes P (daN)	25
Tableau 11 : Descente de charge du poteau P1	25
Tableau 12 : Descente de charge du poteau P2	26
Tableau 13 : Descente de charge du poteau P3	27
Tableau 14 : Descente de charge du poteau P4	28
Tableau 15 : Surcharges d'exploitation.....	29
Tableau 16 : Récapitulation des surcharges d'exploitations Q [daN]	29
Tableau 17 : Valeurs du coefficient relatif à l'effet du site.....	32
Tableau 18 : Valeurs de la pression dynamique de base [daN/m ²]	32
Tableau 19 : Section des poteaux [cm ²].....	34
Tableau 20 : Position du centre gravité G	34
Tableau 21 : Distance di des poteaux par rapport au centre de gravité et leur moment d'inertie	35
Tableau 22 : valeur de μ pour chaque niveau	36
Tableau 23 : valeur de \mathbf{F}_i pour chaque niveau (daN).....	36
Tableau 24 : Composantes horizontales du séisme (daN).....	37
Tableau 25 : valeur de F_i pour chaque niveau [daN]	37
Tableau 26 : Récapitulation des charges pour le poteau P1	38
Tableau 27 : Récapitulation des charges pour le poteau P2	39
Tableau 28 : Récapitulation des charges pour le poteau P3	39
Tableau 29 : Récapitulation des charges pour le poteau P4	40
Tableau 30 : Détermination de l'armature de la poutre	53
Tableau 31 : Armatures longitudinales sur les poutres de section à simple armature	55

Tableau 32 : Armatures longitudinales sur les poutres de section à double armature	56
Tableau 33 : Nécessité et nature des armatures d'âme.....	58
Tableau 34 : Etapes de calcul de la répartition des armatures suivant la méthode de CAQUOT	60
Tableau 35 : Répartition des armatures d'âme sur la poutre B I.....	60
Tableau 36 : Vérification vis-à-vis de la contrainte d'adhérence des barres tendues	61
Tableau 37 : : Evaluation des charges.....	62
Tableau 38 : Moments de la dalle isostatique	64
Tableau 39 : Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELU.....	64
Tableau 40 : Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELS	64
Tableau 41 : Type de section de la dalle	65
Tableau 42 : Armatures principales de la dalle	66
Tableau 43 : Vérification de la nécessité des armatures d'âme de la dalle.....	67
Tableau 44 : Elancement des poteaux	68
Tableau 45 : Calcul de la section des armatures longitudinales.....	68
Tableau 46 : Armatures longitudinales des poteaux	69
Tableau 47 : Zone courante	70
Tableau 48 : Zone de recouvrement.....	70
Tableau 49 : Hypothèses de calcul de la fondation	73
Tableau 50 : Dimensionnement de la semelle isolée	75
Tableau 51 : Caractéristiques des lampes	81
Tableau 52 : Nombre de lumières dans chaque pièce	82
Tableau 53 : Quantité des matériaux composant le mortier.....	86
Tableau 54 : Quantité des matériaux composant le béton.....	87
Tableau 55 : Coefficient de déboursés K1	96
Tableau 56 : Récapitulation du devis estimatif	108
Tableau 57 : Identification des impacts environnementaux	109
Tableau 58 : Critères d'évaluation de l'importance des impacts.....	111
Tableau 59 : Notation de l'importance des impacts.....	112
Tableau 60 : Evaluation des impacts environnementaux	113
Tableau 61 : Programme de surveillance environnemental	115

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : La répartition des 8 districts de la Région Analamanga	2
Figure 2 : Situation de la Région Analamanga	3
Figure 3 : Vue aérienne de la Commune de Tanjombato.....	8
Figure 4 : Vue aérienne du site d'implantation	9
Figure 5 : Répartition de la population par tranche d'âge et par sex	10
Figure 6 : Les différentes produits SALONE.....	13
Figure 7 : Plan de masse.....	14
Figure 8 : Illustration de l'objectif du projet	15
Figure 9 : Les dimensions de dalle pour le panneau de dalle de plus grande surface.....	17
Figure 10 : Les dimensions de la poutre	18
Figure 11 : Plan de repérage de l'axe C	23
Figure 12 : Coupe de l'axe C	23
Figure 13 : Distances entre les poteaux et l'origine O	34
Figure 14 : Distance entre chaque poteau et le centre de gravité G	35
Figure 15 : Modélisation de la charge appliquée à la structure à l'ELU [KN]	43
Figure 16 : Modélisation de la charge appliquée à la structure à L'ELS [KN/ml]	44
Figure 17 : Courbe enveloppe du moment fléchissants à l'ELU [KN.m].....	45
Figure 18 : Courbe enveloppe du moment fléchissant à l'ELS [KN.m]	46
Figure 19 : Valeurs des moments fléchissants à l'ELU [KN.m].....	51
Figure 20 : Valeurs des moments fléchissants à l'ELS [KN.m]	51
Figure 21 : Modélisation de la poutre transversale	52
Figure 22 : Coupe d'une poutre de section à simple armature.....	54
Figure 23 : Coupe d'une poutre de section à double armatures	55
Figure 24 : Valeurs des efforts tranchants à l'ELU (kN)	57
Figure 25 : Les dimensions de la semelle isolé	72
Figure 26 : Système de traitement et d'évacuation des eaux (EP, EU et EV)	77
Figure 27 : Mise en œuvre du béton.....	88
Figure 28 : Réalisation du coffrage	89
Figure 29 : Coffrage Métallique.....	89
Figure 30 : Ferraillage des armatures	90

Figure 31 : Fabrication des cales bétons 91

Figure 32 : Vibration et Coulage 92

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : BETON ARME	I
ANNEXE 2 : ETUDE DE SOL	V
ANNEXE 3 : PLANNING D'EXECUTION.....	IX
ANNEXE 4 : PLAN DE FERRAILLAGE POUTRE.....	XV
ANNEXE 5 : PLANS ARCHITERTURAUX	XVII

LISTE DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS

1. Abréviations

GETIM :

ECE :	Entreprise de Construction et d'Etude
ATA :	Atelier Tananarivien d'Antananarivo
TFM :	Froid de Madagascar
BA :	Béton Armé
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites
CEM :	Cement
ELS :	Etat Limite de Service
ELU :	Etat Limite Ultime
HA :	Haute adhérence
RDC :	Rez-de-chaussée
TN :	Terrain Naturel
FP :	Fissuration Préjudiciable
FPP :	Fissuration Peu Préjudiciable
FTP :	Fissuration Très Préjudiciable
TTC :	Toutes Taxes Comprises
WC :	Water Closet
LNTPB :	Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment
EPI :	EPI : Equipement de Protection Individuel
NV :	NV : Neige et Vent

2. Indice en minuscule romaine

b :	Béton
t :	traction
g :	gauche
d :	droite
ser :	service
c :	compression

3. Notation en minuscule romaine

x, y : axes de coordonnées x, y.

d :	Hauteur utile du béton
d' :	Distance du centre de gravité de l'armature comprimée par rapport à la fibre la plus comprimée
f_e :	Limite d'élasticité
f_{bu} :	Résistance en compression de calcul du béton
f_{ed} :	Résistance de calcul en acier à l'ELU
b :	Désigne une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
n:	Nombre de niveau supportés par le poteau
v :	Vitesse
c :	Coefficient de pression
q :	surcharge au m ² supportée par le plancher
lf :	longueur de flambement
a :	Petit dimension d'un poteau
e :	Enrobage des armatures
f_{c28}, f_{t28} :	Résistance caractéristique à la compression la traction du béton âgé de 28 jours
qd :	Pression dynamique
s_t:	Espacement des armatures transversales
l_o :	Longueur libre du poteau
h_o :	Epaisseur d'une dalle
h :	Hauteur totale d'une section de béton armé

4. Notation en majuscule romaine

L :	Longueur ou portée
A :	Aire d'une section des armatures
B :	Aire d'une section de béton
C_s :	Coefficient de site
C_h :	Coefficient de hauteur
C_m :	Coefficient de masque
W :	Action du vent
V :	Effort tranchant
F :	Force
N :	Effort normal de compression
I :	Moment d'inertie en général
M_u :	Moment de calcul ultime

M :	Moment en général
G :	Action ou charge permanent
H :	Hauteur de construction à partir du niveau zéro du sol
Q :	Action ou charge variable
S :	Surface ou section

5. Minuscule grecque

α :	Coefficient sans dimension
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton
γ :	Coefficient de sécurité sans dimension
δ :	Effet de dimension
θ :	Coefficient sans dimension
λ :	Elancement mécanique d'une pièce
τ :	Contrainte tangente
μ :	Coefficient sans dimension
μ_{lu} :	Moment fléchissant limite réduit à l'ELU
μ_{bu} :	Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU
σ :	Contrainte normal en général

6. Unités

cm :	Centimètre
daN :	Décanewton
KN :	Kilonewton
kg :	Kilogramme
m :	Mètre
MPa :	Mégapascal
AR :	Ariary

INTRODUCTION

L'économie de Madagascar repose essentiellement sur l'agriculture, qui fait partie du secteur d'activité primaire. Mais d'ici une dizaine année, l'économie malagasy pourrait doubler, notamment grâce à la forte croissance d'un autre secteur, le secteur secondaire.

L'industrie légère pourrait créer plus de 100 000 emplois pour la population urbaine en situation de précarité, notamment les femmes. Madagascar pourrait redevenir un acteur important de l'industrie agroalimentaire sur la scène internationale en misant sur certaines cultures de rente à haute valeur ajoutée.

A Antananarivo, on constate que l'effectif de l'industrie augmente de jour en jour. Cette situation est due au fait qu'elle est la capitale politique, administrative et économique de Madagascar. Ceci est un de ses atouts, mais en contrepartie, le problème de productivité se fait sentir.

Afin de contribuer à remédier à ce problème, une société privée projette de construire un bâtiment à usage entrepôt pour l'amélioration de sa productivité, notre travail est axé à l'étude de ce bâtiment.

D'où ce présent travail de mémoire intitulé : « **ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+3 A USAGE ENTREPOT DE L'ENTREPRISE SALONE SIS DANS LA ZONE FORELLO – ANTANANARIVO.** »

Pour parvenir à une étude la plus exhaustive possible, notre plan de travail se structurera en quatre (4) grandes parties :

- Une première partie qui concerne l'étude préliminaire.
- Une deuxième partie pas des moindres qui consistera à l'étude technique.
- Une troisième partie concernant la technologie de mise en œuvre
- La dernière partie, refermant l'évaluation financière du projet et l'étude sur l'impact environnemental.

Les annexes comprenant toutes les notes des différents calculs, des plans d'ensemble, et dessins d'exécution complèteront notre étude qui se réclame tant explicative que complète.

PARTIE I : ETUDE PRELIMINAIRE

Chapitre 1 : GENERALITES SUR LA REGION ANALAMANGA

Le projet se localise dans la Zone Forello Fokontany d'Ankeniheny, Commune Tanjombato qui fait partie de la Région Analamanga.

1.1 Spécificité économique de la Région Analamanga :

La Région est constituée de 134 Communes regroupées dans 8 districts : la carte suivante nous montre la répartition de la Région en 8 districts.

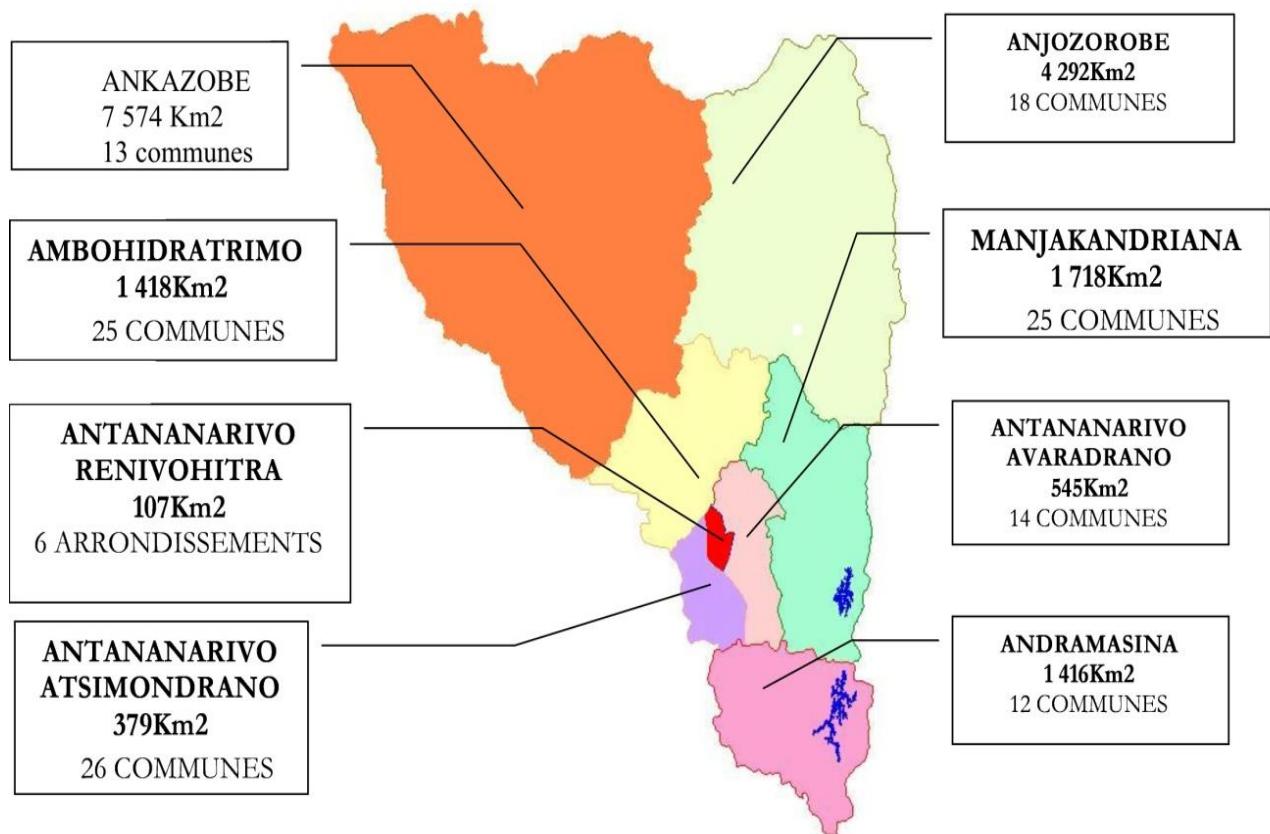


Figure 1 : La répartition des 8 districts de la Région Analamanga



Figure 2 : Situation de la Région Analamanga

Du fait de l'appartenance de la capitale à la Région Analamanga, cette Région est celle où se concentre la plus grande partie du secteur privé formel de la grande île. En effet, cette Région renferme en elle seule 119 744 entreprises privées formelles, soit près de 57% des entreprises de toute l'île. En termes de chiffre d'affaires et de valeur ajoutée, pour la Région Analamanga, le niveau atteint respectivement la somme de 5 908 milliards d'Ariary et de 3 426 milliards d'Ariary, soit respectivement 80% et 70% du total de l'ensemble du pays.

Tableau 1 : Typologie des entreprises de la Région Analamanga

Indicateurs	Unité	Micro-entreprises	PME/PMI	Grandes entreprises	Ensemble
Effectif	Nombre	115 027	4 386	331	119 744
Emplois	Nombre	229 996	102 027	155 956	487 979
Chiffres d'affaires	Millier Ariary	1 775 127 879	2 569 478 169	1 563 715 696	5 908 321 744
Valeur ajoutée	Millier Ariary	1 167 493 597	1 629 180 194	629 673 274	3 426 347 065
Capital fixe	Millier Ariary	891 284 044	1 993 097 686	868 826 096	3 753 207 826
Investissement	Millier Ariary	119 286 061	333 070 891	1 059 213 553	1 511 570 505
Productivité apparente du travail	Millier Ariary	5 076	15 968	4 038	7 022
Productivité apparente du capital		1,31	0,82	0,72	0,91

Source : INSTAT

Dans la Région Analamanga, le type d'entreprise le plus pourvoyeur d'emplois reste les micro-entreprises avec 229 997 d'emplois au total. Mais, en termes de création de richesse, ce sont plutôt les PME/PMI qui se distinguent avec 1 629 milliards d'Ariary de valeur ajoutée créée en 2004. Toutefois, en termes d'investissement, les grandes entreprises se sont démarquées largement avec un investissement total de 1 059 milliards d'Ariary. Enfin, en se penchant sur les ratios de rendement, deux tendances semblent se dessiner ; les micro-entreprises se sont caractérisées par une productivité apparente du capital assez élevé tandis que les PME/PMI ont affiché une productivité apparente de travail largement remarquable.

En se focalisant sur les comportements d'investissement, quelques tendances peuvent être mises en relief pour les entreprises de la Région Analamanga. Les micro-entreprises se sont tournées vers les investissements en construction, en matériel de transport et en équipement qui, en moyenne, représentent respectivement 27.8%, 20.7% et 31.3% de leur investissement total en 2004. Ces investissements sont surtout destinés au renouvellement (58.6% des investissements) des moyens de production et à la modélisation (14.1% des investissements)

du processus de production. Les PME/PMI, mis à part la construction (28.3% des investissements) et les matériels de transport (17.6% des investissements), s'intéressent plutôt aux matériels informatiques (12.2% des investissements). Mais, ces investissements ont servi pour leur grande partie au renouvellement des moyens de production. D'ailleurs, il convient de noter que, pour l'ensemble, la grande partie des investissements des entreprises de la Région Analamanga est destinée au renouvellement des moyens de production (74.9% des investissements). La modernisation du processus de production ne présente que 8.8% des investissements. Et de manière flagrante, l'extension du processus de production n'accapare que 4.2% des investissements. Sans aucun doute, ces constats, constituent l'une des contraintes qui entravent la croissance économique et le développement du tissu industriel de la Région.

Pour ce qui concerne les activités, celles dominantes en termes d'emplois restent les activités liées au commerce (commerces de détail et de gros). Toujours en termes d'emplois, les activités liées au textile ne s'affichent qu'en troisième position. Enfin, en termes d'investissement, on observe plutôt l'importance des activités liées au transport terrestre.

1.2 Climatologie de la Région Analamanga :

Deux grandes saisons sont constatées à Antananarivo : la saison fraîche (froide et sèche), du mois de Mai au mois d'Octobre, et la saison de pluie (chaude et pluvieuse) entre Novembre et Avril.

1.2.1 Température

La température dépend de la saison de l'année. A Antananarivo règne un climat tempéré avec une température moyenne annuelle de 22°C.

Tableau 2 : Evolution de la température mensuelle à Antananarivo en °C (2014-2016)

Source : Service de la météorologie Ampasapito

		Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
2014	T°Max	25.6	26.5	25.8	25.5	22.8	20.8	20.5	21.6	23.4	27	27.4	26.8
	T°Min	17.9	17.8	17.1	16.7	14.2	12.3	10.9	11.5	12	14.2	16.8	16.8
2015	T°Max	26.8	26.1	26.1	24.8	23.3	20.1	20.2	20.9	24.6	25.3	28.7	27.3
	T°Min	17.6	17.9	17.4	15.5	14.3	10.1	10.5	10.1	12	14.6	17	17.3
2016	T°Max	25.8	26.2	26.1	25.1	23	20.9	19.3	22.1	23.6	28.1	27.7	27.4
	T°Min	17.8	17.6	16.9	15.2	13.3	11.6	11.5	11.4	12	15.4	16.6	17.7

1.2.2 Pluviométrie

Antananarivo qui est dans les Hauts-plateaux à une pluviométrie moyenne de 1400 mm par année.

Tableau 3 : Evolution de la pluviométrie mensuelle à Antananarivo en mm (2014-2016)

		Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
2014	Pluie	208	276	160	139	22	3.1	1.3	2.8	2.5	15	98	253
	Nb Jours	21	20	13	10	5	7	1	4	3	3	14	9
2015	Pluie	281	190	163	51.9	25	8.1	0	0.1	0.1	105	223	306
	Nb Jours	17	22	14	5	4	5	0	1	1	8	16	17
2016	Pluie	266	222	74.9	0.1	2.8	1.1	13	2.2	2.1	27	202	389
	Nb Jours	21	19	9	1	3	1	8	3	3	4	15	21

Source : Service de la météorologie Ampasapito

1.2.3 Vent

Le vent dominant souffle vers l'Est.

Tableau 4 : Evolution de la vitesse du vent cinq années passées (m/s)

	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Vent moyen	6	6	6	5	5	6	6	7	7	7	6	6
Direction	SE/S	SE/E	SE/E	SE/E	SE/E	SE	SE	SE	SE/E	SE/E	E	E
Vent max	65	79	94	86	54	58	54	97	58	79	97	65

Source : Service de la météorologie Ampasapito.

Chapitre 2 : PRÉSENTATION DU PROJET

2.1 Description du projet :

Le projet est un bâtiment à usage industriel, ossature en béton armé. Il occupe une assiette de : 408.456 m² avec une hauteur de 16.800 m.

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur : 26.90 m
- Largeur : 16.47 m
- Hauteur : 14.6 m
- Hauteur du RDC : 4.90 m
- Hauteur du premier, du deuxième et du dernier étage : 2.90 m

2.2 Situation géographique du projet

Le projet se localise dans la Zone Forello Fokontany d'Ankeniheny, Commune Tanjombato – Antananarivo.

2.2.1 Fokontany d'Ankeniheny

Le Fokontany d'Ankeniheny se trouve dans la Commune de Tanjombato qui est délimitée :

- Au Nord par le IVème Arrondissement de la Commune Urbaine d'Antananarivo ;
- Au Sud, par la Commune Rurale d'Andoharanofotsy ;
- A L'Ouest, par la Commune Rurale de Soavina ;
- A L'Est, les Communes Rurales d'Alasora et d'Ankaraobato

2.2.2 Lieu d'implantation

La photo ci-après représente la Commune de Tanjombato vue satellite, départ au lac Anosy.

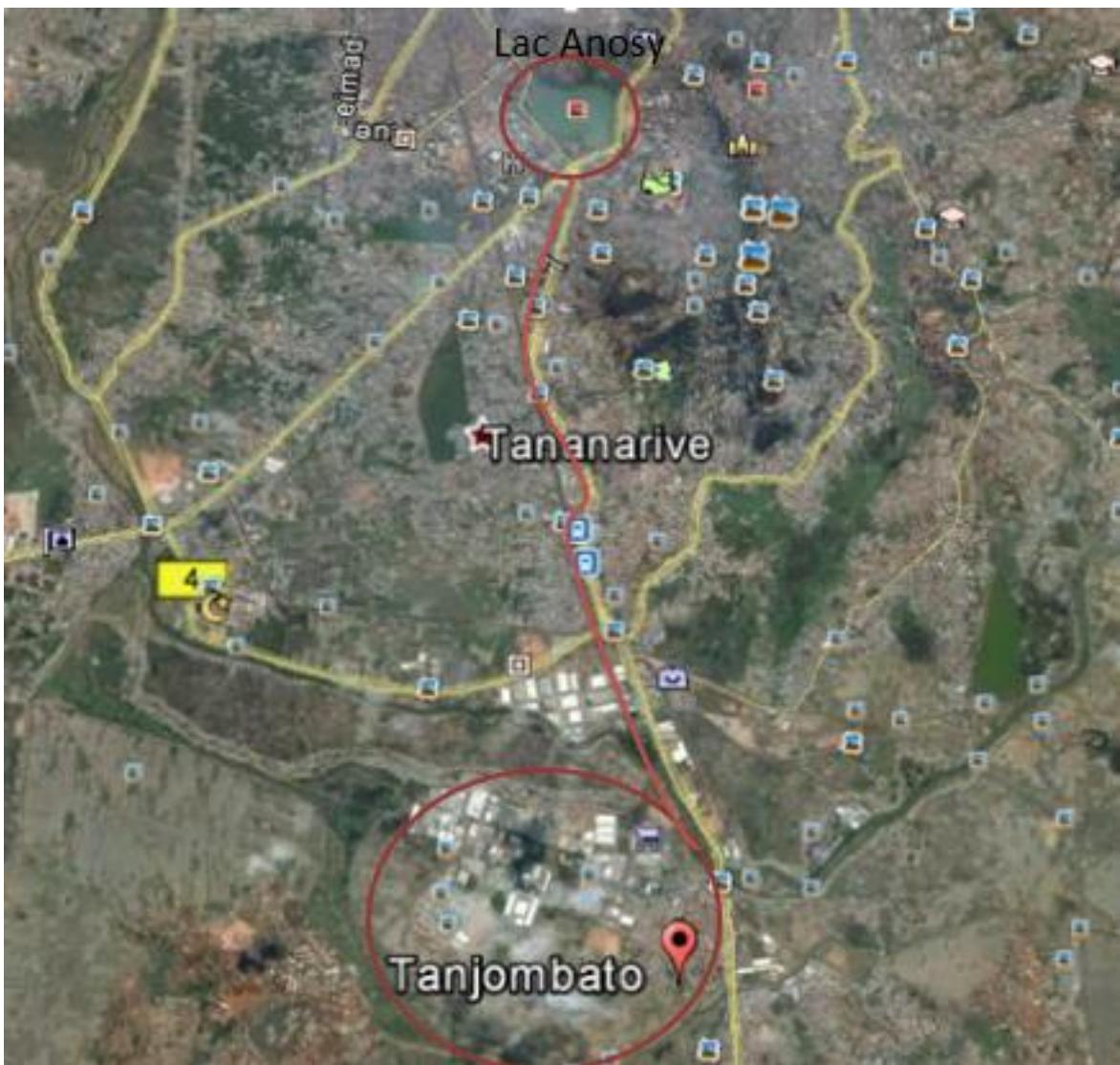


Figure 3 : Vue aérienne de la Commune de Tanjombato

La photo ci-dessous montre le lieu d'implantation du projet et de ses environs.



Figure 4 : Vue aérienne du site d'implantation

2.3 Monographie

2.3.1 Répartition de la population dans le Fokontany d'Ankeniheny

Avec une superficie de 5,35 km², la Commune de Tanjombato est divisée en cinq Fokontany : Tanjombato Iraitsimivaky, Ankeniheny Miray Hina, Ambohimanatrika, Andafiasiamo et Tongarivo.

Le Fokontany Ankeniheny où se trouve le projet renferme un nombre de population de 9 968 habitants avec 1 212 toits (Année 2013).

La figure ci-contre montre la répartition de la population par classe d'âge et par sexe. En général, les habitants ont un âge moyen variant entre 18 et 60 ans.

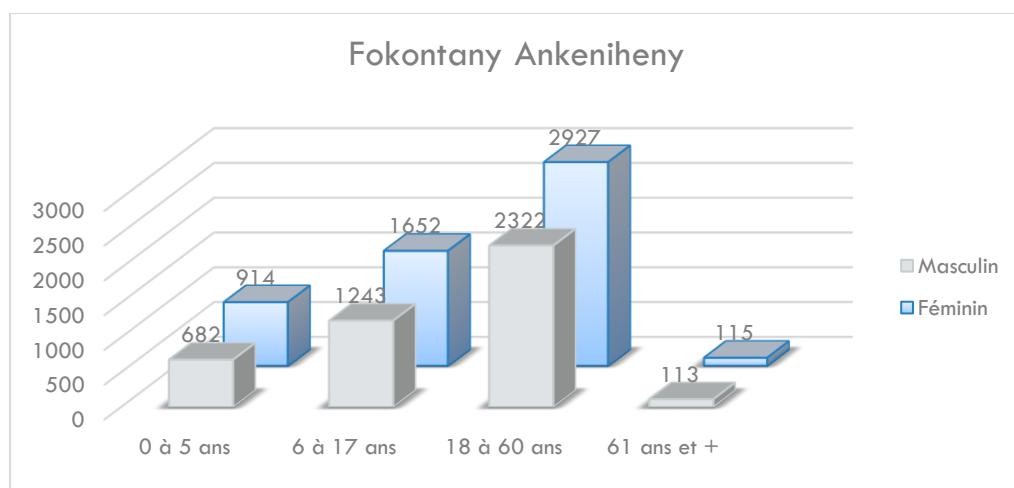


Figure 5 : Répartition de la population par tranche d'âge et par sexe

Source : Commune Tanjombato, 2013

2.3.2 Infrastructures et équipements

- Etablissements scolaires publics et privés :
 - EPP Ankeniheny (Etablissement Public) ;
 - Ecole Sainte Famille - Anosimahavelona (Etablissement Privé)
- Voies de communication :

Il existe trois types de voies :

- Ruelle en béton (2,6 km) qui relie Ankeniheny et Anosizato ;
- Diguette (260 m) : Ambodirano – Ankeniheny ;
- Route FIRASANKINA (3,5 km) : Zone Forello

- ONG (Organisme Non Gouvernemental)
- Association des Usagers de l'Eau : c'est l'Association MANOLOTSOA
- Artisanat :

Les activités existantes sont au nombre de 13. Ce sont des petits métiers de Cordonniers.

Le centre de formation trouvé : ASFOR (Association de Formation Professionnelle) sise dans la Zone Forello, Partenaire de la Commune Rurale de Tanjombato, dans le domaine de la formation des jeunes, en vue d'orientations professionnelles : Formation en équipements sanitaires, Formation en Froid.

- Entreprises et sociétés :

La Zone Forello renferme presque toutes les Entreprises et les sociétés dans la Commune Rurale de Tanjombato.

Tableau 5 : Liste des Sociétés implantées dans le Fokontany d'Ankeniheny

NOM DE LA SOCIETE	ACTIVITE
AGS MADAGASCAR	Import/Export
ALUVER	Import/Export
AQUARELLE MADAGASCAR	Confection
ASFOR	Formation
BNI CL	Banque (Magasin de stockage)
CG BAT	Bâtiment
CHAN YING GEORGES	Import/Export
DISCONORD	Matériaux de construction
ENZYCHIM MADAGASCAR	Produits chimiques
Eric POPAT	Immobilière
EURO-PAINT	Peinture
FASHIONT MADAGASCAR	Confection
GRAPHOPRINT	Imprimerie
KDC MADAGASCAR GF CASHMERE LTD CO	Confection
MADA PROD	Confection
MCI	Import/Export

OSTIE	Sanitaire
PHOTORAMA	PHOTO
SCITA S.A	Import/Export
SCIG (Société Commerciale et Immobilière Gandy)	Immobilière
S.I.M	Import/Export
S.T.T.E	Transporteur
SALONE S.A	Pâtes – Café
SAMCOWA RADIO	Pièces électroniques
SCI BARCAT	Import/Export
BOLLORE AFRICA LOGISTICS	Import/Export
MADAGASCAR	
SFOI	Plastique
SITMA	Vente et produits de soudage/coupage
SOMALCO	Produits cosmétiques
SHTM	Import/Export
SORAJ	Import/Export
SOSIMABI	Plastique
SPI FORELLO TANJOMBATO	Immobilière
STE BEMIRAY	Import/Export
STE DOOKAN	Import/Export
STE FAMATA	Import/Export
Sté FLOREAL	Confection
STE KARINA	Confection
Sté MADAGASCAR AGROALIMENTAIRE	Alimentaire
ET SURGELE (TOYOTA RASETA)	
STE NOVA KNITS	Confection
STHSM	Import/Export
SYMA	Import/Export

Chapitre 3 : JUSTIFICATION DU PROJET

La réalisation de notre projet a pour objectif d'améliorer la productivité de la sociétés SALONE.

3.1 SALONE :

L'entreprise SALONE, une société agroalimentaire est connue dans la production des diverses pâtes, des poivres et des cafés.



Figure 6 : Les différentes produits SALONE

3.2 Objet du projet :

L'entreprise SALONE sis à Tanjombato fokontany Ankeniheny est constitué en général de 5 grands bâtiments, dont :

- Un (01) bâtiment à usage bureau et stockage
- Quatre (04) Usines de production.

Depuis 2010, grâce à la forte croissance du domaine de l'industrie agroalimentaire, l'entreprise a appliqué une stratégie : c'est d'augmenter la productivité afin de satisfaire les désirs et les besoins des clients. De ce fait, la construction d'un nouvel entrepôt est indispensable.

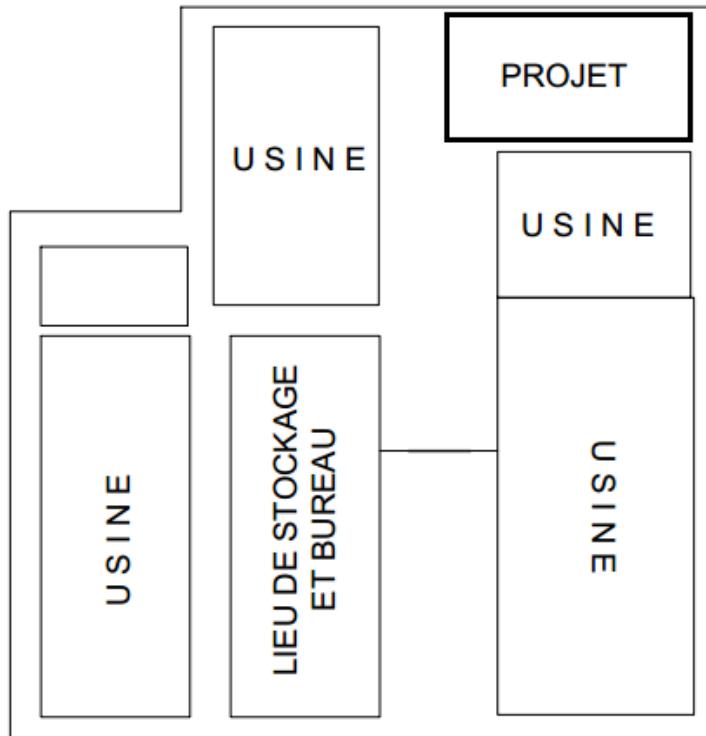


Figure 7 : Plan de masse

3.3 Objectifs du projet

3.3.1 Objectif global.

L'objectif global du projet est la contribution à la prospérité économique de la Région.

3.3.2 Objectifs spécifiques

A court terme, la réalisation de ce projet est un signe du développement de l'entreprise. L'année 2016 un projet similaire à ceci a été réalisé. Tout cela montre que l'entreprise SALONE est en pleine croissance.

Ainsi, l'objectif spécifique de ce projet est d'augmenter la productivité afin de satisfaire les besoins de la clientèle.

3.3.3 Illustration de l'objectif du projet :

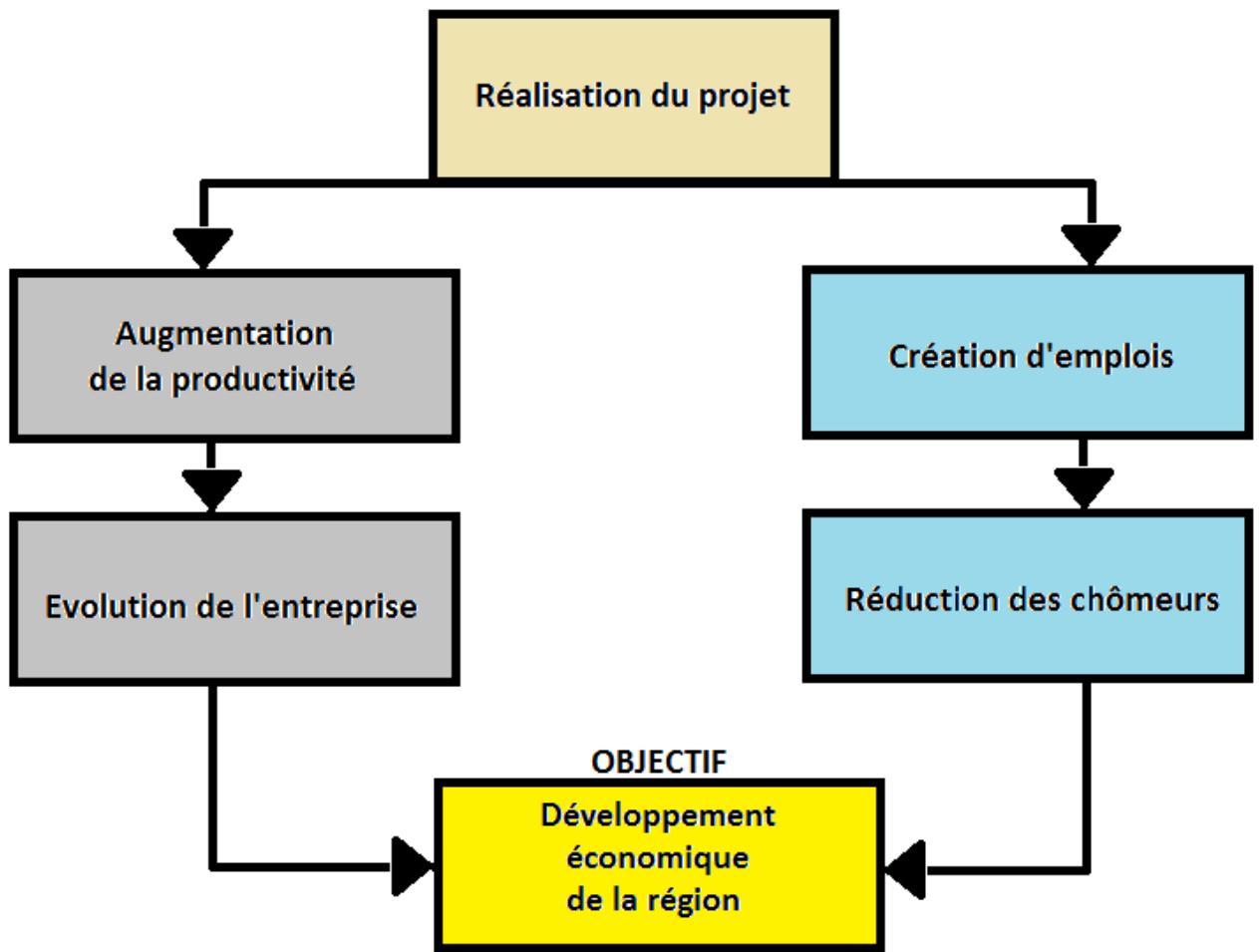


Figure 8 : Illustration de l'objectif du projet

3.4 Impact socio-économique du projet :

Grâce à ce projet, des emplois sont offerts et pourraient créer plus de 50 emplois pour la population de la Région. Ainsi, l'application de ce projet pourrait offrir une opportunité d'emplois aux chômeurs, surtout aux jeunes et aux femmes de la communauté. Le recrutement massif de main d'œuvre durant la phase de construction et l'octroi de poste permanent durant la phase d'exploitation contribuerait à réduire le taux de chômage dans la Région.

Par Ailleurs, la vie des habitants des communautés du projet bénéficiera d'un meilleur accès aux services sociaux et aux infrastructures telles que les infrastructures d'assainissement et surtout les infrastructures électriques.

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre 4 : PREDIMENTIONNEMENT

Le prédimensionnement consiste à donner au préalable des dimensions aux différents éléments qui constituent la structure de l'ouvrage afin que celui-ci résiste aux sollicitations auxquelles il est soumis

Cette partie concerne les ouvrages en Béton Armé pour conserver la stabilité et la résistance de la structure. Ces éléments sont :

- Le plancher ;
- Les poteaux ;
- Les poutres.

4.1 Les Planchers :

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- La dalle simple ou pleine ;
- Les planchers à corps creux ;
- Les planchers avec prédalles ;
- Les planchers collaborant ;
- La dalle avec coffrage perdu en tôles ou bacs en acier.

Pour le présent projet, le type de plancher choisi est la dalle simple coulée sur place. Au niveau structure, ce type de plancher permet de mieux solidariser l'ossature du bâtiment. Les épaisseurs minimales suivantes sont à respecter, dans le cas d'une dalle pleine, pour assurer une résistance au feu acceptable et une isolation acoustique :

Tableau 6 : Epaisseurs minimales d'une dalle pleine selon les normes indiquées

Norme à respecter	Résistance au feu : 2h	Isolation acoustique
Epaisseur en [cm]	>15	>11

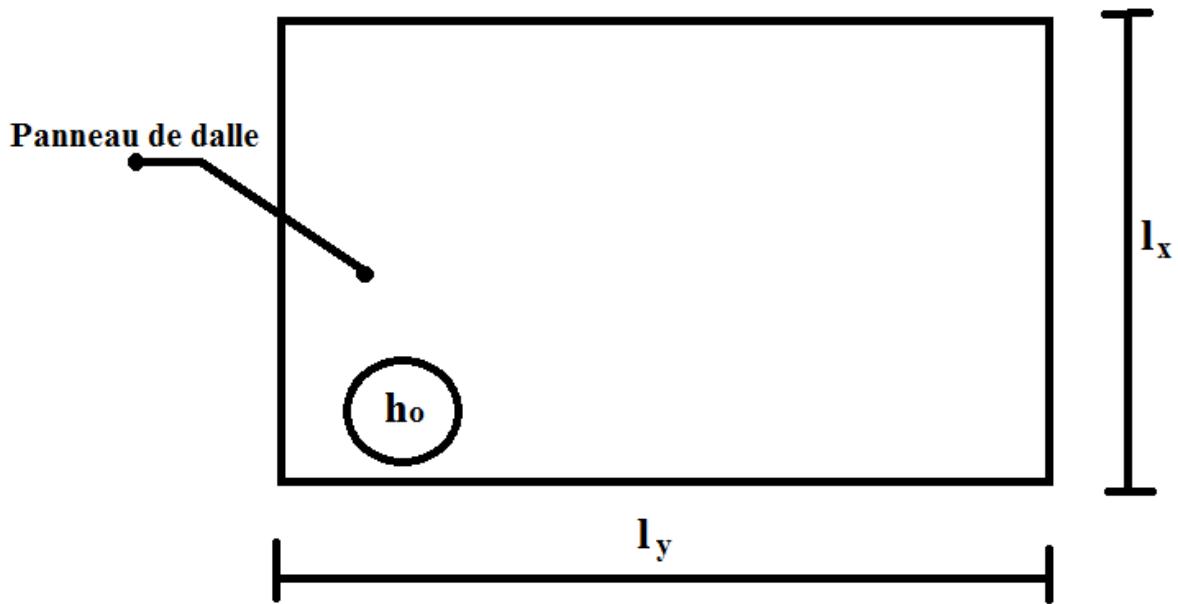


Figure 9 : Les dimensions de dalle pour le panneau de dalle de plus grande surface

4.2 Poutre :

Pour le pré dimensionnement de la section, la hauteur h de la poutre dépend de la portée l et est donnée par la relation suivante :

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

Avec : l : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

La largeur b de la poutre est déduite de sa hauteur h :

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

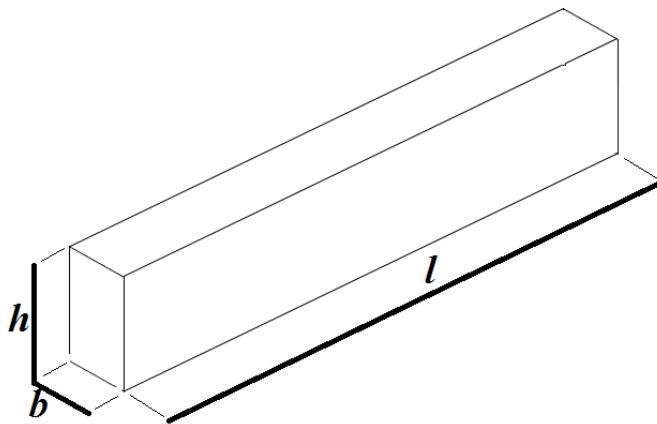


Figure 10 : Les dimensions de la poutre

➤ Poutre transversale :

On a : $l = 6\text{m}$

$$\text{Alors : } \frac{6}{15} \leq h \leq \frac{6}{10}$$

$$\text{Ainsi : } 0.4\text{m} \leq h \leq 0.60\text{m}$$

Prenons la valeur **$h= 50\text{cm}$**

$$\text{Ainsi pour obtenir } b, \text{ on a : } \frac{50\text{cm}}{5} \leq b \leq \frac{50\text{cm}}{2}$$

$$\text{Alors : } 10 \text{ cm} \leq b \leq 25\text{cm}$$

Prenons **$b=20\text{cm}$**

➤ Poutre longitudinale :

On a : $l = 6.20\text{m}$

$$\text{Alors : } \frac{6.20}{15} \leq h \leq \frac{6.20}{10}$$

$$\text{Ainsi : } 0.41\text{m} \leq h \leq 0.62\text{m}$$

Prenons la valeur **$h= 50\text{cm}$**

$$\text{Ainsi pour obtenir } b, \text{ on a : } \frac{50\text{cm}}{5} \leq b \leq \frac{50\text{cm}}{2}$$

$$\text{Alors : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 30\text{cm}$$

Prenons $b=20\text{cm}$

4.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux consiste à effectuer les opérations qui suivent. Il est nécessaire de faire un petit calcul pour bien évaluer leurs dimensions. Cependant, ces dimensions ne sont pas encore exactes. En effet, le calcul de dimensionnement des éléments en béton armé, dans la partie III nous permettra de trouver exactement les dimensions réelles des poteaux.

Ainsi, pour le pré dimensionnement du poteau, on pose les hypothèses suivantes :

- Les poteaux travaillent en compression centrée,
- Les efforts verticaux sont équilibrés par la section réduite du béton,
- La durée d'application des charges est plus de 24h : $\theta=1$
- La caractéristique du béton est la suivante : Béton dosé à 350Kg/m³ de CEM I 42.5, alors $f_{c28} = 25\text{MPa}$

La section du poteau est déterminée par la relation suivante :

$$B = a \times b \leq \frac{N}{0.9 \times \sigma_{bc}}$$

Avec : B : section du poteau

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression par le béton.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel pour les combinaisons fondamentales qui est égale à 1.5.

On a : $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

Et :

$$N = n \times q \times S$$

Avec : N : effort normal de compression

n : nombre de niveaux supportés par le poteau

q : surcharge au m² supporté par le plancher, elle est comprise entre 1T/m² et 1.5T/m²

S : la plus grande surface d'influence sur le poteau en m^2

Prenons comme valeur de q la charge maximale, on a donc $q = 1.5\text{T}/\text{m}^2$ et $S = 37.2 \text{ m}^2$

Comme les poteaux doivent remplir la condition de non flambement, il faut que :

$$\frac{l_f}{a} \leq 14.4$$

Où : l_f est la longueur de flambement du poteau

Et $l_f = 0.7l_0$ car le poteau est encastré à ses extrémités

Avec : l_0 la longueur libre du poteau ($l_0=3.30\text{m}$)

On a : $l_f = 2.31 \text{ m}$

Prenons $a \geq 0.20 \text{ m}$, la plus petite dimension du poteau

Donc : $\frac{l_f}{a} = \frac{2.31}{0.20} = 11.55 \leq 14.4$, **la condition au non flambement est vérifiée**

Tableau 7 : Sections des poteaux intérieurs

Etage	N	S (m^2)	Nu (T)	B (m^2)	a (m)	b (m)	Sections (cm^2)
RDC	4	37,2	223,2	0,18	0,30	0,60	30 x 60
R+1	3	37,2	167,4	0,13	0,30	0,45	30 x 45
R+2	2	37,2	111,6	0,09	0,30	0,30	30 x 30
R+3	1	37,2	55,8	0,04	0,20	0,20	20 x 20

Pour faciliter la mise en œuvre et les calculs, nous allons adopter pour les poteaux intérieurs une même section égale à **30x60 cm²** pour RDC et R+1 et **30X30 cm²** pour R+2 et R+3.

De plus, il est intéressant de dimensionner par excès car le béton participe activement à la résistance surtout en compression et par conséquent, cela diminuera le pourcentage d'acier à mettre en œuvre.

Tableau

Tableau 8 : Tableau résumant la section des poteaux de rive

Etage	N	S (m^2)	Nu (T)	B (m^2)	a (m)	b (m)	Section (cm^2)
RDC	4	18,6	111,6	0,09	0,30	0,30	30 x 30

R+1	3	18,6	83,7	0,07	0,30	0,30	30 x 30
R+2	2	18,6	55,8	0,04	0,20	0,20	20 x 20
R+3	1	18,6	27,9	0,02	0,20	0,20	20 x 20

CONCLUSION :

Le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage constitue la base de l'étude technique. Elle nous permet de connaitre les différentes dimensions des éléments qui constituent le bâtiment tels que les poteaux, les poutres et les planchers. Dans la suite, nous allons déterminer les charges agissant sur la structure d'où le terme « descente des charges ».

Chapitre 5 : DESCENTE DES CHARGES

5.1 Généralité

5.1.1 Principe

La descente des charges a pour principe d'évaluer les charges reprises pour chaque élément, à partir de la toiture puis de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations.

Le calcul concerne les charges verticales et les charges horizontales. Le résultat nous permet de dimensionner les poteaux et leurs fondations.

5.1.2 Démarche de calcul

Afin d'obtenir un bon résultat, il faut :

- Faire l'inventaire des charges qui s'appliquent sur la superstructure ;
- Connaitre les poids volumiques, surfaciques et unitaires des matériaux ;
- Calculer les charges sur chaque surface supportée par chaque poteau ;
- Évaluer les charges sur chaque surface et pour chaque niveau, les cumuler ;
- Se baser sur la norme en vigueur pour le calcul des charges ;
- Déterminer les surcharges d'exploitation de chaque local.

5.1.3 Hypothèses de calcul

La réalisation de l'opération s'avère plus délicate pour les charges permanentes en raison de la continuité de la structure. Il est toujours possible de tenir compte des moments de continuité adoptés pour le calcul des poutres, mais dans ce cas, les calculs seront plus longs. Alors une majoration forfaitaire est plus pratique et rapide en considérant les poteaux comme appuis simples pour les poutres.

Le calcul pratique est possible en multipliant les valeurs obtenues par des coefficients qui sont fonction de la disposition prise par chaque poteau et la structure du bâtiment

- Pour les poteaux centraux, nous majorons de 15% la réaction d'appui ;
- Pour les poteaux voisins de rive, la réaction d'appui sera minorée de 10%.

Nous allons effectuer le calcul de la descente des charges pour les poteaux de l'axe C qui représentent des poteaux courants et semblent les plus chargés.

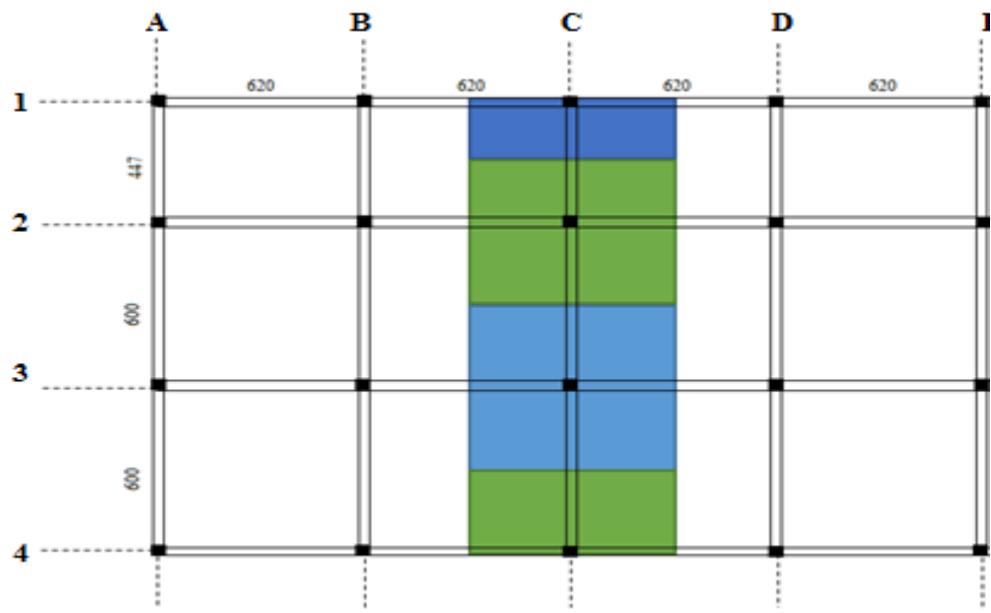


Figure 11 : Plan de repérage de l'axe C

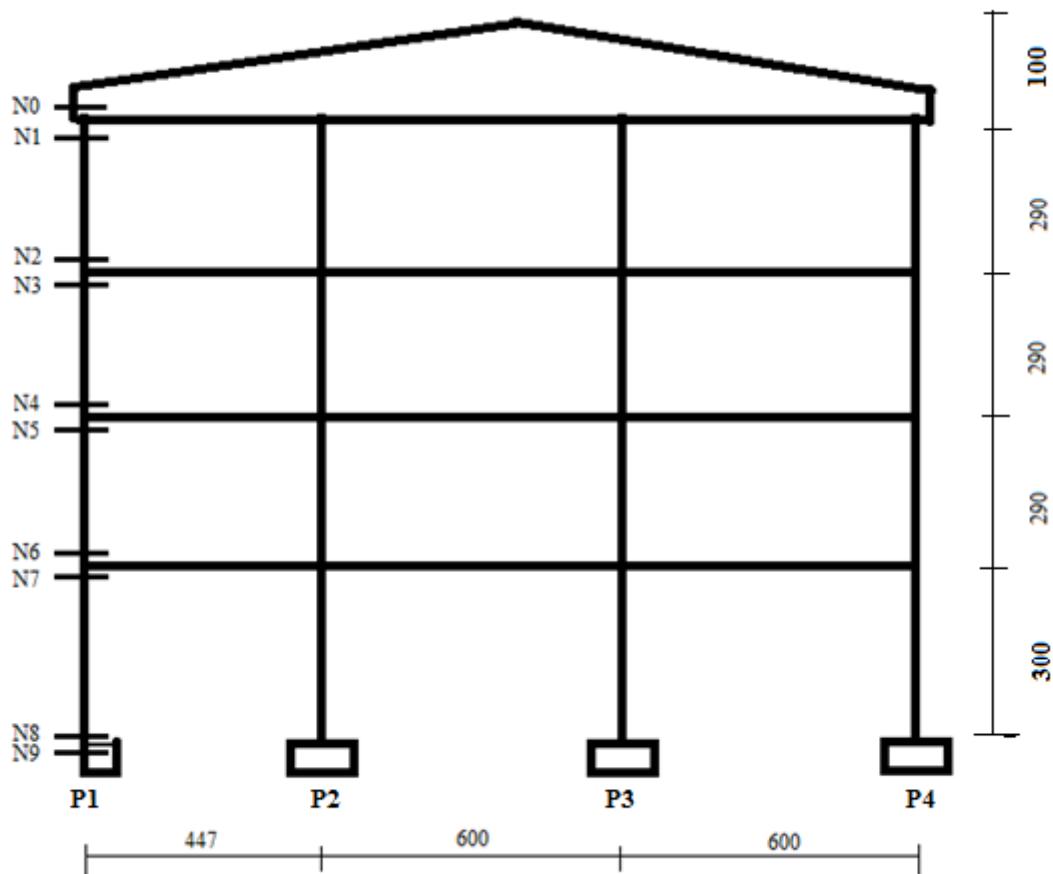


Figure 12 : Coupe de l'axe C

5.2 Descente des charges dues aux charges verticales :

5.2.1 Les charges permanentes

Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre, du poids au m² et mètre linéaire des différents éléments.

Dans ce paragraphe nous allons présenter la descente des charges des poteaux de l'axe C indiqué dans le paragraphe 5.1.3 étant les plus chargés et ensuite une récapitulation des charges arrivées à la fondation. Le calcul des autres poteaux de la file est donné en annexe.

Tableau 9 : Evaluation des charges permanentes

Elément de la structure	Désignation	Charge	Unité
Toiture	Tôle	30	daN/m ²
	Charpente	40	daN/m ²
Plancher	Carrelage collé	20	daN/m ²
	Dalle	2 500	daN/m ³
Mur	Maçonnerie de Briques pleines	1 900	daN/m ³
	Enduits de ciment	1 800	daN/m ³
Poteau	Poteau en BA	2 500	daN/m ³
Poutre	Poutre en BA	2 500	daN/m ³
Dallage	Dallage	2 300	daN/m ³
	Chape Béton Maigre	230	daN/m ³

Tableau 10 : Récapitulation des charges permanentes P (daN)

Poteaux	P1	P2	P3	P4
Charges Totales daN	66 016	68 699	76 192	75 253

Tableau 11 : Descente de charge du poteau P1

REPERE	DESIGNATIONS	Dimension (m)			Charge U	G (daN)
		Longueur	Largeur	H/ep		
N0	Toiture tôle	6,20	2,25		30	418
N1		6,20	2,25		40	558
	TOTAL					976
N2	Venant de N1					976
	Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	653
	Maçonneries	6,20	2,90	0,22	1 900	7 515
	Enduit de ciment	6,20	2,90	0,02	1 800	647
N3	Dalle	6,20	2,25	0,15	2 500	5 231
	Carrelage collé	6,20	2,25		20	279
	Poutre	12,2	0,2	0,50	2 500	3 050
	TOTAL					18 599
N4	Venant de N3					18 599
	Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	653
	Enduit de ciment	6,20	2,90	0,02	1 800	647
	Dalle	6,20	2,25	0,15	2 500	5 231
N5	Dalle	6,20	2,25	0,15	2 500	5 231
	Carrelage collé	6,20	2,25		20	279
	Poutre	12,20	0,20	0,50	2 500	3 050
	TOTAL					33 938
N6	Venant de N5					33 938
	Poteau	2,90	0,30	0,60	2 500	1 305
	Maçonneries	6,20	2,90	0,22	1 900	7 515
	Enduit de ciment	6,20	2,90	0,02	1 800	647
N7	Dalle	6,20	2,25	0,15	2 500	5 231
	Carrelage collé	6,20	2,25		20	279
	Poutre	12,20	0,20	0,50	2 500	3 050
	TOTAL					51 924
N8	Venant de N7					51 924
	Poteau	4,90	0,30	0,60	2 500	2 205
	Maçonneries	6,20	2,90	0,22	1 900	7 774
	Enduit de ciment	6,20	2,90	0,02	1 800	669
N9	Dallage	6,20	2,25	0,15	2 300	4 812
	Chape béton	6,20	2,25	0,05	230	160
	TOTAL					66 016

Tableau 12 : Descente de charge du poteau P2

REPÈRE	DESIGNATIONS	Dimension (m)			Charge Unit	G (daN)
		Longueur	Largeur	H/ep		
N0	Toiture tôle Charpentes	6,20	5,25		30	976
N1		6,20	5,25		40	1 302
	TOTAL					2 278
N2	Venant de N1 Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	2 278
N3		6,20	5,25	0,15	2 500	653
	Dalle Carrelage collé Poutre	6,20	5,25		20	12 206
		12,2	0,2	0,5	2 500	651
	TOTAL					3 050
	TOTAL					20 100
N4	Venant de N3 Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	20 100
N5		6,20	5,25	0,15	2 500	653
	Dalle Carrelage collé Poutre	6,20	5,25		20	12 206
		12,20	0,20	0,50	2 500	651
	TOTAL					3 050
	TOTAL					37 923
N6	Venant de N5 Poteau	2,90	0,30	0,60	2 500	37 923
N7		6,20	5,25	0,15	2 500	1 305
	Dalle Carrelage collé Poutre	6,20	5,25		20	12 206
		12,20	0,20	0,50	2 500	651
	TOTAL					3 050
	TOTAL					55 745
N8	Venant de N7 Poteau	4,90	0,30	0,60	2 500	55 745
N9		6,20	5,25	0,15	2 300	2 205
	Dallage Châpe béton	6,20	5,25	0,05	230	11 229
						374
	TOTAL					68 699

Tableau 13 : Descente de charge du poteau P3

REPÈRE	DESIGNATIONS	Dimension (m)			Charge Unit	G (daN)
		Longueur	Largeur	H/ep		
N0	Toiture tôle	6,20	6,00		30	1 116
N1	Charpentes	6,20	6,00		40	1 488
	TOTAL					2 604
N2	Venant de N1					2 604
	Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	653
N3	Dalle	6,20	6,00	0,15	2 500	13 950
	Carrelage collé	6,20	6,00		20	744
	Poutre	12,2	0,2	0,5	2 500	3 050
	TOTAL					22 263
N4	Venant de N3					22 263
	Poteau	2,90	0,30	0,30	2 500	653
N5	Dalle	6,20	6,00	0,15	2 500	13 950
	Carrelage collé	6,20	6,00		20	744
	Poutre	12,20	0,20	0,50	2 500	3 050
	TOTAL					41 922
N6	Venant de N5					41 922
	Poteau	2,90	0,30	0,60	2 500	1 305
N7	Dalle	6,20	6,00	0,15	2 500	13 950
	Carrelage collé	6,20	6,00		20	744
	Poutre	12,20	0,20	0,50	2 500	3 050
	TOTAL					61 581
N8	Venant de N7					61 581
	Poteau	4,90	0,30	0,60	2 500	2 205
N9	Dallage	6,20	6,00	0,15	2 300	12 834
	Châpe béton maigre	6,20	6,00	0,05	230	427
	TOTAL					76 192

Tableau 14 : Descente de charge du poteau P4

REPÈRE	DESIGNATIONS	Dimension (m)			Charge U	G (daN)
		Longueur	Largeur	H/ep		
N0	Toiture tôle Charpentes	6,20	3,00		30	558
N1						
	TOTAL					1 302
N2	Venant de N1	2,90	0,30	0,30	2 500	1 302
	Poteau					
N3	Maçonneries	6,20	2,90	0,22	1 900	653
	Enduit de ciment					
N4	Dalle	6,20	3,00	0,15	2 500	647
	Carrelage collé					
N5	Poutre	12,2	0,2	0,5	2 500	372
	TOTAL					20 761
N6	Venant de N3	2,90	0,30	0,30	2 500	39 681
	Poteau					
N7	Enduit de ciment	6,20	2,90	0,02	1 800	7 515
	Maçonneries					
N8	Dalle	6,20	3,00	0,15	2 500	647
	Carrelage collé					
N9	Poutre	12,20	0,20	0,50	2 500	372
	TOTAL					59 503
N8	Venant de N7	4,90	0,30	0,60	2 500	2 205
	Poteau					
N9	Maçonneries	6,20	3,00	0,22	1 900	7 774
	Enduit de ciment					
N9	Dallage	6,20	3,00	0,15	2 300	6 417
	Châpe béton					
	TOTAL					75 253

5.2.2 Les surcharges d'exploitation :

Elles résultent de l'exploitation envisagée par les maîtres d'ouvrage pour la construction considérée.

Les surcharges d'exploitation sont celles provoquées par l'occupation des locaux. Les valeurs des charges sont fixées d'après la norme NF P 05-1-1.

Tableau 15 : Surcharges d'exploitation

Nature du local	Désignations	Charges	Unité
Toiture	Poussière	20	daN/m ²
	Entretien	100	daN/m ²
	Eau	100	daN/m ²
Plancher	Prescrit par le Maître d'ouvrage	500 à 1000	daN/m ²

Tableau 16 : Récapitulation des surcharges d'exploitations Q [daN]

Niveau	P1	P2	P3	P4
N1 et N2	3 069	7 161	8 184	4 092
N3 et N4	10 044	23 436	26 784	13 392
N5 et N6	17 019	39 711	45 384	22 692
N7 et N8	30 969	72 261	82 584	41 292
N9	39 959	88 536	101 184	50 592

5.3 Descente des charges dues aux charges horizontales :

Concernant le calcul des actions du vent sur la construction, nous appliquons les règles NV65 qui supposent que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale. Les présentes Règles ont pour objet de fixer les valeurs des charges climatiques (neige et vent) et de donner les méthodes d'évaluation des efforts correspondants sur l'ensemble d'une construction ou sur ses différentes parties.

Ces surcharges comprennent les effets de la neige, les effets du vent et les effets du séisme.

5.3.1 Effet du vent :

L'action exercée par le vent sur la paroi d'un élément est considérée comme normale à cet élément car c'est le cas le plus défavorable pour un bâtiment.

Elle varie selon :

- La vitesse du vent ;
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble ;
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport à la direction du vent ;
- Les dimensions de l'élément considéré ;
- La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

A Madagascar, on ne tient pas compte de l'action de neige et nous nous limiterons à l'action du vent dont l'effet est déterminé par la pression exercée sur les faces qui lui sont soumises et affectée des coefficients correspondant aux dispositions constructives. L'action élémentaire unitaire exercée par le vent est donnée par le produit « *cq* ».

Dont :

c : Coefficient de pression fonction des dispositions de la construction ;

q : Pression dynamique en fonction des dispositions de la construction.

- a. Calcul de la pression dynamique de base :

La pression dynamique du vent est fonction de sa vitesse ; elle est également fonction du type de construction et est donnée par la formule :

$$q = \frac{v^2}{16.3}$$

Avec :

v : la vitesse du vent en m/s

q : la pression dynamique en daN/m²

Selon les règles pour Constructions Para cycloniques, la pression dynamique à prendre en compte pour la Région Analamanga est :

Vent normal, q₁₀ = 124daN/m²

Vent extrême, q_{10ext} = 217daN/m²

b. Pression dynamique de base corrigée :

Elle s'obtient par la relation :

$$q = q_{10} C_h C_s C_m \delta$$

Avec :

C_h : Effet de hauteur

C_s : Effet de site

C_m : Effet de masque

δ : Effet de dimension

❖ Effet de hauteur C_h :

La vitesse du vent peut varier avec la hauteur H et il en est de même pour la pression dynamique de base. Pour tenir compte de l'effet de hauteur, on applique la relation de base pour une hauteur $\leq 500\text{m}$:

Compte tenu de l'effet de hauteur, la modification de la pression dynamique de base (selon N.V. 65 RIII 1241) est associée au coefficient.

$$C_h = \frac{q_h}{q_{10}} = 2.5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Avec :

q_h : Pression dynamique à la hauteur H

q_{10} : Pression dynamique à une hauteur de 10m

H : Hauteur du bâtiment. Dans notre projet, $H = 12.70\text{ m}$

$$\text{A.N : } C_h = 2.5 \frac{12.70+18}{12.70+60}$$

$$C_h = 1.05$$

❖ Effet du site C_s :

A l'intérieur d'une Région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction.

Les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême doivent être multipliées par un coefficient de site C_s .

Cet effet du site est donné par le tableau suivant :

Tableau 17 : Valeurs du coefficient relatif à l'effet du site

<i>Nature</i>	<i>Cs</i>	<i>Exemple</i>
<i>Site protégé</i>	0.8	Fonds des cuvettes bordées de collines
<i>Site normal</i>	1	Plaine ou plateau étendu (pente < 10%)
<i>Site exposé</i>	1.2	Au voisinage de la Mer

Comme notre site est sur le haut plateau, c'est-à-dire un site normal, donc **Cs = 1**

❖ Effet de masque Cm :

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Comme notre bâtiment est non masqué, nous allons prendre **Cm = 1**

❖ Effet de dimension **δ** :

Ce coefficient réduit les pressions dynamiques de base et dépend de la hauteur et de la plus grande surface du bâtiment offerte au vent. Selon le diagramme N.V. 65 RIII 2, on peut prendre pour Antananarivo une valeur moyenne de **δ = 0.71**

Après avoir déterminé Ch, Cs, Cm et δ, la valeur de la pression dynamique de base est donnée par le tableau suivant :

Tableau 18 : Valeurs de la pression dynamique de base [daN/m²]

Pression dynamique de base	q_{d,n}	q_{d,ex}
Vent normal	92.44	-
Vent extrême	-	161.77

c. Descente des charges due au vent :

■ Principe général :

Outre les moments de flexion et les efforts tranchants, le vent apporte dans le portique du bâtiment des efforts normaux. Nous considérons les poteaux comme étant une console encastrée dans le sol au niveau de la fondation et soumise à ces charges horizontales. L'effort de compression sur le poteau i est donné par la relation suivante :

$$F_i = \frac{M}{I} d_i S_i$$

Avec :

S_i : La section du poteau au niveau i ;

I : Moment d'inertie par rapport au centre de l'ensemble des poteaux ;

d_i : Distance de la section du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble ;

M : Moment Fléchissant à équilibrer dans le poteau dû au vent.

■ Position du centre gravité

Le calcul de la position du centre de gravité suit la règle du barycentre :

$$X_c = \frac{\sum(S_i \times X_i)}{\sum S_i}$$

Avec :

X_i : L'abscisse de chaque poteau i (c'est-à-dire la distance de chaque poteau par rapport à un repère orthonormé placé arbitrairement) ;

S_i : La section de chaque poteau i ;

$\sum S_i$: Section total

Tableau 19 : Section des poteaux [cm^2]

Poteaux	P1	P2	P3	P4
RDC	900	1800	1800	900
R+1	900	1800	1800	900
R+2	400	1800	1800	400
R+3	400	1800	1800	400

Prenons comme origine du repère l'axe du poteau P1

On a donc :

$$X_1 = 0.00 \text{ m}$$

$$X_2 = X_1 + 4.47 = 4.47$$

$$X_3 = X_2 + 6.00 = 10.47$$

$$X_4 = X_3 + 6.00 = 16.47$$

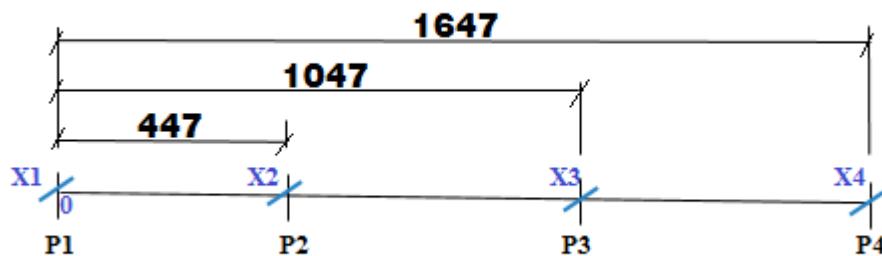


Figure 13 : Distances entre les poteaux et l'origine O

Tableau 20 : Position du centre gravité G

Poteaux	$\sum S_i (cm^2)$	$\sum (X_i \cdot S_i)$	$X_G (\text{m})$
RDC	5 400	41 715	7,73
R+1	5 400	41 715	7,73
R+2	4 400	33 480	7,61
R+3	4 400	33 480	7,61

Soit d_i la distance de chaque poteau par rapport au centre de gravité G. On a :

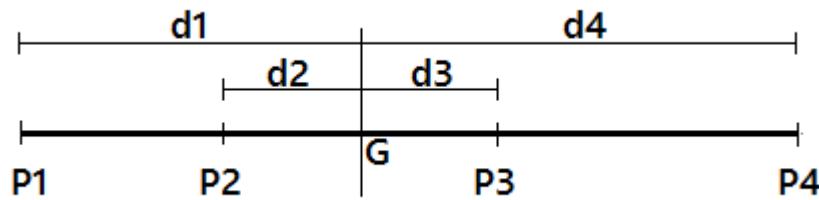


Figure 14 : Distance entre chaque poteau et le centre de gravité G

Soit I_G le moment d'inertie des sections des poteaux par rapport au centre de gravité G :

$$I_G = \sum_{i=1}^n (S_i d_i^2)$$

Tableau 21 : Distance d_i des poteaux par rapport au centre de gravité et leur moment d'inertie

Poteau	d1 (m)	d2 (m)	d3 (m)	d4 (m)	I_G (m⁴)
RDC	7,73	3,26	2,75	8,75	15,52
R+1	7,73	3,26	2,75	8,75	15,52
R+2	7,61	3,14	2,86	8,86	8,70
R+3	7,61	3,14	2,86	8,86	8,70

Calculons maintenant les efforts F_i dus au vent :

$$F_i = \frac{\mu}{I} d_i S_i$$

Avec :

$$\mu = F \times z$$

$$F = L \times q_d \times H \quad (L = 6.20)$$

$z = H/2$: Bras de Levier.

Tableau 22 : valeur de μ pour chaque niveau

Niveau	H (m)	F (daN)	z (m)	μ (daN.m)
N1	1	1 003	0,5	501
N2=N3	3,9	3 912	1,95	7 628
N4=N5	6,8	6 820	3,4	23 189
N6=N7	9,7	9 729	4,85	47 185
N8=N9	12,7	12 738	6,35	80 885

Tableau 23 : valeur de F_i pour chaque niveau (daN)

Niveau	F1	F2	F3	F4
N1	18	33	30	20
N2=N3	267	495	451	311
N4=N5	811	1 505	1 372	944
N6=N7	2 114	1 782	1 502	2 393
N8=N9	3 624	3 054	2 576	4 103

5.3.2 Effet du séisme

Les efforts qui résultent des secousses sismiques peuvent s'exercer sur la construction sur n'importe quelle direction. Mais, généralement, on ne tient compte que de la composante horizontale :

$$H_i = \frac{G}{100} \quad (G = Charge permanente)$$

Tableau 24 : Composantes horizontales du séisme (daN)

Niveau	P1	P2	P3	P4	G=ΣP	H= G/100	ΔH
N1	976	2 278	2 604	1 302	7 161	72	
N2	9 429	3 583	3 909	9 754	26 677	267	267
N3	18 599	20 100	22 263	20 761	81 725	817	
N4	18 889	21 405	23 568	29 214	93 078	931	664
N5	36 222	37 923	41 922	40 221	156 290	1 563	
N6	45 038	39 228	43 227	49 037	176 531	1 765	835
N7	54 208	55 745	61 581	60 044	231 579	2 316	
N8	63 327	57 095	62 931	69 163	252 518	2 525	760
N9	68 301	68 699	76 192	75 794	288 988	2 890	

On a la même relation que celle de l'effet du vent pour les charges F_i que transmets l'effet du séisme aux poteaux, donc cette charge peut être déterminée par la relation suivante :

$$F_i = \frac{M}{I} d_i S_i$$

Avec :

M : Moment équilibré pour chaque niveau : $M = \Delta H_i \times z_i$;

$$\Delta H_i = H_0 - H_{0+1}$$

H_i : Composante horizontale de l'effet du séisme

Tableau 25 : valeur de F_i pour chaque niveau [daN]

Niveau	F1	F2	F3	F4
N1=N2	27	50	46	32
N3=N4	135	250	228	157
N5=N6	325	274	231	368
N7=N8	398	336	283	451
N9	398	336	283	451

5.3.3 Récapitulation de toutes les charges appliquées à chaque niveau

Le calcul de ces charges est nécessaire pour le dimensionnement de certains éléments de structure. Pour ce faire, on va négliger les effets du séisme par rapport aux autres actions.

Alors, on va tenir compte des combinaisons d'actions suivantes :

- A l'**ELU** ou Etat Limite Ultime :

$$\mathbf{ELU: 1.35G + 1.5Q + W}$$

- A l'**ELS** ou Etat Limite de Service :

$$\mathbf{ELS: G + Q + 0.77W}$$

Avec :

G : charge permanente [daN] ;

Q : surcharge d'exploitation [daN] ;

W : charge due au vent [daN]

On a :

Tableau 26 : Récapitulation des charges pour le poteau P1

Poteau P1	G	Q	W	ELU	ELS	1.15ELU	1.15 ELS
N1	976	3 069	18	5 939	4 059	6 830	4 668
N2	9 429	3 069	267	17 600	12 704	20 240	14 610
N3	18 599	10 044	267	40 442	28 849	46 508	33 176
N4	18 889	10 044	811	41 378	29 558	47 585	33 992
N5	36 222	17 019	811	75 240	53 866	86 526	61 946
N6	45 038	17 019	2 114	88 444	63 685	101 711	73 238
N7	54 208	30 969	2 114	121 749	86 805	140 011	99 826
N8	63 327	30 969	3 624	135 570	97 087	122 013	87 379
N9	68 301	40 269	3 624	156 234	111 361	140 611	100 225

Tableau 27 : Récapitulation des charges pour le poteau P2

Poteau P2	G	Q	W	ELU	ELS	1.15 ELU	1.15 ELS
N1	2 279	7 161	33	13 850	9 465	15 928	10 885
N2	3 584	7 161	495	16 074	11 126	18 485	12 795
N3	20 101	23 436	495	62 785	43 918	72 203	50 506
N4	21 406	23 436	1 505	65 557	46 001	75 391	52 901
N5	37 923	39 711	1 505	112 268	78 793	129 108	90 612
N6	39 228	39 711	1 782	114 306	80 311	131 452	92 358
N7	55 745	72 261	1 782	185 429	129 378	213 243	148 785
N8	57 095	72 261	3 054	188 524	131 708	216 803	151 464
N9	68 699	88 536	3 054	228 602	159 587	262 892	183 525

Tableau 28 : Récapitulation des charges pour le poteau P3

Poteau P3	G	Q	W	ELU	ELS	1.15 ELU	1.15 ELS
N1	2 604	8 184	30	15 821	10 811	18 194	12 433
N2	3 909	8 184	451	18 004	12 441	20 705	14 307
N3	22 263	26 784	451	70 682	49 395	81 284	56 804
N4	23 568	26 784	1 372	73 365	51 408	84 370	59 119
N5	41 922	45 384	1 372	126 043	88 362	144 949	101 616
N6	43 227	45 384	1 502	127 935	89 768	147 125	103 233
N7	61 581	82 584	1 502	208 513	145 322	239 790	167 120
N8	62 931	82 584	2 576	211 408	147 498	243 119	169 623
N9	76 193	101 184	2 576	257 212	179 360	295 794	206 264

Tableau 29 : Récapitulation des charges pour le poteau P4

Poteau P4	G	Q	W	ELU	ELS	1.15 ELU	1.15 ELS
N1	1 302	4 092	20	7 916	5 410	9 103	6 222
N2	9 754	4 092	311	19 618	14 086	22 561	16 199
N3	20 761	13 392	311	48 427	34 393	55 691	39 552
N4	29 214	13 392	944	60 472	43 334	69 543	49 834
N5	40 221	22 692	944	89 282	63 641	102 674	73 187
N6	49 037	22 692	2 393	102 632	73 572	118 027	84 608
N7	60 044	41 292	2 393	145 391	103 179	167 200	118 656
N8	69 163	41 292	4 103	159 412	113 615	183 324	130 657
N9	75 794	50 592	4 103	182 313	129 546	209 660	148 978

Ces résultats nous seront utiles pour les calculs de ferraillage des poteaux et le choix du type de fondation. Donc, il faut bien tenir compte des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

CONCLUSION PARTIELLE :

La descente de charge nous a permis d'évaluer les charges que peut supporter la fondation et c'est à partir de ces résultats que nous pouvons en déduire le type de fondation adéquate à la construction. Dans le chapitre suivant, le calcul de structure fera l'objet de notre travail.

Chapitre 6 : CALCUL DES STRUCTURES

On entend par structure tout le système porteur principal du bâtiment. Cette structure est sollicitée par différentes actions. Il est impératif d'étudier ces sollicitations agissant pour assurer la tenue de l'ensemble. Le résultat obtenu nous permet de dimensionner les armatures de chaque élément de structure constituant le bâtiment pour équilibrer son ossature.

6.1 Méthodes de détermination des sollicitations :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des portiques, des plus simples aux plus exactes. Cependant, elles sont, en général, d'autant moins précises qu'elles sont plus simples. Nous pouvons citer :

- Les méthodes rapides : le principe est de désolidariser les éléments horizontaux (poutres) des éléments verticaux (poteaux). Les traverses d'un même niveau peuvent être calculées comme des travées d'une poutre continue en négligeant la raideur des poteaux, par les méthodes de Caquot ou de trois moments ;
- Méthode de Caquot : initialement conçue pour les poutres continues, elle a été étendue aux calculs des portiques. Son principe est le même.
- Méthodes de la « Résistance des Matériaux » : nous pouvons évoquer :
 - La méthode des rotations qui conduit à n équations à n inconnues (les rotations des noeuds) ;
 - La méthode de CROSS qui, par approximations successives, donne des résultats convergents vers la valeur exacte.

Nous allons choisir la méthode de CROSS pour la détermination des efforts dans les structures.

6.1.1 Principe général de la méthode de CROSS

C'est une méthode pratique permettant de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants s'exerçant dans un système de poutres hyperstatiques à noeuds rigides sous l'action des forces extérieures. Elle consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le noeud aux barres si celles-ci étaient parfaitement encastrées, et à déterminer des corrections qu'il faudrait apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

Connaissant la valeur des moments aux appuis de la barre considérée, le moment en un point x est obtenu par la formule :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \times x$$

Avec :

- $M(x)$ le moment fléchissant au point d'abscisse x;
- M_{AB} le moment transmis par le nœud A à la barre AB;
- M_{BA} le moment transmis par le nœud B à la barre AB;
- $\mu(x)$ le moment fléchissant au point d'abscisse x de la poutre droite isostatique, de même portée et supportant les mêmes charges. (Poutre isostatique associée)

L'effort tranchant dans la section d'abscisse x s'obtient par la formule :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

Avec

$$\theta = \frac{d\mu}{dx}$$

6.1.2 Paramètre de base

Les paramètres suivants sont à calculer pour trouver la valeur du moment fléchissant à chaque barre :

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{Raideur des éléments des portiques : } R = \frac{l}{l}$$

$$\text{Coefficient de répartition dans la poutre (ij) : } C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum_k R_{ijk}}$$

Avec $\sum_k R_{ijk}$ est la raideur de la poutre aboutissant au nœud i.

6.2 Evaluation des charges :

Les flexions au niveau des portiques sont dues aux charges verticales, c'est-à-dire les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les charges horizontales dues au vent.

6.2.1 Charges verticales

Les charges verticales sont supportées par les poutres. Donc, à part le poids propre de la poutre, les charges permanentes et les surcharges d'exploitation des planchers font aussi partie des charges verticales supportées par la poutre.

6.2.2 Charges horizontales

Pour le calcul des charges horizontales sollicitant la superstructure, on se référera à l'effet du vent extrême.

6.2.3 Combinaison d'actions :

Nous avons deux combinaisons d'action dans le bâtiment où l'on va toujours considérer les plus défavorables pour la sécurité :

- Combinaison à l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q + W$
- Combinaison à l'ELS : $G + Q + 0,77W$

Avec

G : Charge permanente

Q : Surcharge d'exploitation

W : Action du vent

La figure ci-après nous indique la répartition au mètre linéaire des charges appliquées à chaque portique.

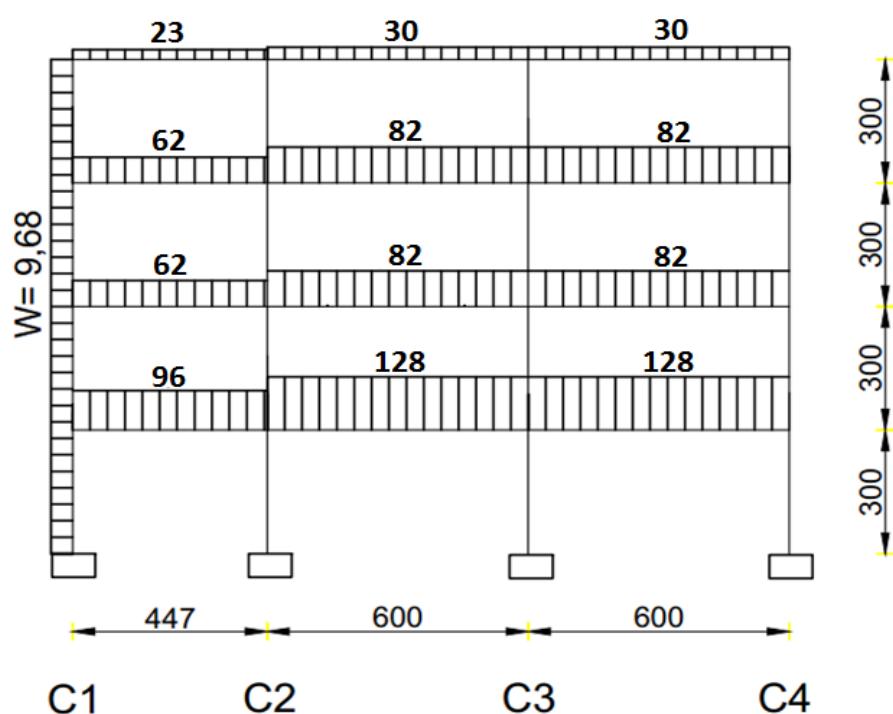


Figure 15 : Modélisation de la charge appliquée à la structure à l'ELU [KN]

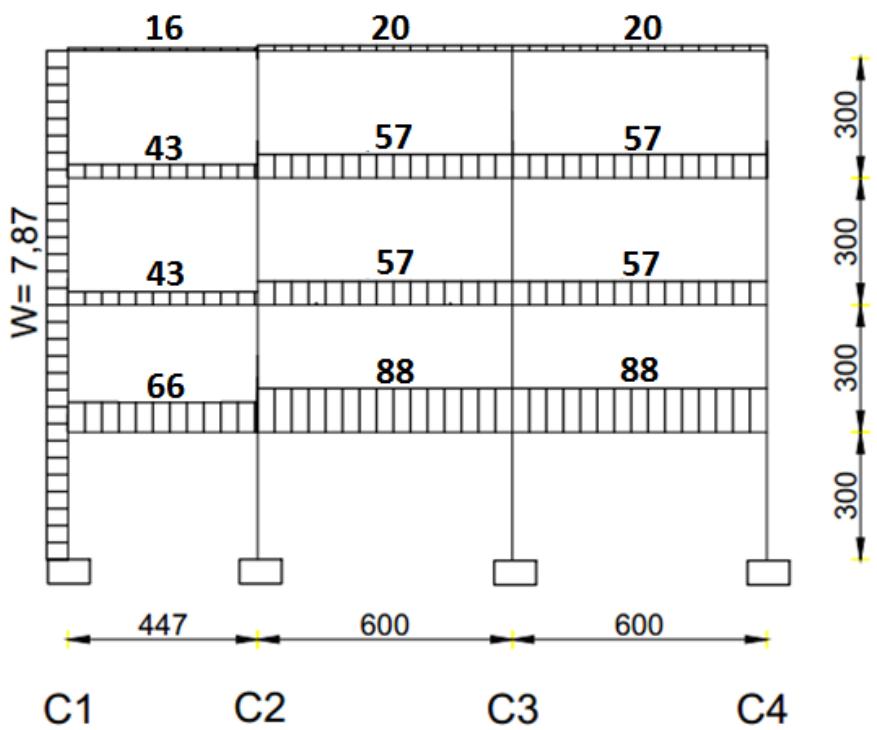


Figure 16 : Modélisation de la charge appliquée à la structure à L'ELS [KN/ml]

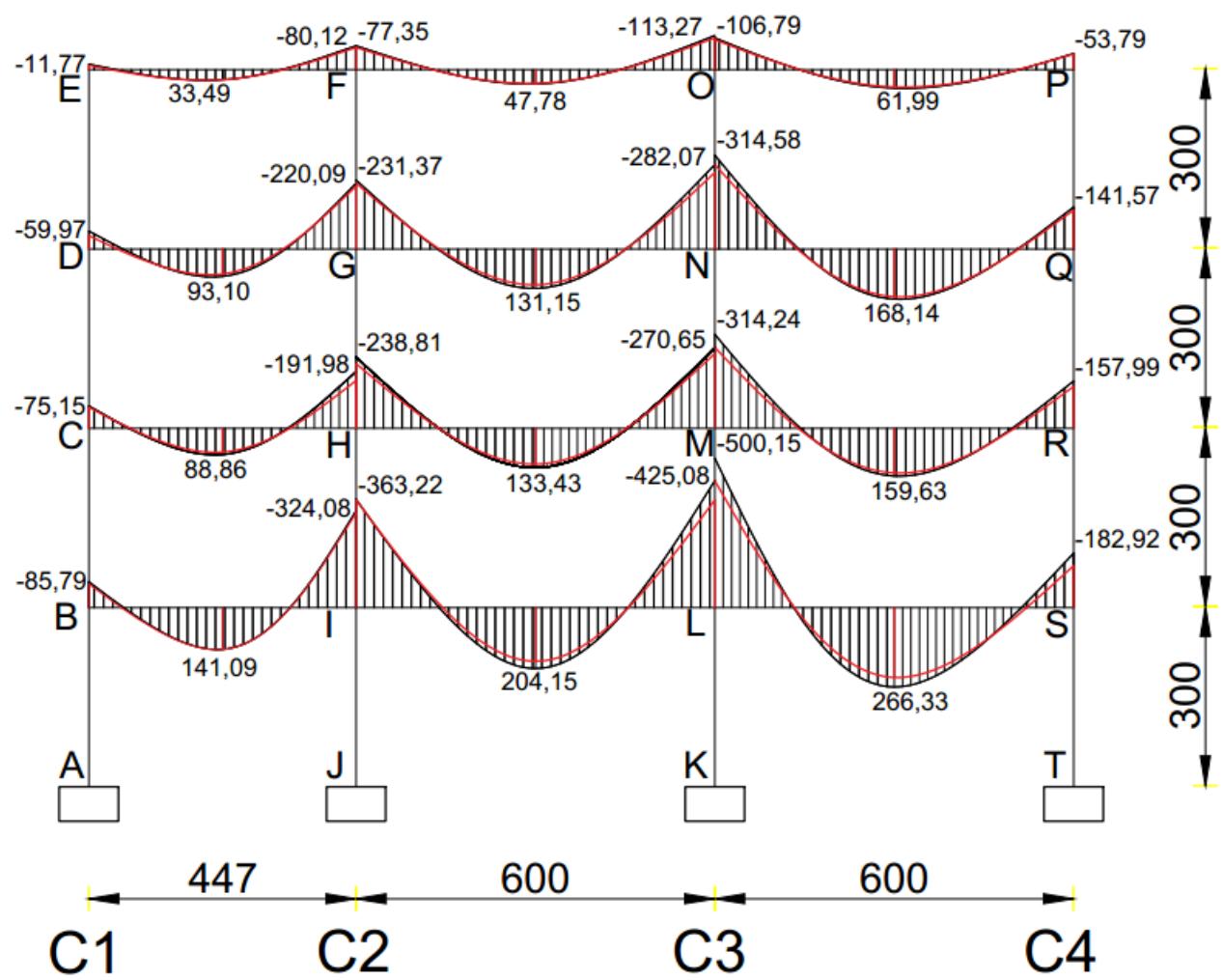


Figure 17 : Courbe enveloppe du moment fléchissants à l'ELU [KN.m]

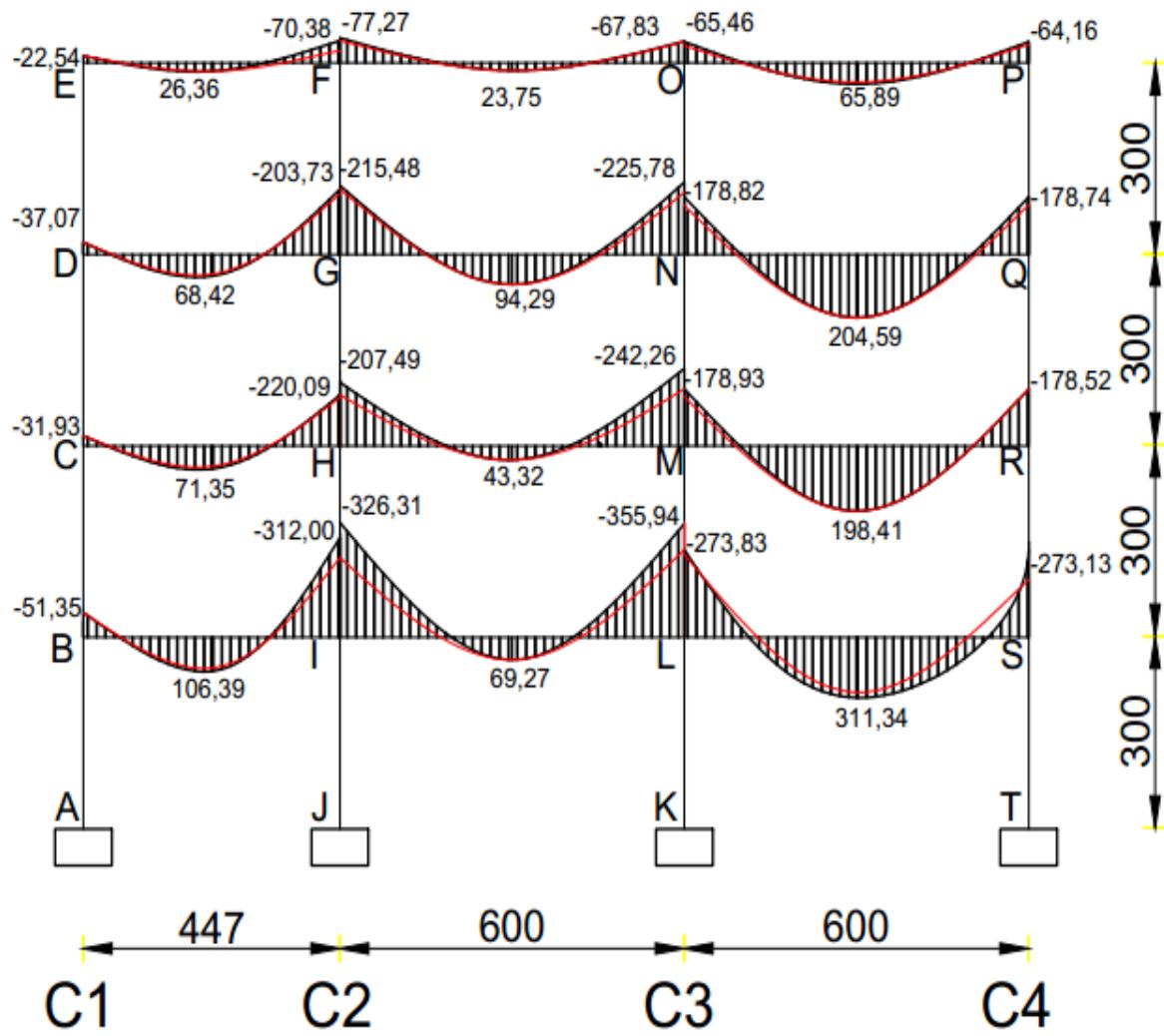


Figure 18 : Courbe enveloppe du moment fléchissant à l'ELS [KN.m]

6.3 Conclusion partielle :

L'objectif de cette partie est de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les poteaux et les poutres à l'aide de la méthode de CROSS. Ces résultats nous sont essentiels pour le dimensionnement de l'ouvrage proprement dit. D'où la nécessité du chapitre suivant.

Chapitre 7 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME

Dans ce chapitre, on va déterminer la quantité des armatures nécessaires pour chaque élément de la structure. De ce fait, le calcul de dimensionnement des ouvrages suivra les règles techniques de conception et la méthode des états limites BAEL91/99.

7.1 Hypothèses de calcul :

Les calculs se feront dans le principe des états-limites avec lequel doivent être satisfait toutes les conditions y afférentes.

7.1.1 Etat limite :

Un état limite est un état où les conditions primordiales sont satisfaites et arrêteront de l'être dans le cas de modification défavorable des charges.

Dans ce cas, on distingue deux états limites pour le calcul d'une section en BA :

- **Etat Limite Ultime (ELU)** : étudie les comportements du béton, l'équilibre statique et la capacité portante maximale qu'un ouvrage peut atteindre.

On distingue :

- ✓ L'état-limite ultime d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage ;
- ✓ L'état-limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.

- **Etat Limite de Service (ELS)** : il est lié à la condition de déformation excessive, de fissuration excessive et de durabilité de l'ouvrage. Il tient en compte aussi les ouvertures des fissures et la compression du béton. La vérification des contraintes du béton et de l'acier se fait à ELS, et dans le cas où les contraintes ne passent pas on redimensionne la section ; on distingue ainsi :

- ✓ L'état-limite de service vis-à-vis de la compression du béton : des désordres graves peuvent apparaître dans l'élément ;
- ✓ L'état-limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage ; des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques peuvent également ne pas être respectés ;
- ✓ L'état-limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres : fissuration de cloison ou de carrelages sur une dalle trop fléchie par exemple.

7.1.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

- La fissuration est considérée comme Peu Préjudiciable lorsque :
 - ✓ Les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations ;
 - ✓ Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.
- La fissuration est considérée comme Préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce (condition acceptée en accord avec le Maître de l'ouvrage) ;
- La fissuration est considérée comme Très Préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

7.1.3 Caractéristiques du béton :

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est dosé à 350 Kg/m³ en utilisant un liant hydraulique (CEM I 42.5) mis en œuvre sur chantier dans des conditions de fabrication courantes. Ces conditions nous ont permis de choisir comme résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours de :

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge est conventionnellement donnée par la formule qui suit :

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Dans ce cas, nous avons :

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

c. Résistance de calcul du béton en compression :

Elle est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Résistance de calcul en compression à l'ELU

θ : Coefficient de température ;

$$\theta = 1 \text{ pour } t > 24h$$

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1h < t < 24h$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1h$$

t : Durée d'Application des charges

Dans notre cas, on a : $\theta = 1$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton

$\gamma_b = 1,5$ Pour la combinaison fondamentale

$\gamma_b = 1,15$ Pour la combinaison accidentelle

Ici, nous prendrons comme valeur de γ_b celle de la combinaison fondamentale, c'est-à-dire

$\gamma_b = 1,5$

Alors nous avons :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

d. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton en service est limitée à :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm\ bc}$$

Avec $\sigma_{adm\ bc} = 0,6 f_{c28}$

Nous avons $\sigma_{adm\ bc} = 15 \text{ MPa}$

Où

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton ;

$\sigma_{adm\ bc}$: Contrainte de compression admissible du béton ;

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

7.1.4 Caractéristique des aciers :

Pour le calcul, on utilise des aciers à haute adhérence **Fe E 500**.

Alors, nous avons : **$f_e = 500 \text{ MPa}$**

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_{ed} : Résistance de calcul de l'acier à l'ELU ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_s = 1.15$ Pour combinaison fondamentale

$\gamma_s = 1$ pour combinaison accidentelle

Dans notre étude, on utilise la combinaison fondamentale. $\gamma_s = 1.15$

Alors, on a

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

On considère une fissuration peu préjudiciable avec un enrobage de 2.5 cm. Dans ce cas, la contrainte de l'acier en service n'est pas limitée.

7.2 Etude de gros œuvre :

7.2.1 Poutre :

Les poutres sont des solides à ligne moyenne droite à section rectangulaire, en T, ou en I. Elles sont souvent posées ou semi-encastrées horizontalement avec les poteaux ou murs porteurs. Les effets des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les poutres sont grands vis-à-vis des efforts normaux. Par conséquent, elles sont supposées soumises à la flexion simple.

a. Rôles :

La Poutre a pour rôle de :

- Supporter le mur (s'il existe) ;

- Supporter les planchers ;
 - Transmettre les charges aux poteaux ;
 - Elle participe aussi à la stabilité de la structure.
- b. Choix de la poutre à étudier :

Les valeurs des sollicitations après calcul nous indiquent que c'est la poutre du premier niveau qui est la plus sollicitée de toutes. Nous allons donc étudier la poutre en question et le calcul des armatures est effectué suivant les règles BAEL91 modifiées 99.

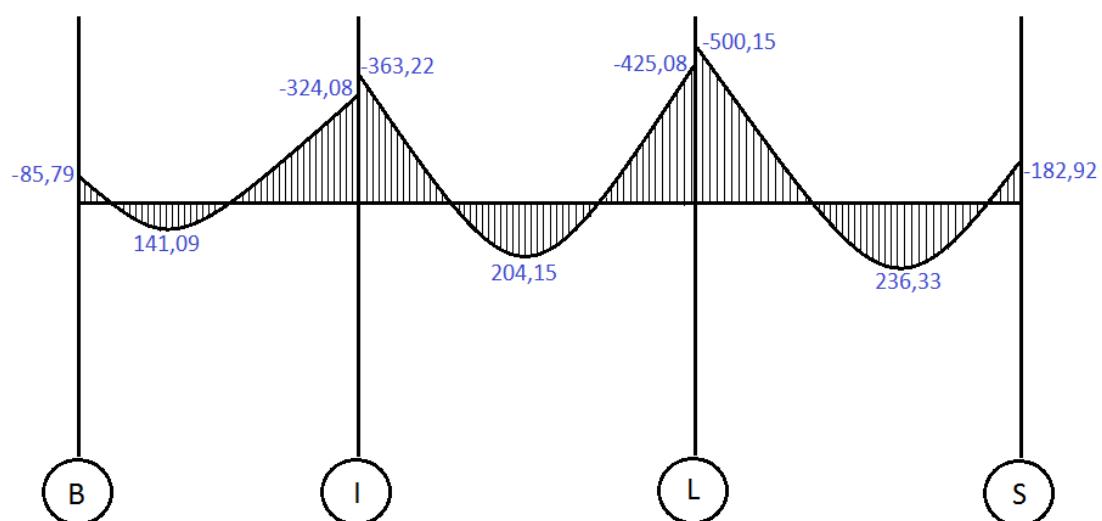


Figure 19 : Valeurs des moments fléchissants à l'ELU [KN.m]

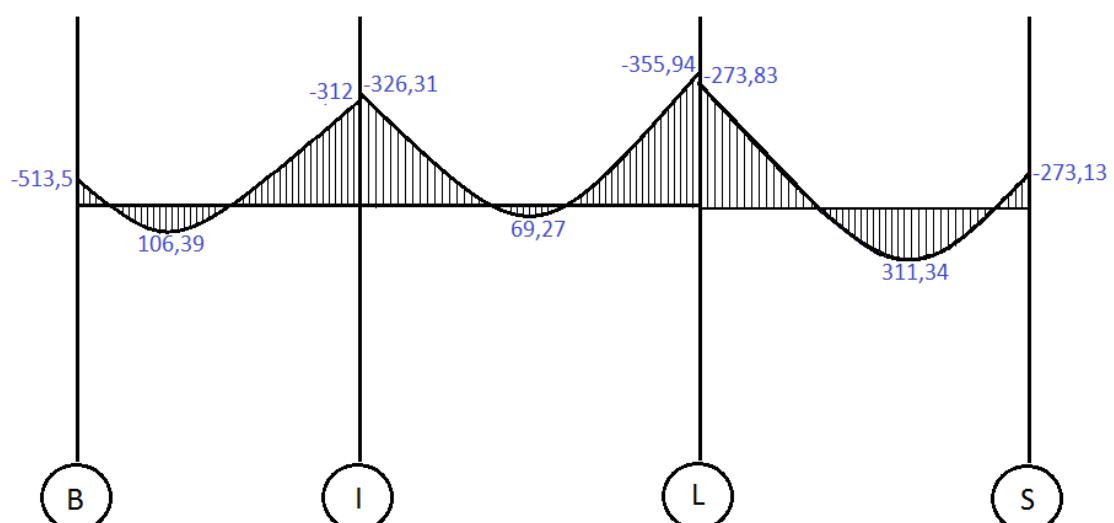


Figure 20 : Valeurs des moments fléchissants à l'ELS [KN.m]

c. Caractéristiques de la poutre :

Dimensions : $b_0 = 0.22\text{m}$, $h = 0.60\text{m}$

Nombre de travées : La poutre comporte 3 travées de même inertie

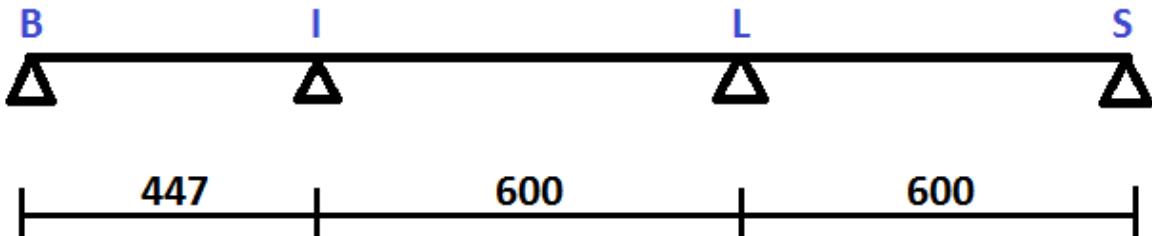


Figure 21 : Modélisation de la poutre transversale

d. Armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures d'une poutre à étudier, la fissuration est peu préjudiciable et les calculs seront conduits à l'ELU.

Le moment réduit est donné par la relation suivante :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}}$$

Avec

d : La distance du centre de gravité des aciers tendus à la fibre la plus comprimée, $d = 0.9\text{ h}$
 $= 0.9 \times 0.60 = 0.540\text{ m}$

Ici, $\mu_{lu} = 0.371$ car on utilise des aciers en Fe E 500

Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$, on a une Section à Simple Armature.

Si $\mu_{bu} > \mu_{lu}$, alors on a une Section à Double Armature.

Calcul de μ_{bu} sur chaque appui :

Calculons la valeur de μ_{bu} sur l'appui L et la travée LS puis résumons dans un tableau les valeurs des autres appuis et travées.

Sur l'appui L, on a : $M_u = 500,15\text{ kN.m}$ soit $0,500\text{ MN.m}$

$$M_{ser} = 355,94 \text{ kN.m} \text{ soit } 0,356 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a: } \mu_{bu} = \frac{0,5}{0,22 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,549 > \mu_{lu} = 0,371$$

Alors la section est à double armature.

Sur la travée LS, on a : $M_u = 266,33 \text{ KN.m}$ soit $0,266 \text{ MN.m}$

$$M_{ser} = 311,34 \text{ KN.m} \text{ soit } 0,311 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a: } \mu_{bu} = \frac{0,266}{0,22 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,292 < \mu_{lu} = 0,371$$

Alors la section est simplement armée.

Tableau 30 : Détermination de l'armature de la poutre

Poutre	B I			I L			L S		
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite
$M_u [\text{MN.m}]$	0,086	0,141	0,063	0,363	0,204	0,425	0,500	0,266	0,183
$M_{ser} [\text{MN.m}]$	0,051	0,106	0,114	0,326	0,069	0,356	0,274	0,311	0,273
μ_{bu}	0,094	0,155	0,069	0,399	0,224	0,467	0,549	0,292	0,201
μ_{lu}	0,371								
Sections	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$: SSA			SDA	SSA	SDA	SSA		

Pour les sections simplement armées, on prévoit des armatures de montage dans la partie comprimée pour assurer une bonne fixation des armatures transversales lors du ferraillage.

❖ Section à Simple Armature (SSA):

La section à simple armature consiste à calculer uniquement les armatures tendues (des armatures comprimées non nécessaires.)

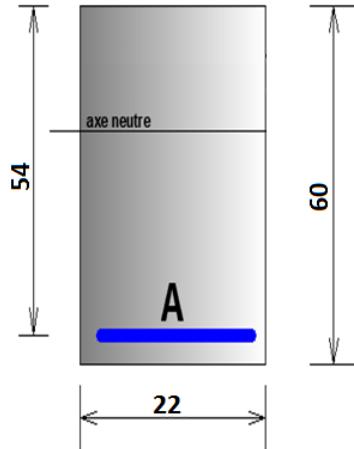


Figure 22 : Coupe d'une poutre de section à simple armature

On a:

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}$$

Avec : $-A_u$: La section des armatures longitudinales (tendues)

$-\text{Mu}$: Le moment à l'ELU

$-Zb$: Le bras de levier

Où : $Zb = d (1 - 0.4\alpha)$ si $0.30 \leq \mu_{bu} \leq \mu_{lu}$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Zb = d (1 - 0.6\mu_{bu}) \text{ si } \mu_{bu} < 0.30$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min}$$

L'armature longitudinale est déterminée en choisissant le maximum de A_u et A_{min} c'est-à-dire:

$$A = \max (A_u ; A_{min})$$

$$\text{Avec } A_{min} = \text{Sup} \left\{ \frac{b_0 h}{1000} ; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \text{Sup}\{1,32; 1,14\}$$

$$A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Tableau 31 : Armatures longitudinales sur les poutres de section à simple armature

Poutre	B I			I L			L S		
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite
Mu [MN.m]	0,086	0,141	0,063	0,363	0,204	0,425	0,5	0,266	0,183
Mser [MN.m]	0,051	0,106	0,114	0,326	0,069	0,356	0,274	0,311	0,273
μ_{bu}	0,094	0,155	0,069	0,399	0,224	0,467	0,549	0,292	0,201
μ_{lu}	0,371								
Sections	SSA			SDA	SSA	SDA		SSA	
Zb	0,510	0,490	0,518	-	0,467	-	-	0,445	0,475
Au (cm ²)	3,880	6,618	2,798	-	10,033	-	-	13,729	8,859
Amin (cm ²)	1,32	1,32	1,32	-	1,32	-	-	1,32	1,32
A	3,880	6,618	2,798	-	10,033	-	-	13,729	8,859
Choix	6HA10	6HA12	6HA8	-	6HA16	-	-	9HA14	6HA14
	4,71	6,79	3,02	-	12,06	-	-	13,85	9,24

❖ Section à Double Armature (SDA):

La section à double armature consiste à calculer A et la section A' des armatures comprimées complémentaires.

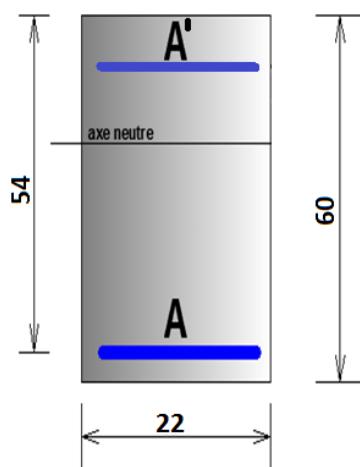


Figure 23 : Coupe d'une poutre de section à double armatures

$$M_{lu} = \mu_{lu} b_o d^2 f_{bu}$$

Ainsi $A = \frac{M_u}{z_{bl} \times f_{ed}} + A' \frac{\sigma_{ce}}{f_{ed}}$

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}}$$

$$\sigma_{sce} = 9\gamma \times f_{c28} - \frac{d'}{d} (13f_{c28} + 415)$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Z_{bl} : Bras de levier limite de l'effort de compression

Tel que $Z_{bl} = d(1 - 0,4\alpha_1)$ avec $\alpha_1 = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}})$

Tableau 32 : Armatures longitudinales sur les poutres de section à double armature

Poutre	I L			L S						
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite				
M_u [MN.m]	0,363	0,204	0,425	0,5	0,266	0,183				
M_{ser} [MN.m]	0,326	0,069	0,356	0,274	0,311	0,273				
μ_{bu}	0,399	0,224	0,467	0,549	0,292	0,201				
μ_{lu}	0,371									
Sections	SDA	SSA	SDA		SSA					
M_{lu}	0,338									
α1	0,615									
Z_{bl}	0,407									
γ	1,113	-	1,194	1,825	-	-				
σ_{sce}	168,315	-	186,387	328,362	-	-				
A'	3,099	-	9,728	10,280	-	-				

Choix	3HA12	-	6HA16	6HA16	-	-
A	21,695	-	28,165	35,992	-	-
Choix	8HA20	-	6HA25	8HA25	-	-

e- Armatures d'âme :

L'espacement des armatures d'âme est en fonction de l'importance de l'intensité des efforts tranchants.

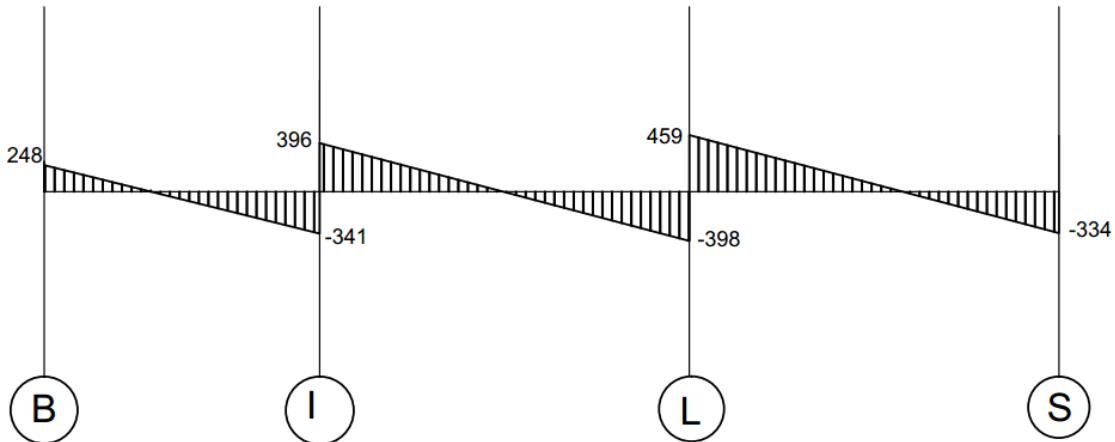


Figure 24 : Valeurs des efforts tranchants à l'ELU (kN)

Ils ont pour rôle d'équilibrer les efforts tranchants. Pourtant, ils peuvent être utiles ou non selon la valeur de la contrainte tangente conventionnelle τ_u de chaque poutre.

Soient C_1 , C_2 et C_3 la première, la deuxième et la troisième condition, telles que :

- Valeur de C_1 , C_2 et C_3

$$C_1 = \min \left[\frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b}; 1.5 \right] = \min[1.17; 1.5] = 1.17 \text{ MPa}$$

$$C_2 = \min \left[\frac{0.20 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] = \min[3.33; 5] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$C_3 = \min \left[\frac{0.27 * f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right] = \min[4.50; 7] = 4.50 \text{ MPa}$$

- Si $\tau_u < C_1$: les armatures d'âme ne sont pas nécessaires ;

- Si $\tau_u \geq C_1$: les armatures d'âme sont nécessaires, mais :

Si $C_1 \leq \tau_u < C_2$: des armatures droites (ou verticales) sont nécessaires et suffisantes ;

Si $C_2 \leq \tau_u < C_3$: il nous faut des armatures d'âme obliques ;

Si $\tau_u \geq C_3$: on aura besoin des armatures mixtes (droites et obliques).

- Contrainte tangente conventionnelle τ_{uo}

Elle est définie par la relation : $\tau_{uo} = \frac{V_{uo}}{b_o d}$

Tel que : $V_{uo} = V_{max} - p_u * \frac{5h}{6}$

Où : V_{uo} : Effort tranchant correspondant à la contrainte tangente conventionnelle ;

V_{max} : Effort tranchant maximal au niveau de la poutre ;

p_u : Charge agissant sur la poutre.

D'où ce tableau :

Tableau 33 : Nécessité et nature des armatures d'âme

Poutre	B I		I L		L S	
Appuis	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
V_u (MN)	0,040	0,056	0,164	0,147	0,108	0,020
V_{max} (MN)		0,056		0,164		0,108
p_u (MN)		0,020		0,056		0,048
V_{uo} (MN)		0,048		0,141		0,088
τ_{uo} (MPa)		0,481		1,421		0,889
Constatation	$\tau_{uo} < C_1$		$C_1 < \tau_{uo} < C_2$		$\tau_{uo} > C_2$	
Conclusion	Armatures d'âme non nécessaires		Armatures d'âme droite nécessaires		Armatures d'âme non nécessaires	

Mais pour les cas où on n'a pas besoin des armatures d'âme, il faut encore mettre des armatures transversales pour maintenir les armatures longitudinales en place, tel que :

L'espacement $S_t \leq \bar{S}_t = \min \{15 \phi_l; b_o + 10; 40\}$ (48)

Avec : $\Phi_l = 1.2 \text{ cm}$ et $b_o = 22 \text{ cm}$

D'où : $\bar{S}_t = 18 \text{ cm}$

Prenons donc $S_t = 15 \text{ cm}$

- Diamètre des armatures d'âme

Soit Φ_t le diamètre des armatures d'âme, tel que : $\Phi_t \leq \min \{\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\}$

On a, après calcul, $\Phi_t \leq 14.29 \text{ mm}$, or $6 \text{ mm} \leq \Phi_t \leq 12 \text{ mm}$

Sachant que : $\Phi_t = 0.3 * \Phi_l = 0.3 * 16 = 4.8 \text{ mm}$

Prenons donc : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

- Répartition des armatures d'âme le long de la poutre

On va faire les calculs suivant la méthode de CAQUOT.

D'après cette méthode, les étapes de calcul sont comme suit :

- Calculer l'espacement des armatures S_{to} et correspondre sa valeur avec les espacements normalisés suivants : 7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 35 – 40 ;

Tel que : $S_{to} = \theta_o * A_t$

$$\text{Où : } \theta_o = \frac{0.9 * f_e / \gamma_s}{b_o (\tau_{uo} - 0.3 \text{ k ft28})}$$

$A_t = 4 * \frac{\pi \Phi_t^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$: Section globale d'armatures transversales ;

$k=1$: Pour le cas de FPP.

- Vérifier que $S_{to} \leq S_t^-$ où $S_t^- = \min \{0.9d ; 40 ; \frac{A_t f_{et}}{0.4 b_o}\}$;

- Placer la première armature d'âme à $\frac{S_{to}}{2}$ du nu d'appui ;

- Répéter S_{to} n fois afin de couvrir $5 h/6$;

Tel que : $n \geq \frac{1}{6} \left(\frac{5h}{S_{to}-3} \right)$

- Calculer l' l'_o

Tel que : $l'_o = \left(\frac{l_o - 5h}{6} \right) \left(\frac{1 - 0.3 k ft28}{\tau_{uo}} \right) \text{ (m)}$

Avec l_o : Distance où l'effort tranchant s'annule.

D'où :

Tableau 34 : Etapes de calcul de la répartition des armatures suivant la méthode de CAQUOT

Poutre	I L
θ_o (cm ²)	29,74
A_t (cm ²)	1,13
St_o (cm)	34
St_o selon la norme	25
St (cm)	40
Conclusion	Condition vérifiée car $St_o < St$
N	2
l_o (m)	3,63
l'_o (m)	1,79

On a donc :

Tableau 35 : Répartition des armatures d'âme sur la poutre B I

Nombre de répétition : l'_o	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79
Nombre cumulé	1,79	3,58	5,37	7,16	8,95	10,74	12,53	14,32	16,11
Nombre arrondi	2	4	5	7	9	11	13	14	16
Nombre pratique	2	2	1	2	2	2	2	1	2
Espacement (cm)	9	10	11	13	16	20	25	35	40

- Vérification vis-à-vis de la contrainte d'adhérence des barres tendues

Il faut que : $\tau_{sc} \leq \tau_{scu}$

$$\text{Telle que : } \tau_{sc} = \frac{V_u}{0.9 \text{ d u}} \text{ et } \tau_{scu} = \Psi_s f_{t28} \quad (56)$$

Où :

V_u : Effort tranchant sur chaque appui ;

$u = m\pi\Phi$: Périmètre utile ;

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient de scellement pour les aciers HA.

On a donc :

Tableau 36 : Vérification vis-à-vis de la contrainte d'adhérence des barres tendues

Poutre	B I		I L		L S	
Appuis	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
V_u (MN)	0,040	0,056	0,164	0,147	0,108	0,020
u (m)	0,075	0,113	0,283	0,283	0,226	0,094
τ_{sc} (MPa)	1,311	1,223	1,433	1,284	1,180	0,524
τ_{scu} (MPa)	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
Conclusion	Condition vérifiée car $\tau_{sc} < \tau_{scu}$					

- Plan de ferraillage

Il va être présenté dans l'annexe

7.2.2. Plancher en dalle pleine :

Les planchers de bâtiment sont des aires horizontales destinées à limiter les étages et à recevoir les revêtements de sol. Ils doivent remplir les fonctions principales suivantes :

- Assurer la transmission des charges permanentes et d'exploitation aux porteurs verticaux ;
- Assurer la stabilité au feu pendant le temps nécessaire à l'intervention des moyens de protection ;
- Participer à la distribution des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- Assurer l'isolation acoustique et thermique des différents niveaux, l'isolation thermique est généralement considérée pour des niveaux exposés horizontaux.

Les planchers de l'immeuble sont en dalle pleine, c'est-à-dire entièrement en béton coulé sur place, le ferraillage étant réalisé au préalable. Dans notre étude nous allons considérer les dalles d'étage qui, selon le prédimensionnement, ont une même épaisseur ($e = 15$ cm).

a. Calcul de sollicitations

- Charge permanente :

Cette charge correspond au poids propre de la dalle et du revêtement.

Tels que :

- L'épaisseur de la dalle est de 14 cm et le poids volumique du béton armé est 25 kN/m^3

- Son revêtement en carrelage est de poids surfacique $0,2 \text{ kN/m}^2$

D'où : $G = 3.95 \text{ kN/m}^2$

➤ Charge d'exploitation :

Il s'agit d'un rangement ayant pour valeur de surcharge de 10 kN/m^2 .

Ces charges doivent être déterminées pour la combinaison d'actions la plus défavorable, c'est-à-dire :

- A l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- A l'ELS : $G + Q$

Soient :

- p_u : la charge du plancher à l'ELU ;
- p_{ser} : la charge du plancher à l'ELS.

D'où :

Tableau 37 : : Evaluation des charges

$G (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$p_u (\text{kN/m})$	$p_{ser} (\text{kN/m})$
3,95	10	20,33	13,95

b. Calcul de sollicitations

On désigne par :

- l_x : le sens de la plus petite portée
- l_y : le sens de la plus grande portée

On a

$$\begin{aligned} l_x &= 6 \text{ m} \\ l_y &= 6,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Le coefficient : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,97$

$\alpha = 0,97 > 0,40$: on admet donc que la dalle porte dans deux sens (dans le sens de l_x et l_y)

c. Moment au centre de la dalle

Selon les règles de BAEL 91 modifiées 99 :

Nous commencerons par déterminer les moments suivant l_x et suivant l_y , en supposant que la dalle repose librement sur son pourtour. Pour une dalle de dimensions l_x et l_y reposant librement sur son pourtour et soumise à une charge uniformément répartie couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_{ox} = \mu_x P l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la portée : } M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9 \alpha)$$

Donc : $\mu_x = 0.044$ et $\mu_y = 0.933$

Les moments dans les panneaux réels sont égaux aux moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

Soient : M_{ax}, M_{ay} : Les moments aux appuis ;

M_{tx}, M_{ty} : Les moments en travée.

Tels que :

- Suivant la petite portée l_x

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} \text{ et } M_{tx} = 0.85 M_{ox}$$

- Suivant la grande portée l_y

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} \text{ et } M_{ty} = 0.7 M_{oy}$$

Tableau 38 : Moments de la dalle isostatique

lx (m)	ly (m)	μ_x	μ_y	A l'ELU (MN.m /m)		A l'ELS (MN.m /m)	
				M_{ox}	M_{oy}	M_{ox}	M_{oy}
6	6,2	0,044	0,933	32,53	30,34	22,32	20,82

e. Moment réel sur la dalle

Les moments dans les panneaux réels sont égaux aux moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

Soient :

M_{ax}, M_{ay} : Les moments aux appuis ;

M_{tx}, M_{ty} : Les moments en travée.

Tels que :

- Suivant la petite portée lx

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} \text{ et } M_{tx} = 0.7 M_{ox} \quad (62)$$

- Suivant la grande portée ly

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} \text{ et } M_{ty} = 0.7 M_{oy} \quad (63)$$

D'où :

Tableau 39 : Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELU

Portée	Suivant lx		Suivant ly	
	M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}
(kN.m)	-16,27	27,65	-15,17	21,24

Tableau 40 : Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELS

Portée	Suivant lx		Suivant ly	
	M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}
(kN.m)	-6,70	18,97	-10,41	14,57

f. Armatures principales sur la dalle

La fissuration est peu préjudiciable donc le calcul sera mené à l'ELU.

Pour ce calcul, on va suivre l'organigramme de calcul présenté dans l'annexe

➤ Type de section

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$: SSA ;
- Si $\mu_{bu} > \mu_{lu}$: SDA.

Avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} : \text{Moment réduit} ;$$

μ_{lu} : Moment réduit limite tel que $\mu_{lu} = 0.372$ pour FE E 500 ;

$$d = 0.9 \text{ h} = 0.13\text{m}$$

On a :

Tableau 41 : Type de section de la dalle

Dalle	Suivant la petite portée l_x			Suivant la petite portée l_y		
	Appui Gauche	Travée	Appui droite	Appui gauche	Travée	Appui droite
M_u (kN.m)	16,27	27,65	16,27	15,17	21,24	15,17
M_{umax} (kN.m)	27,65			21,24		
μ_{bu}	0,213			0,164		
μ_{lu}	0,372			0,372		
Sections	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$: SSA					

➤ Les armatures principales

$$A = \text{Max} (A_u; A_{min})$$

Avec : $A_u = M_u / z_b f_{ed}$ et $A_{min} = \text{Max} (B / 1000 ; 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e)$

Tel que : $zb = d (1 - 0.6\mu)$ (calcul simplifié) car $\mu_{bu} < 0.30$

On a :

Tableau 42 : Armatures principales de la dalle

Dalle	Suivant la petite portée l_x	Suivant la petite portée l_y
zb	0,11	0,12
A_u (cm ² /m)	5,61	4,17
A_{min} (cm ²)	1,69	1,69
A (cm ² /m)	5,61	4,17
Choix d'armatures	HA10	HA8
Espacement S_t (cm)	25	25

g. Armatures d'âme

Comme on a déjà vu précédemment :

- Si $\tau_u < C_1$: les armatures d'âme ne sont pas nécessaires ;
- Si $\tau_u \geq C_1$: les armatures d'âme sont nécessaires.

Tel que : $C_1 = \text{Min} \{0.07*f_{c28}/\gamma_b ; 1.5\} = 1.167 \text{ MPa}$

$\tau_u = V_u / b_o d$: Contrainte tangente conventionnelle ;

V_u : Effort tranchant par unité de longueur

Où :

- Au milieu de l_x : $V_u = \frac{P}{3ly}$

- Au milieu de l_y : $V_u = \frac{P}{(2lx + ly)}$

P : Charge totale uniformément repartie sur la plaque

Comme : $l_x = 6.00m$, $l_y = 6.20m$, $b_o = 1.0 m$, $d = 0.13m$

D'où :

Tableau 43 : Vérification de la nécessité des armatures d'âme de la dalle

	Suivant la petite portée l_x	Suivant la petite portée l_y
P (MN)	1,025	
V_u (MN/m)	0,05	0,069
τ_u (MPa)	0,39	0,53
Conclusion	$\tau_u < C_1$: donc les armatures d'âme ne sont pas nécessaires pour la dalle	

Le plan de ferraillage de cette dalle est présenté dans l'annexe.

7.2.3. Poteau :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à la compression.

Pour la suite, on va étudier les poteaux de la file la plus défavorable, c'est le cas de la file C. C1 et C4 représentent les poteaux de rive et C2 et C3 représentent les poteaux intérieurs.

La fissuration est peu préjudiciable.

1. Elancement

Le risque de flambement est défini en fonction de l'élancement λ tel que : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

Avec :

l_f : La longueur de flambement où $l_f = 0.7 l_o$ (car les poteaux sont encastrés à ces deux extrémités);

l_o : La longueur libre du poteau ;

a : Le petit côté de la section du poteau.

On a, donc :

Tableau 44 : Elancement des poteaux

	a (m)	l _o (m)	l _f (m)	λ
Poteau de rive	0,3	3,1	2,17	25,06
Poteau intérieur	0,3	3,1	2,17	25,06

Puisque $\lambda < 35$ donc la compression centrée est assurée.

2. Armatures longitudinales

Le calcul sera mené à l'ELU.

a. La section de l'armature longitudinale

La section de l'armature longitudinale est obtenue par la formule :

$$A = \frac{1}{0.85f_{ed}} \left(\beta N_u - \frac{B_r \times f_{bu}}{0.9} \right)$$

Avec :

β : fonction de l'élancement, tel que $\beta = 1 + 0.2 * (\frac{\lambda}{35})^2$ (car $\lambda < 35$) ;

N_u : Effort normal résistant ;

B_r : Section réduite du poteau, telle que $B_r = (a - 0,02) * (b - 0,02)$.

$$B_r = \prod (a - 0.02)^2 / 4$$

D'où :

Tableau 45 : Calcul de la section des armatures longitudinales

A (cm ²)	a (cm)	b (cm)	β	N_u (MN)	B_r (cm ²)	A (cm ²)
C1	30	30	1,1	0,39	899	- 2,67
C2	30	60	1,1	0,88	1798	- 5,04
C3	30	60	1,1	1,01	1798	- 4,65
C4	30	30	1,1	0,50	899	- 2,34

b. La section minimale des armatures : A_{min}

$$\text{Sachant que : } A_{min} = \text{Max} (4 \mu ; 0,2 B / 100) \quad (75)$$

Avec :

μ : Le périmètre de la section du poteau tel que $\mu = 2(a+b)$;

B : La section réelle du poteau telle que $B = a * b$.

D'où : $A_{\min} = 3.60 \text{ cm}^2$

c. La section maximale des armatures A_{\max}

Sachant que : $A_{\max} = \frac{5B}{100}$

Donc $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$

d. L'effort ultime

Condition de sécurité :

$$N_u \leq N_{u,\lim} \text{ tel que } N_{u,\lim} = \alpha [B_r f_{c28} / 0.9 \gamma_b + A_f e / \gamma_s]$$

Avec $\alpha = \frac{0.85}{\beta}$

a. Conclusion

Il faut que : $A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$

Mais si $A < A_{\min}$; alors $A = A_{\min}$

D'où :

Tableau 46 : Armatures longitudinales des poteaux

Poteau	A (cm^2)	Armatures longitudinales	N_u (MN)	$N_{u,\lim}$ (MN)
C1	4,8	4HA14	6,16	0,39
C2	7,2	6HA14	9,24	0,88
C3	7,2	6HA14	9,24	1,01
C4	4,8	4HA14	6,16	0,50

$N_u < N_{u,\lim}$, donc la condition de sécurité est vérifiée.

3. Armatures transversales

a. Diamètre \emptyset_t des armatures transversales

En pratique : $\emptyset_t = 0,3 \emptyset_l$

A condition que : $6 \text{ mm} \leq \emptyset_t \leq 12 \text{ mm}$

Comme $\emptyset_l \text{ max} = 12 \text{ mm}$

Alors $\emptyset_t = 3.6 \text{ mm}$

Soit $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

b. Espacement des armatures transversales

Il faut espacer les armatures tant dans la zone courante que dans la zone de recouvrement.

➤ Zone courante

L'espacement des armatures dans la zone courante est obtenu par la relation :

$$S_{tc} \leq \text{Min} (15 \emptyset_l \text{ min} ; a+10 ; 40)$$

Tableau 47 : Zone courante

Poteau	$\emptyset_l \text{ min}$	$15 \emptyset_l \text{ min}$	$a + 10$	S_{tc}
C1	10	15	32	15

➤ Zone de recouvrement

Celui dans la zone de recouvrement est défini par la relation :

$$S_{tr} = \frac{l'_r - 4\emptyset_l}{x-1}$$

Avec :

l'_r : La longueur de recouvrement telle que $l'_r = 0,6 l_s$;

l_s : La longueur de scellement telle que $l_s = \frac{\emptyset_l f_e}{4\tau_{su}} = 44 \text{ cm}$;

τ_{su} : La contrainte ultime d'adhérence telle que $\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$;

Ψ_s : Le coefficient de scellement tel que $\Psi_s = 1,5$ pour HA ;

x : Le nombre de nappes d'armatures de couture ;

Tableau 48 : Zone de recouvrement

Poteau	$\emptyset_l \text{ max} (\text{mm})$	$l_s (\text{cm})$	$l'_r (\text{cm})$	$S_{tr} (\text{cm})$
C1	12	53	32	13

Le plan de ferraillage est présenté à l'annexe

7.2.4 La fondation :

a. Définitions

La fondation se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le type de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit il a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et on devrait procéder à son renforcement.

b. Stabilité

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, et des forces obliques.

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux -ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type de la structure de fondation à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

c. Choix du type de fondation

Lorsque les couches de terrain susceptible de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles ; lorsque ces couches sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes qui peuvent prendre appui sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant (On mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage) ; Dans les situations intermédiaires, lorsque la couche d'appui est à une distance moyenne de la base de l'ouvrage, on réalise un massif de béton grossier reposant sur cette couche et supportant la fondation proprement dite.

Dans tous les cas, nous considérons ici la semelle, élément placé immédiatement à la base de l'ouvrage (Poteau) et qui transmet les charges de cet ouvrage à son appui qui pourra ainsi être le sol, un massif de gros béton ou des pieux.

Suite à l'étude géotechnique réalisée préalablement au laboratoire, les sols de fondation sont constitués d'un « **limon sableux micacé jaunâtre** », elle a noté que la fondation convenable pour la construction est une **semelle isolée**.

La méthode de fondation consistant à terrasser le sol médiocre sur une certaine épaisseur et à le remplacer par un matériau graveleux de bonne qualité et fortement compacté, paraît être une méthode relativement sûre et très compétitive vis-à-vis des solutions pieux parce que son exécution est moins difficile et moins coûteuse par rapport à ce dernier.

d. Dimensionnement de la semelle :

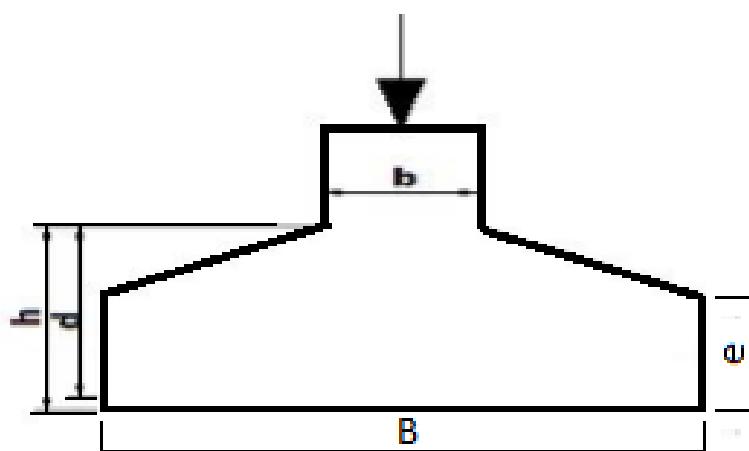


Figure 25 : Les dimensions de la semelle isolé

Nous allons dimensionner celle du poteau P4

➤ Hypothèse de calcul :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm,sol} = 6$ bars
- $N_{ser} = 1.26$ MN
- La section de notre poteau est de 30cm X 30cm.

Tableau 49 : Hypothèses de calcul de la fondation

Béton	Acier
- CEM I 42.5 - Dosage : 350 kg/m ³ - f _{c28} = 25 MPa	- Fe E 500 - f _e = 500 MPa - γ _s = 1,15 :(combinaison fondamentale).
- f _{t28} = 2,1 MPa - σ _{b̄c̄} = 15 MPa - θ = 1 (t ≥ 24 h) - γ _b = 1,5 (combinaison fondamentale) - f _{bu} = 14,17 MPa	- f _{ed} = 435 MPa

➤ Calcul de la semelle :

Elle est définie par :

$$\sigma_s \geq \sigma_{adm}$$

Où σ_s est la contrainte du sol

$$\text{Tel que : } \sigma_s = \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec S = B * A (S : Section de la semelle)

Or, notre poteau a une section de forme carrée, et il est préférable pour l'homogénéité de la section de notre semelle de lui donner la même forme que le poteau. Autrement dit, on aura une semelle isolée de forme carrée.

$$\text{Alors : } S = B^2$$

On a donc :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{adm,sol}$$

$$\text{D'où : } S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

$$B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

- $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}}$

Application numérique :

$$B \geq \sqrt{\frac{125845}{6}}$$

$$B \geq 159 \text{ cm}$$

Prenons pour le poteau P4 une semelle de côté B= 1,60 m

- $B - b \geq d \geq \frac{B-b}{4}$
- $h \geq \frac{B-b}{4} + 5$

Application numérique :

$$1,60 - 0,30 \geq d \geq \frac{1,60 - 0,30}{4}$$

$$130 \text{ cm} \geq d \geq 33 \text{ cm}$$

$$h \geq 33 + 5$$

$$h \geq 38 \text{ cm}$$

On prendra :

d= 35 cm

h= 40 cm

➤ Contrainte au sol

Condition de sécurité : $\sigma_{sol} < \sigma_{sol\bar{r}}$

Telle que : $\sigma_{sol} = (N_{ser} + G) / B^2$

Avec : $G = B^2 * h * 0.025$

Alors : $\sigma_{sol} = 0.5 \text{ MPa}$

Comme : $\sigma_{sol\bar{r}} = 0.6 \text{ MPa}$

On peut dire donc que la condition de sécurité est vérifiée.

Tableau 50 : Dimensionnement de la semelle isolée

N _u (MN)	N _{ser} (MN)	B (m)	h (m)	σ _{sol} (MPa)	σ _{solT} (MPa)
1,55	1,26	1,60	0,40	0,50	0,60
Condition de sécurité vérifiée car σ _{sol} <σ _{solT}					—

➤ Calcul de la section d'armature :

a) Effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1,35(G + \text{Poids Propre Semelle}) + 1,5 Q$$

$$N_u = 1,55 \text{ MN}$$

b) Nappe inférieure :

$$A_u \geq N_u * \frac{(B - b)}{8d * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Application numérique : } A_u \geq 14,95$$

Choix : **10φ14**

c) Espacement :

$$\text{Espacement} = \frac{(B-2)*\text{enrobage}}{\text{nombre de } \phi-1}$$

L'étude de la fondation se résume en : l'étude de la capacité du sol portante et l'étude de la fondation proprement dite. Dans le cas du présent projet, on a eu des essais pressiométriques effectués préalablement par la (LNTPB) et pour le choix de la fondation, on a opté pour la semelle isolée.

7.3 Conclusion partielle :

Les études et dimensionnement effectués dans cette deuxième partie du mémoire concernant les études techniques nous révèlent l'importance des différentes étapes de calcul d'une structure de bâtiment. Pour les éléments de structure, l'étude se base sur l'inventaire de charges qui agissent sur l'élément à étudier, puis à la vérification de la résistance de l'élément vis-à-vis des sollicitations et des déformations. L'étude des assemblages a ensuite été axée sur

l'étude de la résistance des éléments à assembler et des éléments d'assemblages aux sollicitations.

Chapitre 8 : ETUDE DU SECOND OEUVRE

8.1 Assainissement

La structure du réseau d'assainissement est telle qu'elle peut recevoir les eaux pluviales, les eaux de ruissellement ainsi que les eaux polluées par l'activité humaine. Le tracé des réseaux est étudié de manière à permettre l'écoulement et le rejet de l'effluent le plus rapidement possible, sans occasionner de nuisance au voisinage. Les conduites sont calculées pour fonctionner en écoulement libre.

Ainsi, l'assainissement consiste à évacuer trois types d'eaux :

- Les eaux pluviales (EP) ;
- Les eaux vannes (EV) provenant des WC ;
- Les eaux usées (EU) provenant des salles d'eau.

Ce paragraphe a pour but de dimensionner le système d'évacuation de l'ensemble de manière à assurer une évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées provenant des appareils sanitaires et ménagers.

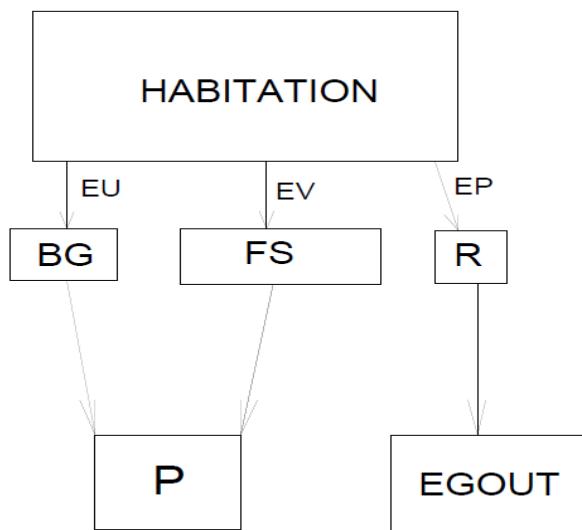


Figure 26 : Système de traitement et d'évacuation des eaux (EP, EU et EV)

8.1.1 Evacuation des eaux pluviales

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par les tuyaux de descente avec entrées d'eau à moignon cylindrique. Les entrées d'eaux pluviales sont généralement constituées de deux parties : la platine et le moignon en plomb d'épaisseur 2,5 mm, assemblées entre elles par soudure ou tout système d'assujettissement étanche.

Le choix d'un diamètre tient compte de l'importance du débit à évacuer. La section des descentes des eaux pluviales (DEP) est calculée de façon à satisfaire la relation suivante :

$$Q_{\text{à évacuer}} = Q_{\text{évacuable}}$$

Le débit maximal à considérer sera celui qui correspond à l'intensité moyenne de précipitation égal à 3l/mn/m² ou 0,05l/s/m². La surface à desservir est inférieure à 10 km², nous pouvons appliquer la méthode rationnelle pour le calcul du débit à évacuer, tel que :

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Avec :

Q : débit à évacuer ;

C : coefficient de ruissellement, égal à 0,9 ;

I : Intensité de précipitation égale à 3l/mn/m² soit 0,05 l/s/m²

A : Surface de la toiture desservie telle que A = 510,57 m².

Par ailleurs, le débit évacuable est lié au diamètre par la formule :

$$Q = V * N * \emptyset^2 * \frac{\pi}{4}$$

Avec :

N : nombre de descente d'eau desservant la surface A (N = 2)

V : vitesse de l'eau dans la conduite (v= 2m/s)

\emptyset : diamètre de la descente d'eau pluviale (DEP)

Le débit à évacuer doit être égal au débit évacuable, d'où nous pouvons tirer le diamètre des DEP :

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 * C * I * A}{N * V * \pi}}$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 * 0,9 * 0,05 * 510,57}{2 * 2 * 3,14}}$$

$$\emptyset = 85,5 \text{ mm}$$

Nous prenons $\emptyset DEP = 100 mm$

Les eaux de pluie seront ensuite collectées dans des regards puis acheminées vers le réseau d'égout.

8.1.2 Evacuation des eaux polluées.

Pour pouvoir évacuer les eaux polluées venant de l'usine, nous allons placer des cunettes aux alentours du dallage du rez-de-chaussée pour la collecte des eaux. Ces eaux seront collectées dans des regards séparateurs de graisse. Une fois traitées, les eaux industrielles seront acheminées vers un regard principal puis rivés vers le réseau d'égout existant.

8.1.3 Fosse septique.

L'entrepôt, objet de ce mémoire est un bâtiment purement industriel. De ce fait, les équipements que nous allons mettre en place concernent uniquement l'exploitation du bâtiment.

8.2 Eclairage

A partir du réseau de distribution, l'alimentation en énergie électrique d'un bâtiment comprend :

- Un branchement placé sous le contrôle de la JIRAMA ;
- Des installations intérieures à la charge des propriétaires.

8.2.1 Objectifs généraux

Les quatre points suivants doivent être assurés obligatoirement :

- La protection du bâtiment contre la foudre dans les Régions exposées ;
- La protection contre les surtensions pour les appareils sensibles ;
- La protection des personnes contre les contacts indirects ;
- Le bon fonctionnement en général de l'installation électrique.

8.2.2 Principe d'installations

Les principes à caractères obligatoires sont les suivants :

- Un même circuit ne doit desservir plus de huit points d'utilisation ;
- Les socles de prise de courant seront alimentés par des circuits différents de ceux alimentant les foyers lumineux.

8.2.3 Dispositifs de protection

- Protection des circuits

Les dispositifs suivants dont les calibrages se trouvent à l'Annexe VI-2 sont choisis :

- Disjoncteurs principaux différentiels de 30 mA qui sont sensibles aux variations brusques de courant et placés à l'origine du circuit ;
- Fusibles.
- Protection du bâtiment

La protection consiste à placer un système de protection extérieure ayant pour fonction de capter les coups de foudre. Les différents éléments suivants sont ainsi mis en place :

- Un paratonnerre à tige installé sur la toiture ;
- Des conducteurs de toiture et de descente en cuivre ou en acier galvanisé et inoxydable.
- Une prise de terre capable de faire écouler dans un temps très court un courant de foudre dans le sol.
- Protection des personnes

Elle est assurée par la mise en place d'une prise de terre, autre que celle du paratonnerre, à laquelle seront reliées notamment les prises de courant de l'installation munies à cet effet de contact de terre et sert à faire écouler un courant de fuite dans le sol.

Ainsi, le choix se porte sur une prise de terre à conducteur posé en boucle à fond de fouille.

8.2.4 Projet d'éclairage

L'éclairage remplit plusieurs fonctions :

- Donner une perception de l'environnement (Eclairage d'ambiance) ;
- Mettre en valeur une partie d'une construction ;
- Permettre d'accomplir une tâche (Eclairage de travail).

Il est essentiel alors de mener une étude du projet d'éclairage ayant pour but de déterminer le nombre de sources lumineuses nécessaires pour chaque local, conformément à sa destination et à son niveau d'éclairement souhaité.

- Eclairements moyens recommandés

L'éclairage d'une pièce répond à sa destination. Le tableau à l'Annexe VI-3 donne les valeurs des éclairements moyens recommandés.

- Choix des luminaires

Pour la présente étude, les deux types de lampes suivantes sont choisis :

- Lampes à incandescences ;
- Tubes fluorescents.

Les caractéristiques de ces types de lampes sont données dans le tableau ci-après.

Tableau 51 : Caractéristiques des lampes

Types de lampe	Longueur [m]	Puissance [Watts]	Flux lumineux [lumens]
Lampes à incandescence	-	40	350
	-	60	600
	-	75	850
	-	100	1300
Tubes fluorescents	60	20	1000
	120	40	2500
	150	65	4000

8.2.5 Calcul du flux lumineux total et du nombre de luminaires

- Indice du local K

Les éclairages étant directs ou semi-directs ou mixtes, l'indice du local est donné par les relations suivantes.

$$K = \frac{ab}{[h(a+b)]}$$

Avec :

a : largeur de la pièce [m]

b : longueur de la pièce [m]

h : hauteur des luminaires au-dessus du plan utile [m]

- Rapport de suspension J

Le rapport de suspension est donné par :

$$J = \frac{(H - h)}{H}$$

Où H : hauteur sous-plafond

Il est à noter que J est pris égal aux valeurs suivantes :

- J = 0 lorsque le luminaire est contre le plafond ;
- J = 1/3 lorsque le luminaire est suspendu.

- Facteur de réflexion

C'est un facteur qui tient compte des couleurs des pièces dont les valeurs sont données dans le tableau à l'Annexe VI-4.

Pour le présent projet, les teintes choisies sont claires pour le plafond, les murs et le sol.

- Facteur d'utilisation U

Donné par les tableaux de l'Annexe VI-5, U est en fonction de J, K, des facteurs de réflexion et de la classe photométrique des luminaires.

- Facteur de dépréciation d

Ce facteur tient compte de la baisse d'efficacité de l'installation d'éclairage liée à la poussière régnant dans la pièce. Soit $d = 1,25$ (empoussièvement faible).

- Flux lumineux total F

C'est à partir du flux lumineux total que le nombre de luminaire nécessaire pour le local étudié est obtenu.

$$F = \frac{E \cdot d \cdot S}{\eta \cdot U}$$

E : Eclairement moyen du local considéré en [lux]

S : Surface de la pièce [m^2]

η : Rendement

- Nombre de luminaires

Ainsi, f étant le flux lumineux d'une unité de luminaire, le nombre de luminaires est :

$$N = \frac{F}{f}$$

- Application

Tableau 52 : Nombre de lumières dans chaque pièce

Locaux	a [m]	b [m]	h [m]	K	E [lx]	Eclairage	U	F [lm]	f [lm]	N [Unité]
Salle de stockage	31	16,47	3,41	3,15	300	Direct	0,55	97640	4000	25
Bureau	3,47	3,96	3,41	0,54	300		0,51	10104	4000	3
Escalier	2,16	4,84	3,41	0,44	150		0,51	3844	2500	2

PARTIE III : TECHNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE

Chapitre 9 : LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

9.1 Granulats

Granulats ou agrégats, des matériaux inertes qui entrent dans la composition du béton, ils forment notamment le squelette des bétons hydrauliques.

Trois grandes familles de granulats sont ainsi définies, selon la norme NF P 18-545 :

- les sables où $d = 0$ et $D \leq 4$ mm ;
- les gravillons où $d \geq 4$ mm et $D \geq 12$ mm ;
- les graves où $d = 0$ et $D > 4$ mm, mélange de sable et de gravillons, voire de fillers.

Les granulats employés pour le béton doivent être propres parce que les impuretés perturbent l'hydratation du ciment et entraînent des adhérences entre les granulats et la pâte.

9.1.1 Sables

On utilise généralement du sable de rivière ou de carrière débarrassé des impuretés, jamais de sable marin (en raison de sa salinité et de l'extrême finesse de ses grains) ou de sable de remblai car ces derniers contiennent des éléments néfastes pour la qualité du béton et du mortier.

La dimension maximum des sables varie selon leur type d'utilisation :

- Sable pour crépis et enduits et maçonnerie : 2.5 mm ;
- Sable pour béton armé : 5 mm ;
- Sable pour béton non armé : 10 mm.

9.1.2 Gravillons

Le gravier est composé de particules rocheuses lisses quand elles sont issues d'une rivière (c'est le gravier le plus recherché) ou concassées quand elles proviennent d'une carrière.

Il faut impérativement que le gravier soit débarrassé de la boue et des saletés qu'il pourrait contenir avant de fabriquer le béton.

Afin d'avoir une bonne résistance et une bonne ouvrabilité du béton, on va utiliser des gravillons de calibre 5/15 et 15/25.

9.2 Ciment

Le ciment est un liant hydraulique car il a la propriété de s'hydrater et de durcir en présence d'eau.

On va utiliser pour la construction le CEM I 42.5 et le CEM II 32.5.

- CEM I 42.5 : ciment de structure courant c'est-à-dire destiné pour le béton armé sollicité comme le poteau, la poutre, le plancher, semelle.
- CEM II 32.5 : destiné pour la chape, les enduits et le joint.

Il faut les placer dans un local à l'abri des intempéries et abrité du soleil et de l'humidité et/ou mettre les sacs dans un plastique étanche afin que l'humidité de l'air ne puisse les durcir, surtout pendant la période d'hiver.

9.3 Eau de gâchage

L'eau a comme objet d'hydrater le liant et de mouiller les granulats.

Tout comme les autres composants du mélange, elle doit être propre. Le dosage doit faire preuve d'une attention particulière car trop d'eau dans le béton entraîne la naissance de fissures et une perte de résistance au moment du séchage.

La quantité d'eau doit donc respecter la relation $E/C = 1/2$ afin d'avoir un béton maniable.

Avec :

E : la quantité d'eau ;

C : la quantité de ciment.

9.4 Adjuvants

Ce sont des produits chimiques, liquides ou en poudre, incorporés en faible quantité dans le béton et destinés à leur conférer des propriétés particulières.

Parmi eux, il y a :

- Les modificateurs de prise (accélérateur, retardateur);
- Les plastifiants ;
- Les entraîneurs d'air ;
- Les hydrofuges.

9.5 Aciers

Pour les armatures des bétons armés, on va utiliser des barres à haute adhérence (HA), ayant une nuance Fe E 500, et les caractères d'adhérences suivant :

- Coefficient de fissuration $\eta = 1.6$;
- Coefficient de scellement $\Psi = 1.5$

Ils doivent être stockés dans des milieux parfaitement protégés par l'humidité afin d'éviter la rouille.

9.6 Briques

Les briques sont des produits céramiques, dont les matières premières sont des argiles, avec ou sans additifs.

Ils sont destinés pour la maçonnerie des murs de remplissage d'épaisseur 22 cm et 24 cm avec enduit. On va utiliser les briques pleines en terres cuites, selon de dimensions 9*11*22 d'après la norme TBM.

9.7 Bois

Les bois sont destinés à faire des coffrages, des échafaudages et des étais (s'il n'y en a pas).

Il faut donc des différents types de bois comme : madriers, bois rond, planches, bastaings. Ils doivent être droits et sains.

Chapitre 10 : MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES EN BA

10.1 Le mortier et le béton

10.1.1 Le mortier

Le mortier est le mélange d'agrégats (sable), de liant (ciment ou chaux), d'eau et d'adjutants (si on en a besoin).

a. Dosage

Il sera dosé selon sa nature d'emplois. Puisqu'il est destiné à faire :

- Des enduits ;
- Des joints de maçonnerie ;
- Des chapes.

On va présenter dans le tableau ci-dessous leur dosage respectif avec la quantité des matériaux qui le composent :

Tableau 53 : Quantité des matériaux composant le mortier

Désignation	Dosage (kg/m ³)	Quantité de sable		Quantité d'eau	
		(l)	(brouette)	(l)	(seau)
Enduit	350	400	8	175	17.5
Joint	300	400	8	150	15
Chape	400	400	8	200	20

Remarque :

Sur le chantier, on utilise de la brouette et du seau pour quantifier les matériaux de construction (sable, gravillons, eau) dont 1 brouette = 50 l et 1 seau = 10 l.

b. Mode d'exécution

- Quantifier les matériaux constituants le mortier ;
 - Mesurer le sable avec du brouette et l'eau avec du seau pour faciliter la mise en œuvre ;
 - Mélanger le sable et le ciment à sec suivant leurs proportions définies, en utilisant de pelles ou d'une bétonnière ;
 - Ajouter progressivement l'eau qui est préalablement mesurée, jusqu'à l'obtention de la plasticité recommandée.

10.1.2 Le béton

Le béton est le mélange de liant (ciment ou chaux), d'agrégats (sable et graviers), d'eau et éventuellement d'adjuvants.

a. Dosage

Comme le mortier, son dosage varie selon la nature de son utilisation.

Tableau 54 : Quantité des matériaux composant le béton

Désignation	Dosage (kg/m ³)	Quantité de sable		Quantité de graviers		Quantité d'eau	
		(l)	(Brouette)	(l)	(Brouette)	(l)	(Seau)
Béton armé	350	400	8	800	16	175	17,5
Béton de propriété	150	400	8	800	16	75	7,5

b. Mode d'exécution

- Bétonnage manuel

- Mélanger le sable et le ciment avec de pelles ;
- Ajouter le gravier et brasser de nouveau jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène ;
- Faire un cratère au centre du mélange ;
- Verser y de l'eau de façon progressive jusqu'à l'obtention de la plasticité souhaitée et mélanger le en même temps.

- Bétonnage avec la bétonnière

C'est pratique d'utiliser une bétonnière pour préparer une grande quantité de béton. On suit les étapes suivantes pour son exécution :

- Humidifier la bétonnière en versant un peu d'eau (environ 10l) ;
- Ajouter les gravillons puis le sable ;
- Verser un peu d'eau et le ciment ;
- Laisser malaxer et verser de l'eau jusqu'à obtention de la bonne consistance de béton.

Il suffit de 2 à 3 mn pour réaliser un béton à la bétonnière.



Bétonnage manuelle

Bétonnage avec la bétonnière

Figure 27 : Mise en œuvre du béton

10.2 Le coffrage et le décoffrage

10.2.1 Le coffrage

Le coffrage est une étape importante d'une construction dans le cas où on doit couler du béton. En effet, c'est cet assemblage qui va maintenir le béton jusqu'à ce qu'il soit sec.

Le coffrage a donc pour but de permettre au béton de prendre la forme souhaitée et de maintenir le matériau jusqu'à sa prise. Il doit être réalisé convenablement pour ne pas gaspiller le béton et pour éviter que la terre ne s'y mélange.

Le coffrage peut être métallique ou en bois mais il faut que les règles suivantes soient respectées :

- La surface du coffrage devra présenter une correcte planéité et doit épouser la forme exacte des ouvrages à coiffer ;
- Les coffrages devront être étanches pour empêcher les fuites des laitances ;
- Les coffrages devront aussi parfaitement raidis pour éviter toutes déformations surtout au moment du coulage du béton ;
- Il faut se servir de cales ou de piquets pour raidir le coffrage et assurer sa stabilité ;
- Les fonds de coffrage seront toujours nettoyés et arrosés avant le coulage du béton.

Grâce au coffrage, le béton ne se répand partout et on bénéficie de guide pour couler la dalle et la lisser à niveau.



Coffrage entre poteau et dalle Coffrage de la poutre

Figure 28 : Réalisation du coffrage



Figure 29 : Coffrage Métallique

10.2.2 Le décoffrage

Le décoffrage doit être au moins 2 jours après coulage pour les parois et pour les fonds au moins un délai de 21 jours est nécessaire.

Les arêtes du béton coulé deviennent fragiles une fois que le béton a séché, il faut donc être méticuleux. Pour ce faire, il faut :

- Retirer un à un les piquets de maintien placés lors du coulage du béton, de même pour les chevillettes de maçon plantées dans le sol ;

- Décoller doucement les planches du béton pour ne pas briser les arêtes en donnant quelques coups de marteau sur les planches pour désolidariser le coffrage du béton (ou utiliser de l'huile de décoffrage qui est à enduire aux planches de coffrage avant le coulage du béton pour faciliter cette opération de décoffrage).

Il ne faut surtout pas insérer un burin ou un tournevis dans les interstices, autrement cette action abîmerait le béton qui vient d'être coulé.

10.3 Les armatures pour béton armé

Les armatures peuvent être longitudinales ou transversales (cadres, étriers ou épingle).

Les armatures longitudinales jouent le rôle de résistance des éléments en béton tandis que les armatures transversales maintiennent ces dernières et la section du béton.

10.3.1 Les travaux de ferraillages

Pour les travaux de ferraillage, on suit les étapes suivantes :

- Façonner les barres en les coupant longitudinalement à la cisaille ou aux mandrins (surtout pour les aciers HA) en tenant compte du plan d'exécution ;
- Assembler les par ligature en utilisant des fils recuits.

Il faut que les barres assemblées soient de même nuance et pendant ce travail, il faut toujours suivre les plans de ferraillages.



*Façonnage
de l'armature*

*Fils recuits pour
ligaturer les barres*

*Assemblage
des armatures*

Figure 30 : Ferraillage des armatures

10.3.2 Les cales béton

Ils permettent assurer l'enrobage des aciers afin de les protéger contre le phénomène d'oxydation.

Or, cet enrobage est en fonction du type du site de l'ouvrage, il doit au moins égal à :

- 4 cm pour le cas de la fissuration très préjudiciable ;
- 3 cm pour les parements non coffrés soumis à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations (cas exceptionnel) ;
- 2 cm pour le cas de fissuration préjudiciable ;
- 1 cm pour le cas de fissuration peu préjudiciable.

Pour ce faire :

- Construire un moule de profondeur « e » selon l'épaisseur de la cale nécessaire ;
- Remplir le moule de mortier ;
- Introduire des boucles de fil à ligaturer.
- Couper le mortier en blocs avant que le mortier ne durcisse trop.



Figure 31 : Fabrication des cales bétons

10.4 Coulage du béton

Couler le béton et égaliser-le au fur et à mesure en tirant la règle bien en appui sur les planches

- Utiliser un fil à plomb pour vérifier la verticalité du coffrage des poteaux avant coulage du béton ;
- En même temps, vibrer le béton surtout sur les angles et tapoter les planches de coffrage pour faire remonter la laitance de ciment ;
- Lisser la surface à la taloche par des mouvements circulaires pour les planches ;

- Le lendemain du bétonnage, procéder à la cure du béton après le décoffrage en l'arrosoant 3 fois par jour pendant 7 jours.



Vibration du béton de la dalle

Coulage du béton

Figure 32 : Vibration et Coulage

**PARTIE IV : EVALUATION
FINANCIERE DU PROJET ET ETUDE
D'IMPACT ENVIRONNEMENT**

Chapitre 11 : DEVIS DESCRIPTIF

Le devis descriptif est un document établi par le maître d'œuvre. Il y décrit les différentes espèces d'ouvrage à faire, la manière de les exécuter, la qualité et la quantité des matériaux devant être employés.

N°	DESIGNATIONS	LOCALISATIONS
1	TRAVAUX PREPARATOIRES	
1-2	-Installation et repli de chantier y compris bureaux de chantier, magasins, clôture provisoire de chantier, amenée et repli des matériels, nettoyage de chantier et gardiennage jour/nuit.	Installation et repli de chantier
2	TERRASSEMENT	
2-1	-Débroussaillage et nettoyage de la parcelle -Décapage et nettoyage du sol	Emprise projet
2-2	-Fouille en excavation et fouille en rigole en terre franche y compris dressement des fonds et toutes sujétions	Fondation
2-3	-Remblai de terre en provenance des fouilles y compris épandage, réglage et arrosage, damage et toutes sujétions	Comblement de fouille
3	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE	
3-1	Béton coulé à même le sol dosé à 150 kg/m ³ de Ciment CEM II / A 42,5 N - ép. = 0,05 m y compris toutes sujétions	Béton de propreté
3-2	-Béton dosé à 300 kg/m ³ de Ciment CEM II / A 42,5 N pour forme y compris toutes sujétions	Béton de forme
3-3	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Béton dosé à 350 kg/m³</i> -Béton dosé à 350 kg/m³ de Ciment CEM II / A 42,5 N y compris pervibration et toutes sujétions <ul style="list-style-type: none"> • <i>Armatures</i> -Fourniture, coupe, façonnage, ligature en fil de fer recuit, mise en place des armatures en acier HA de tous diamètres, y compris toutes sujétions <ul style="list-style-type: none"> • <i>Coffrage</i> -Fourniture et mise en œuvre de coffrage en bois, décoffrage et toutes sujétions 	Semelles isolées, semelles filantes, Longrines

3-4	-Fourniture et mise en œuvre de hérissonnage en tout-venant 0/31,5 - compactage y compris toutes sujétions	Assise du dallage
3-5	-Remblai de sable damé y compris réglage de mise à niveau ép. = 0,05m et toutes sujétions	Couche nivellant sous dallage
3-6	-Fourniture et mise en œuvre de film polyane 185 µm, avec remontée périphérique y compris toutes sujétions	Anti-remontée capillaire sous dallage
3-7	-Arase étanche épaisseur 4 cm au mortier de ciment dosé 400 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N avec hydrofuge dosé à 5% du poids de ciment y compris toutes sujétions	Dessus du soubassement
3-8	-Maçonnerie d'agglos à bancher non armé hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N y compris toutes sujétions -Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N y compris toutes sujétions	Soubassement
3-9	-Fourniture et mise en œuvre émulsion bitumineuse, y compris toutes sujétions	Parties d'ouvrage enterré
4	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE	
4-1	-Béton dosé à 250 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N, y compris pervibration et toutes sujétions	Forme de pente pour les terrasses
4-2	<ul style="list-style-type: none"> • Béton dosé à 350kg/m3 -Béton dosé à 350 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N, y compris pervibration et toutes sujétions <ul style="list-style-type: none"> • Armatures -Fourniture, coupe, façonnage, ligature en fil de fer recuit, mise en place des armatures en acier HA de tous diamètres, y compris toutes sujétions <ul style="list-style-type: none"> • Coffrage -Fourniture et mise en œuvre de coffrage en bois ordinaire, décoffrage et toutes sujétions pour dalle en BA 	Tous les ouvrages en BA
5	MAÇONNERIE & RAVALEMENT	
5-1	-Maçonnerie de briques artisanale hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N - ép. = 0,20 m et ép. = 0,11 m y compris toutes sujétions	Murs extérieur et intérieur Murs cloisons
5-2	-Maçonnerie de claustras type boite au lettre 20x20 cm hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 de Ciment CEM II / A 42,5 N y compris toutes sujétions	débarras

Chapitre 12 : SOUS-DETAIL DE PRIX

Un sous-détail de prix est un ensemble de calculs conduisant à la détermination de prix unitaires pour les différentes parties de l'ouvrage afin d'établir le devis estimatif.

Par définition :

$$PU = K_1 * \frac{D}{R}$$

Avec :

PU : Prix unitaire ;

K₁ : Coefficient de déboursés ;

D : Déboursés ;

R : Rendement pour une activité donnée.

Le déboursés est l'ensemble des dépenses unitaires : location des matériels, salaire des mains d'œuvre, coût des matériaux nécessaires.

12.1 Coefficient de déboursés K₁

Ce coefficient est défini par la relation :

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{A_1}{100}\right) \times \left(1 + \frac{A_2}{100}\right)}{1 - \left[\left(\frac{A_3}{100}\right) \times \left(1 - \frac{TVA}{100}\right)\right]}$$

- A₁ : Frais généraux proportionnels aux déboursés, telles que

$$A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 ;$$

- A₂ : Bénéfices bruts et frais financiers proportionnels aux prix de revient de l'entreprise, telles que

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8 ;$$

- A₃ : Frais proportionnels aux TVA, tel que telles que A₁=a₉ ;

$$T : \text{Le TVA tel que TVA} = 20\% .$$

On va présenter dans le tableau ci-contre la valeur de ce coefficient de déboursés :

Tableau 55 : Coefficient de déboursés K1

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais		Indice de composition	A_i
Frais généraux proportionnels aux Déboursés	Frais d'agence et patente de l'entreprise	a ₁	3,5	14,5
	Frais de chantier	a ₂	6	
	Frais d'études et de laboratoire	a ₃	3	
	Assurances	a ₄	2	
Bénéfices bruts et frais financiers proportionnels aux prix de revient	Bénéfice net et impôt sur les bénéfices	a ₅	15	28,5
	Aléas techniques	a ₆	2	
	Aléas de révision des prix	a ₇	1,5	
	Frais financiers	a ₈	10	
Frais proportionnel au prix règlement avec TVA	Frais de siège	a ₉	0	0

D'où le coefficient de déboursé **K₁ = 1,47**

12.2 Sous-détail de prix

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE
301	m3	

DESIGNATION DES TACHES :
Béton de propreté

COMPOSITION DU PRIX				PRIX			TOTAL
N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Matériel	Main d'Œuvre	Matériaux	
	<u>Matériel :</u> Petit lots	Fft	1,00	12 000,00			12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u> Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00		30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00		50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00		42 000,00
	<u>Matériaux :</u> Sable	m3	0,40			25 000,00	10 000,00
	Ciment	kg	150,00			500,00	75 000,00
	Gravillons	m3	0,80			55 000,00	44 000,00
 R = 2,00 K1 = 1,47				TOTAL DES DEBOURSES : D	=	263 000,00	
				PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =		193 305,00	

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE		DESIGNATION DES TACHES :		
305	m3			Béton ordinaire		
COMPOSITION DU PRIX				PRIX		
N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Matériel	Main d'Œuvre	Matériaux
	<u>Matériel :</u>					
	Petit lots	Fft	1,00	12 000,00		12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u>					
	Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00	30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00	50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00	42 000,00
	<u>Matériaux :</u>					
	Sable	m3	0,40		25 000,00	10 000,00
	Ciment	kg	250,00		500,00	125 000,00
	Gravillons	m3	0,80		55 000,00	44 000,00
R =	2,00				TOTAL DES DEBOURSES : D =	313 000,00
K1 =	1,47				PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =	230 055,00

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE
302 et 401	m3	

DESIGNATION DES TACHES :
Béton armé

N° d'ordre	COMPOSITION DU PRIX	Unité	Quantité	Matériel	PRIX	TOTAL
	Désignation					
	<u>Matériel :</u>					
	Petit lots	Fft	1,00	12 000,00		12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u>					
	Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00	30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00	50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00	42 000,00
	<u>Matériaux :</u>					
	Sable	m3	0,40		25 000,00	10 000,00
	Ciment	kg	350,00		500,00	175 000,00
	Gravillons	m3	0,80		55 000,00	44 000,00
R =	2,00				TOTAL DES DEBOURSES : D =	363 000,00
K1 =	1,47				PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =	266 805,00

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE	DESIGNATION DES TACHES :
501	m3		Maçonnerie de moellons

COMPOSITION DU PRIX				PRIX			TOTAL
N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Matériel	Main d'Œuvre	Matériaux	
	<u>Matériel :</u> Petit lots	Fft	1,00	12 000,00			12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u> Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00		30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00		50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00		42 000,00
	<u>Matériaux :</u> Sable	m3	0,30			25 000,00	7 500,00
	Ciment	kg	400,00			500,00	200 000,00
	Moellons	u	88,00			400,00	35 200,00
R =	2,00					TOTAL DES DEBOURSES : D =	376 700,00
K1 =	1,47					PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =	276 874,50

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE
502	m2	

DESIGNATION DES TACHES :
Maçonnerie de briques

COMPOSITION DU PRIX				PRIX			TOTAL
N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Matériel	Main d'Œuvre	Matériaux	
	<u>Matériel :</u> Petit lots	Fft	1,00	12 000,00			12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u> Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00		30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00		50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00		42 000,00
	<u>Matériaux :</u> Sable	m3	0,10			25 000,00	2 500,00
	Ciment	kg	250,00			500,00	125 000,00
	Briques	u	90,00			100,00	9 000,00
R =	10,00					TOTAL DES DEBOURSES : D =	270 500,00
K1 =	1,47					PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =	39 763,50

N° DU PRIX	UNITE	QUANTITE
602	m2	

DESIGNATION DES TACHES :
Revêtement sols

COMPOSITION DU PRIX				PRIX			TOTAL
N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Matériel	Main d'Œuvre	Matériaux	
	<u>Matériel :</u> Petit lots	Fft	1,00	12 000,00			12 000,00
	<u>Main d'œuvre :</u> Manoeuvres	Hj	10,00		3 000,00		30 000,00
	Ouvriers	Hj	10,00		5 000,00		50 000,00
	Chef d'Equipe	Hj	6,00		7 000,00		42 000,00
	<u>Matériaux :</u> Sable	m3	0,02			25 000,00	500,00
	Ciment	kg	8,00			500,00	4 000,00
	Carreaux 15x15cm	u	12,00			1 500,00	18 000,00
R = 8,00							156
K1 = 1,47							500,00
TOTAL DES DEBOURSES : D =							28 756,88
PRIX UNITAIRE : K1 * D / R =							

Chapitre 13 : DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF

On va présenter dans le tableau ci-dessous le devis quantitatif et estimatif de cette construction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]
1	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER				
1.1	Installation de chantier	fft	1	4 800 000	4 800 000
1.2	Repli de chantier	fft	1	3 200 000	3 200 000
<i>Total installation et repli</i>					8 000 000
2	TERRASSEMENT				
2.1	Débroussaillage et nettoyage	m ²	1350	550	742500
2.2	Décapage et nettoyage	m ²	660	400	264000
2.3	Fouille en excavation	m ³	55	3100	170500
2.4	Fouille en rigole	m ³	200	1350	270000
2.5	Remblai	m ³	100	1250	125000
<i>Total terrassement</i>					1 572 000,00
3	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE				
3.1	Béton de propreté	m ³	6,5	234 102,40	1521665,6
3.2	Béton de forme	m ³	10,5	321 048,00	3371004
3.3	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	76	462 912,80	35181372,8
3.4	Armatures	kg	3950	9 900,45	39106777,5
3.5	Coffrage	m ²	329	21 315,00	7012635
3.6	Hérissonnage	m ³	17	17 118,15	291008,55
3.7	Sable concassage	m ³	3,5	21 500,00	75250
3.8	Film polyane	m ²	84	14 000,00	1176000
3.9	Arase étanche	m ²	20,5	10 944,00	224352
3.10	Soubassement maçonnerie d'agglos	m ²	48,5	15 600,00	756600
3.11	Soubassement maçonnerie de moellons	m ³	15	169 364,00	2540460
3.12	Emulsion bitumineuse	m ²	40	60 000,00	2400000
<i>Total ouvrages en infrastructure</i>					93 657 125,45
4	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE				
4.1	Béton dosé à 250 kg/m ³	m ³	7,6	284004	2158430
4.2	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	235	462 912,80	108784508
4.3	Armatures	kg	18 850	9 900,45	186623482
4.4	Coffrage	m ²	1950	21 315,00	41564 250
<i>Total ouvrages en superstructure</i>					339 130 670

5	MAÇONNERIE & RAVALEMENT				
5.1	Maçonnerie de briques	m ²	850	26 126,31	22207363,5
5.2	Maçonnerie de claustres	m ²	5,4	17 560,00	94824
5.3	Enduit au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ²	1829,04	8 753,85	16011141,8
<i>Total maçonnerie & ravalement</i>					38 313 329,30
6	CHARPENTE - COUVERTURE – TERRASSE				
6.1	Charpente en bois	m ³	3,5	714 410,00	2500435
6.2	Tôle profil BAC	m ²	195	28 600,00	5577000
6.3	Faîtière et solin	ml	47	21 200,00	996400
6.4	Bande de rive en tôle plane	ml	24	30 000,00	720000
6.5	Planche de rive en bois dur	ml	2,4	12 000,00	28800
6.6	Tuyau de descente EP Ø100	ml	115	9 100,00	1046500
6.7	Partie courante	m ²	65	25 000,00	1625000
6.8	Relevés d'étanchéité	ml	67	23 000,00	1541000
6.9	Etanchéité pour chêneaux	m ²	36	17 000,00	612000
6.10	D.E.P. diam. 90 mm	U	10	8 300,00	83000
<i>Total charpente - couverture - terrasse</i>					13 486 725,00
7	ASSAINISSEMENT				
7.1	Buse en ciment				
	Buse Ø 100 mm	ml	20	14000	280000
	Buse Ø 120 mm	ml	12	18000	216000
	Buse Ø 150 mm	ml	12	19000	228000
	Buse Ø 200 mm	ml	24	20000	480000
	Buse Ø 250 mm	ml	10	25000	250000
7.2	Regard en voile BA				
	Dimensions int : 40x40 cm	U	5	497408,8	397927,04
	Dimensions int : 60x60 cm	U	4	497408,8	397927,04
	Dimensions int : 70x70 cm	U	3	497408,8	373056,6
7.3	Fosse septique pour 12 personnes type traditionnel	U	1	4000000	4000000
7.4	Puisard en maçonnerie de moellons	U	1	1500000	1500000
<i>Total assainissement</i>					6 668 910,68
8	REVETEMENTS SOL ET MURAL				
8.1	Chapes épaisseur 4 cm dosé à 400 kg/m3	m ³	21,88	9400,65	205686,22
8.2	Carreaux de sol 30x30	m ²	250	41200	10300000
8.3	Plinthes ht 10 cm en carreaux	ml	172	10041	1727052

8.4	Carreaux de faïence 15x15 et 30*15	m ²	219	39600	8672400
8.5	Parkex en bois de palissandre	m ²	197	55200	10874400
<i>Total revêtements sol et mural</i>				31 779 538,22	

9	MENUISERIE BOIS				
9.1	porte isoplane: 90 x 210	U	8	200000	1600000
9.2	porte isoplane: 80 x 210	U	11	190000	2090000
9.3	porte pleine: 150 x 210	U	2	756500	1513000
9.4	porte pleine: 100 x 210	U	1	5873000	5873000
9.5	porte pleine: 90 x 210	U	2	547200	1094400
9.6	placard				
	MEB6: 1,86x0,60 x 2,00	U	1	630000	630000
	MEB7: 1,64x0,60 x 2,00	U	4	540000	2160000
	MEB8: 3,04x0,60 x 2,00	U	2	856000	1712000
	MEB9: 2,40x0,60 x 2,00	U	1	763000	763000
	MEB10: 1,20x0,60 x 2,00	U	1	500000	500000
	MEB11: 2,20x0,60 x 2,00	U	1	700000	700000
	MEB12: 1,80x0,60 x 2,00	U	1	650000	650000
	MEB13: 1,80x0,70 x 2,00	U	1	650000	650000
	MEB14: 1,26x0,60 x 2,00	U	1	510000	510000
9.7	escalier massif en bois palissandre	U	1	7560500	7560500
<i>Total menuiserie bois</i>				28 005 900,00	

10	MENUISERIE METALLIQUE				
10.1	Grille métallique	m2	1,5	68000	102000
10.2	Garde-corps métallique	ml	50	60000	3000000
10.3	Porte: 1500x2100	U	2	350000	700000
10.4	Porte: 1000x2100	U	3	310000	930000
10.5	Garde-corps et rampe d'escalier	ml	19	60000	1140000
10.6	Nez de marche en cornière 20x3	ml	67	15000	1005000
10.7	Volet roulant électrique 2400x2440	U	2	2000000	4000000
<i>Total menuiserie métallique</i>				10 877 000,00	

11	MENUISERIE ALUMINIUM				
11.1	Porte vitrée: 1500x2100	U	1	598500	598500
11.2	Châssis vitrée: 2000x1100	U	16	418000	6688000
11.3	Châssis vitrée: 2000x2120	U	2	798000	1596000
11.4	Châssis vitrée: 2000x1610	U	6	610000	3660000

11.5	Porte vitrée: 2000x2610	U	1	710976	710976
11.6	Jalousie à 7 lames : 1000x1100	U	1	209000	209000
11.7	Châssis vitrée: 2000x600	U	7	228000	1596000
11.8	Porte-fenêtre vitrée: 2000x2100	U	3	927360	2782080
11.9	Châssis vitrée: 1500x1610	U	2	458850	917700
11.10	Châssis vitrée: 1500x1100	U	3	313500	940500
11.11	Châssis vitrée: 1000x1610	U	3	304000	912000
11.12	Jalousie à 7 lames : 750x1100	U	3	156750	470250
<i>Total menuiserie aluminium</i>				21 081 006,00	

PLOMBERIE SANITAIRE					
12.1	Lavabo	U	2	150000	300000
	Plan vasque				
	Dimensions : 120 x 60 cm	U	5	50000	250000
12.2	Dimensions : 148 x 60 cm	U	2	60000	120000
	Dimensions : 166 x 60 cm	U	2	70000	140000
12.3	Chauffe-eau : 50 litres	U	2	501600	1003200
12.4	Chauffe-eau : 100 litres	U	4	786400	3145600
12.5	Canalisation d'alimentation	ens	2	4000000	8000000
12.6	Canalisation d'évacuation des EU et EV	ens	1	2500000	2500000
12.7	Ventilation haut et basse	U	22	20000	440000
<i>Total plomberie sanitaire</i>				15 898 800	

ELECTRICITE					
13.1	Tableau compteur	U	2	3500000	7000000
13.2	Tableau disjoncteur	U	10	600000	6000000
13.3	Câblage électrique	fft	1	5000000	5000000
13.4	Prise 2P+T	U	58	33200	1925600
13.5	Point lumineux	U	55	54000	2970000
<i>Total électricité</i>				22 895 600,00	

CLOISON ET PLAFONNAGE					
14.1	Solivage en bois dur	m ³	3,5	450000	1575000
14.2	Faux-plafond en Placoplatre	m ²	231	17440	4028640
14.3	Plafond en volige	m ²	110	10837	1192070
<i>Total cloison et plafonnage</i>					6 795 710,00

15	PEINTURE				
15.1	Peintre genre Bessier en 2 couches	m ²	1152	5400	6220800
15.2	Peinture acrylique intérieur et extérieur	m ²	2003	6000	12018000
15.3	Peinture antirouille	m ²	60	3400	204000
15.4	Peinture glycéroptalique	m ²	147	7500	1102500
15.5	Vernis brillant en 2 couches	m ²	110	7800	858000
<i>Total peinture</i>					20 403 300,00

16	AMENAGEMENTS EXTERIEURS & CLOTURE				
16.1	ASSAINISSEMENT				
16.2	Buse en ciment Ø 400	ml	22	14000	308000
16.3	Caniveau en béton armé	ml	10	20000	200000
16.4	AIRE DE CIRCULATION ET PARKING-ESPACESVERTS				
16.5	Couche de tout venant 0/31,5	m ³	65	42000	2730000
16.6	Béton coulé dosé à 350 kg	m ³	6	462912,8	2430292,2
16.7	Paves autobloquants	m ²	290	25000	7250000
16.8	Bordure de jardin en béton	ml	144	15000	2160000
16.9	Epandage de terre végétale	m ²	230	15000	3450000
16.10	CLOTURE				
16.11	Clôture en maçonnerie de briques	m ²	245	28948,71	7092433,95
16.12	Peinture acrylique extérieur	m ²	490	4500	2205000
16.13	Séparation en grillage	ml	33	30000	990000
16.14	Portail à 2 vantaux: 4000 x 2500	U	1	4000000	4000000
16.15	Portail à 1 vantail: 1000 x 2100	U	1	800000	800000
<i>Total aménagements extérieur&clôture</i>					33 615 726,15

Tableau 56 : Récapitulation du devis estimatif

N°	Désignations	Montant (Ariary)
1	TRAVAUX PREPARATOIRES	1 139 250,00
2	TERRASSEMENT	1 572 000,00
3	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE	93 657 125,45
4	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE	339 130 670 ,00
5	MAÇONNERIE & RAVALEMENT	38 313 329,30
6	CHARPENTE - COUVERTURE - TERRASSE	13 486 725,00
7	ASSAINISSEMENT	6 668 910,68
8	REVETEMENTS SOL ET MURAL	31 779 538,22
9	MENUISERIE BOIS	28 005 900,00
10	MENUISERIE METALLIQUE	10 877 000,00
11	MENUISERIE ALUMINIUM	21 081 006,00
12	PLOMBERIE SANITAIRE	15 898 800,00
13	ELECTRICITE	22 895 600,00
14	CLOISON ET PLAFONNAGE	6 795 710,00
15	PEINTURE	20 403 300,00
16	AMENAGEMENTS EXTERIEURS & CLOTURE	33 615 726,15
	Montant HTVA	684 181 340,80
	TVA 20%	136 836 268,16
	Montant total TTC	821 017 608,96

Arrêté le présent détail quantitatif et estimatif à la somme de **HUIT CENT VINGT UN MILLION DIX SEPT MILLE SIX CENT HUITE ARIARY QUATRE VINGT SEIZE** (821 017 608,96) y compris taxe sur la valeur ajoutée de 20% s'élevant à **CENT TRENTÉ SIX MILLION HUIT CENT TRENTÉ SIX MILLE DEUX CENTS SOIXANTE HUIT ARIARY SEIZE** (136 836 268,16).

Le prix au mètre carré bâti s'élève à **DEUX MILLION DIX MILLE CINQUANTE UN ARIARY CINQUANTE TROIS** (2 010 051,53).

Chapitre 14 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

L'objectif principal de cette étude est la protection de l'environnement du site. Ses objectifs spécifiques sont de proposer des solutions viables aux enjeux environnementaux relatifs à la réalisation du projet de construction du nouveau bâtiment industriel et de mettre à la disposition des décideurs les mesures environnementales à mettre en œuvre durant la préparation, les travaux et l'exploitation du dit bâtiment.

14.1 Méthodologie de l'étude d'impact environnemental

- Identification et évaluation de l'importance et la probabilité d'occurrence des impacts du projet ;
- Définition des principales activités, les ressources correspondantes et les responsabilités du promoteur pour le respect des exigences environnementales sans gêner les impératifs de développement durable ;
- Elaboration d'un programme environnemental pour la surveillance et le suivi des impacts.

14.2 Identification des impacts probables du projet sur le milieu récepteur.

Les sources d'impacts et les impacts possibles dépendent de l'état d'avancement du projet de construction. Le tableau suivant récapitule les impacts probables sur le milieu récepteur identifié durant les différentes phases du projet.

Tableau 57 : Identification des impacts environnementaux

Phases	Milieu	Sources d'impacts	Impacts
PRÉPARATOIRE	Physique	Aménagement des voies	Pollution de l'air
		Transport et circulation des engins	
		Mise en place des infrastructures temporaires	Nuisance sonore
	Biologique	Travaux de terrassement	Destruction de la couverture végétale
	Humain	Création d'emploi	Recrutement d'ouvriers

CONSTRUCTION	Physique	Installation de chantier	Modification de l'esthétique du paysage
		Dégagements de poussières dus aux transports des matériaux	Pollution de l'air
		Dépôt des matériaux granulaires	Pollution des voies et réseaux divers
		Terrassement	Modification de la topographie et de la géomorphologie du site
		Prélèvement de terres pour remblai	Pollution des eaux souterraines
		Circulation des engins de construction	Nuisance sonore et gène à la circulation
		Contamination du sol par les huiles et carburants des engins	Pollution du sol et de la nappe phréatique
	Biologique	Dispersion possible d'éléments toxiques par suite d'accumulation de déchets solides ou le déversement d'effluent liquide dans le milieu naturel	Destruction de l'écosystème terrestre
		Déboisement lors du décapage	Destruction de la flore
	Humain	Attraction de la population par les équipements réalisés par le projet ou les avantages pouvant être tirés des actions du projet	Migration de la population autour de la base
		Recrutement de main d'œuvre	Création d'emploi
		Approvisionnement en produits de première nécessité effectué par le personnel de l'entreprise	Amélioration de la transaction commerciale et des activités non agricoles
		Création d'emploi et accroissement de flux de transactions commerciales	Augmentation des revenus de chaque foyer environnant
		Afflux de main d'œuvre	Propagation des maladies transmissibles et risque d'accident
		Présence massive d'ouvriers	Risque de vol et d'insécurité
		Perturbation due à la présence du chantier	Gène pour les habitants
		Circulation des machines et des matériaux de construction	Infection respiratoire due aux poussières

EXPLORATION	Physique	Infiltration des substances chimiques dans le sol	Pollution du sol et de la nappe phréatique
		Modification de la quantité et de la qualité des eaux destinées aux différents usages par la présence de déchets et ordures chimiques	Pollution de l'eau
		Fumée d'usine	Pollution de l'air
	Biologique	Modification du paysage	Disparition totale de la faune existant avant la présence de l'usine
		Fonctionnement des machines	Nuisance sonore
	Humain	Arrivée des étrangers ou des citoyens venant d'autres Régions	Désenclavement de la Région
		Evolution technologique	Développement
		Exploitation de l'usine	Création de poste permanent et accroissement de l'économie
		Emission des fumées	Maladies pulmonaires

14.3 Evaluation de l'importance des impacts

Le principe d'évaluation des impacts repose sur trois critères d'évaluation, à savoir : l'intensité, la durée et l'étendue. L'intensité peut être faible, moyenne ou forte tandis que la durée peut être occasionnelle, temporaire ou permanente. Quant à l'étendue, elle peut être locale, zonale ou Régionale.

Tableau 58 : Critères d'évaluation de l'importance des impacts.

Critères		Notes
Intensité	Faible	1
	Moyenne	2
	Forte	3
Durée	Occasionnelle	1
	Temporaire	2
	Permanente	3
Etendue	Locale	1
	Zonale	2
	Régionale	3

Les impacts positifs sont symbolisés par (+) et les impacts négatifs par (-). L'importance de l'impact est évaluée en fonction de la somme des notes attribuées à la combinaison de l'intensité, de la durée et de l'étendue de l'impact.

Tableau 59 : Notation de l'importance des impacts

Notation	7 - 9	6 - 5	1 - 4
Importance de l'impact	majeur	moyen	mineur
Changements engendrés	très importants	importants	peu importants

Tableau 60 : Evaluation des impacts environnementaux

Milieu	Impacts	Intensité	Durée	Etendue	Importance
Physique	Pollution de l'air	-3	-2	-1	Majeure
	Nuisance sonore	-2	-2	-1	Moyenne
	Modification de l'esthétique du paysage	-2	-2	-1	Moyenne
	Pollution des voies et réseaux divers	-2	-3	-1	Moyenne
	Modification de la topographie et de la géomorphologie du site	-1	-1	-2	Mineure
	Pollution des eaux souterraines	-3	-2	-1	Moyenne
	Pollution du sol et de la nappe phréatique	-1	-2	-1	Mineure
	Pollution de l'eau	-2	-2	-1	Moyenne
Biologique	Destruction de la couverture végétale	-2	-1	-1	Mineure
	Destruction de l'écosystème terrestre	-2	-2	-3	Majeure
	Destruction de la flore	-2	-2	-1	Moyenne
	Disparition totale de la faune existant avant la présence de l'usine	-3	-3	-1	Majeure
Humain	Recrutement d'ouvriers	+3	+3	+3	Majeure
	Création d'emploi	+3	+3	+3	Majeure
	Amélioration de la transaction commerciale et des activités non agricoles	+3	+3	+3	Majeure
	Augmentation des revenus de chaque foyer environnant	+3	+3	+2	Majeure
	Propagation des maladies transmissibles et risque d'accident	-3	-3	-3	Majeure
	Risque de vol et d'insécurité	-1	-1	-1	Mineure
	Gêne pour les habitants	-2	-2	-1	Moyenne
	Infection respiratoire due aux poussières				
	Désenclavement de la Région	+3	+3	+3	Majeure
	Développement	+3	+3	+3	Majeure
	Création de poste permanent et accroissement de l'économie	+3	+2	+3	Majeure
	Maladies pulmonaires	-1	-1	-1	Mineure

14.4 Mesures d'atténuation des impacts négatifs et optimisation des impacts positifs

14.4.1 Mesures d'atténuation des impacts négatifs

➤ Sur le milieu physique :

- Reboisement et aménagement d'espaces verts ;
- Mise en place de système de drainage ;
- Nettoyage périodique du chantier ;
- Mise en place d'ouvrage de traitement des eaux ;

- Installation d'une aire étanche pour le stockage ;
 - Sensibilisation des ouvriers en matière de gestion des déchets.
- Sur le milieu biologique :
- Protection des sols découverts par engazonnement ;
 - Prévision de bassin de dépollution ou de dispositif de traitement de déchet et liquide毒ique ;
 - Mise en place de bacs à ordure.
- Sur le milieu humain :
- Etablissement de procédures adéquates de formation du personnel en matière de protection de l'environnement ;
 - Mise en place de services médicaux et sensibilisation des employés vis-à-vis des maladies transmissibles ;
 - Port obligatoire des équipements de sécurité ;
 - Travail en collaboration avec les forces de l'ordre locales pour la sécurisation du site.

14.4.2 Optimisation des impacts positifs :

- Favoriser le recrutement des ouvriers locaux et assurer des formations qualifiantes ;
- Participation au développement de la ville ;
- Préservation de l'environnement.

Tableau 61 : Programme de surveillance environnemental

Phases	Indicateur à suivre ou observation à faire	Fréquence	Mode d'acquisition des données	Responsables
PREPARATOIRE	- Réunion de sensibilisation (sécurisation, SIDA, etc.) - Affichage d'un code de conduite pour les ouvriers	Au démarrage	Dénombrement	Entreprise
	Estimation de la nuisance sonore	Tous les jours	Directe (Enquête du voisinage)	Entreprise
	Etat d'humidification du sol durant la saison sèche	Tous les jours	Directe	Entreprise
CONSTRUCTION	Estimation de la nuisance sonore	Tous les jours	Directe (Enquête du voisinage)	Entreprise
	Etat d'humidification du sol durant la saison sèche	Tous les jours	Directe	Entreprise
	Nombre d'accidents	Tous les mois	Dénombrement	Maître d'œuvre

CONCLUSION PARTIELLE :

Le projet est évalué à Ar 633 863 372,04. L'évaluation économique a été basée sur l'analyse des coûts et avantages, avec un TVA de 20%. L'investissement initial sera récupéré dans environ 5 ans. Le projet est donc rentable. L'étude d'impact environnemental permet de cerner l'enjeu environnemental du projet. Les impacts sont surtout positifs pour la population : développement économique, amélioration du cadre de vie, etc. Toutefois, des mesures sont prises pour limiter, voire éradiquer, les éventuels impacts négatifs durant le chantier. L'aspect économique de la structure joue un rôle important. Le dimensionnement est optimisé afin de réduire l'utilisation des matériaux, les coûts et le travail de montage.

CONCLUSION

Un projet de bâtiment est né d'une idée et doit satisfaire une demande bien précise. La conception de ce projet nous a permis de nous pencher davantage sur tout ce qui concerne l'élaboration et la construction des bâtiments conformément à leur destination et leur fonctionnalité. La concrétisation du projet nécessite des études allant de la conception, la modélisation et le dimensionnement. Et également l'évaluation du coût du projet et les études environnementales. Notre bâtiment qui sera situé à FORELLO, solutionnera le manque d'infrastructures industrielles de l'entreprise SALONE. Sur le plan financier, le budget estimatif pour la construction du bâtiment s'élève à **821 017 608,96 Ar** avec un délai de récupération du capital investi de 5 ans, ayant permis de juger que le projet est rentable. Sur le plan environnemental, l'application des mesures d'atténuation mettra en place un projet réalisable et légale.

Bref, ce projet de construction d'un bâtiment à usage entrepôt nous a donné l'occasion de voir la globalité des études à entreprendre pour sa réalisation et nous a permis de mettre en application l'ensemble de nos connaissances acquises tout au long de nos études à l'ESPA.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Prof. Barakat A, Matériaux de carrière et de construction
- [2] CESFA BTP, Dalles-éléments de cours
- [3] F. Martignoni, Travaux d'infrastructure
- [4] Jean Roux, PRATIQUE DU B.A.E.L 91, Cours avec exercices corrigés
- [5] Les mémoires de fin d'étude
- [6] Mme RAVAOHARISOA Lalatiana, Cours de Béton Armé (2014-2015)
- [7] Mr RAZAFINJATO Victor, Cours de RDM (2014) et Calcul Des Structures (2015)
- [8] CD REEF, Encyclopédie des règles de la construction, CSTB Version 3.154.1.0

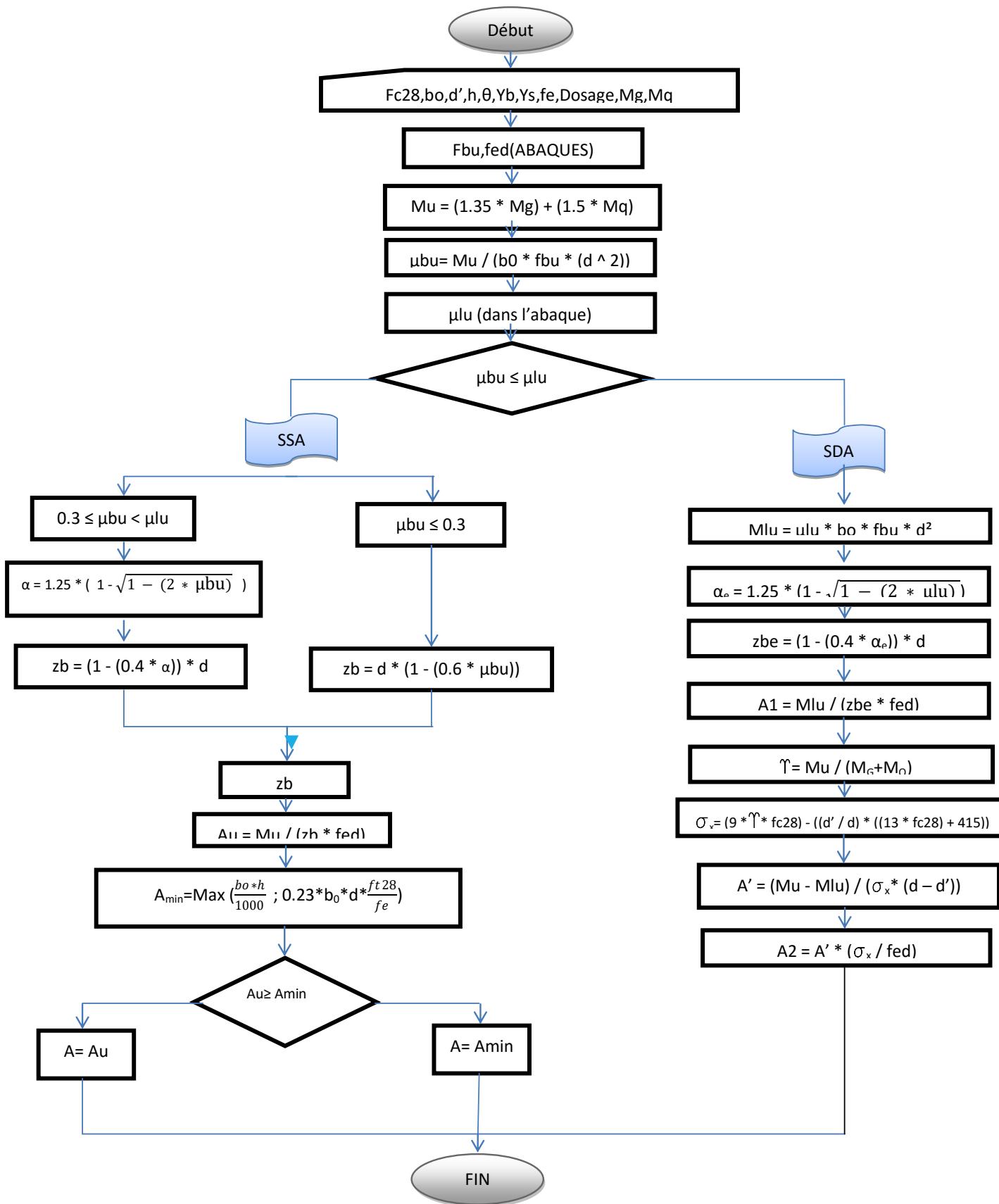
WEBOGRAPHIE

- http://www.google_earth.com
- www.fntp.fr
- www.maçonnerie.com
- www.cours-genie-civil.com
- www.techno-science.net

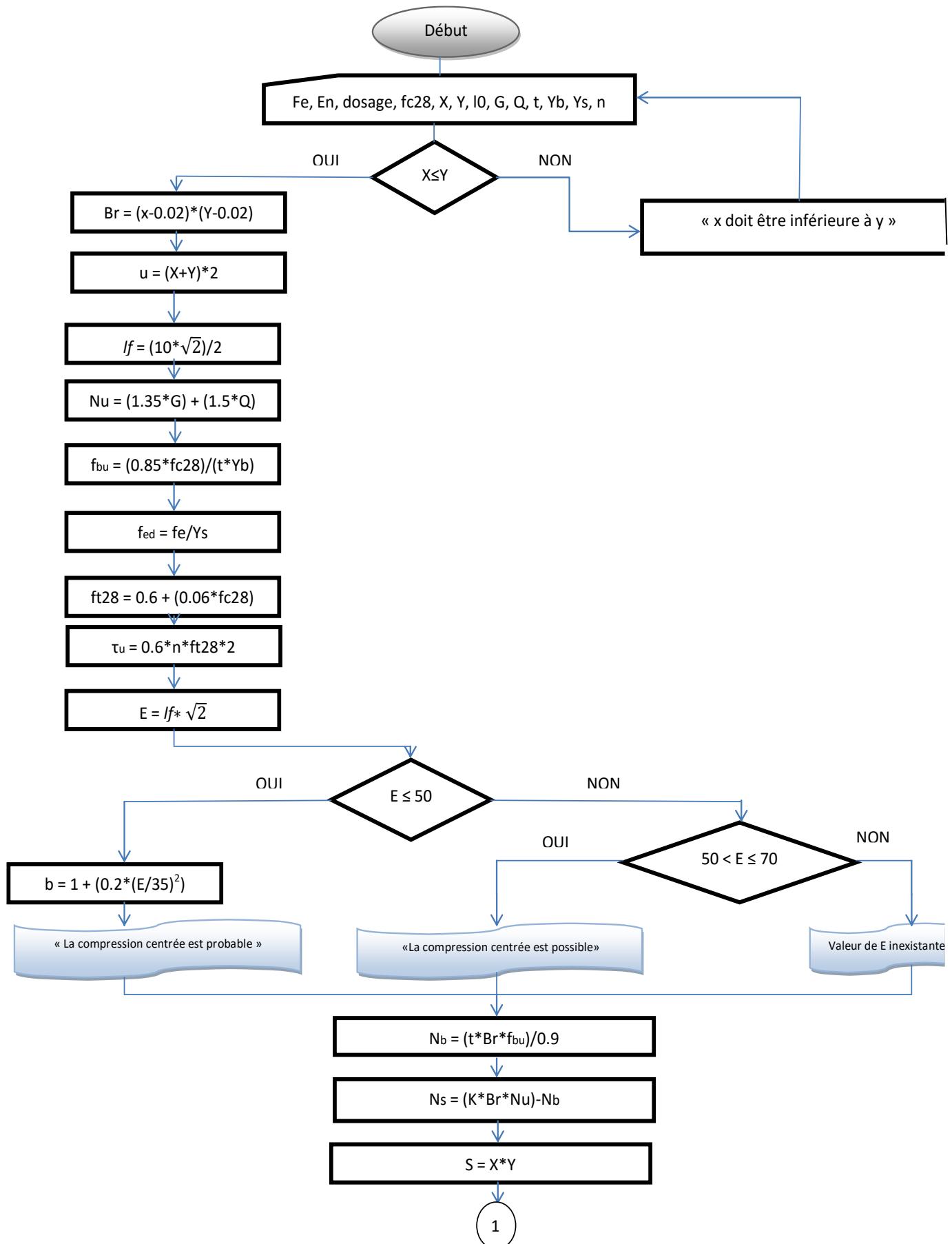
ANNEXES

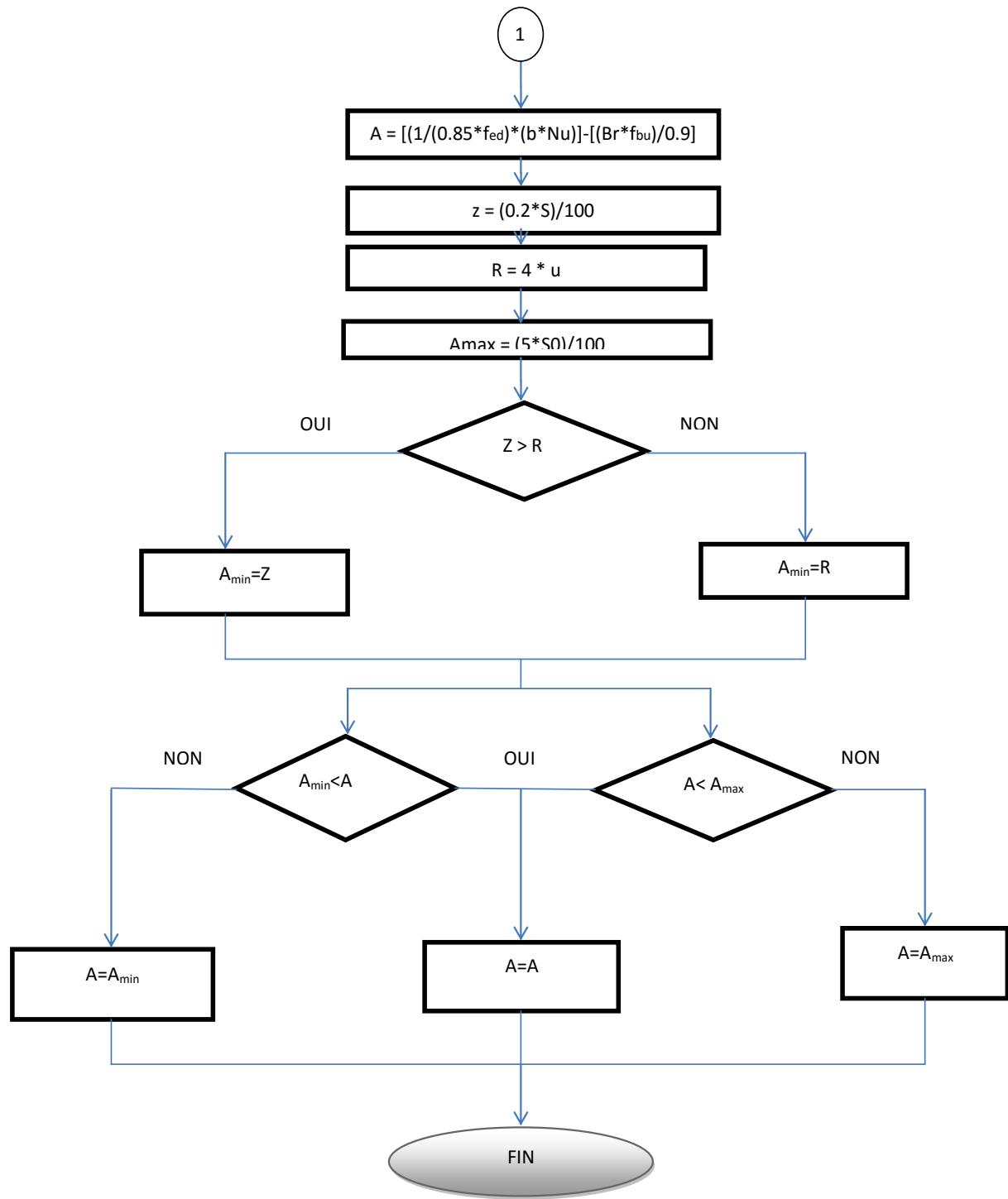
ANNEXE 1 : BETON ARME

I-1- Organigramme de calcul des poutres en flexion simple :



I-2- Organigramme de calcul d'un poteau soumis à la compression simple :





ANNEXE 2 : ETUDE DE SOL

II-1- Analyse granulométrique – Valeur de bleu de méthylène

RAPPORT D'ESSAI												DOSSIER								
Analyse granulométrique												SLN 16-001								
Valeur de bleu de méthylène												Date d'édition								
												22-août-16								
<i>Références :</i>	NF P 94-056 ; NF P 94-068			<i>Dérogations :</i>	néant											<i>NR : non renseigné</i>				
DOSSIER / ECHANTILLON																				
Code client	:	Salone			Date prélevement	:	19/08/2016													
Producteur	:	PF SAL			Date essais	:	19/08/2016													
Numéro échantillon	:	SLN 16-001			Opérateur	:	Jean													
Provenance	:	PF sal																		
Materiaux	:	Limon sableux micacé jaunâtre																		
RESULTATS																				
<i>Valeur de bleu de méthylène</i>																				
VBS: 0,3g/100g de sol																				
<i>Analyse granulométrique</i>																				
Tamis (mm) / propriétés	0,08	0,5	1	2	4	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	f	W%
Valeurs mesurées	28,3	61,9	76,9	87,6	92	94	96	97	99	100	100	100	100	100	100	100	100	100	28,3%	19,6%

II-2- LIMITÉ D'ATTERBERG

RAPPORT D'ESSAI				DOSSIER												
				SLN 16-001												
DÉTERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG NF P 94-051				Date d'édition												
				24-août-16												
DOSSIER / ECHANTILLON																
Chantier : Bâtiment R+3 sis à Tanjombato		Date prélèvement : 19-août-16														
Numéro échantillon : SLN 16-001		Lieu prélèvement : PFSAL														
		Date des essais : 19-août-16														
		Opérateur : Jean														
LIMITE DE LIQUIDITÉ		LIMITE DE PLASTICITE														
Nbre de coups	16	23	27	34												
N° tare	L41	L42	B3	X31												
Masse tare (g)	14,88	14,21	13,27	14,24												
Masse totale humide (g)	29,33	33,03	30,18	30,33												
Masse totale sèche (g)	24,80	27,25	25,03	25,53												
Teneur en eau (%)	45,7	44,3	43,8	42,5												
Ecart de régression linéaire	-0,1%	0,2%	-0,1%	0,0%												
N° tare			S	J18												
Masse tare (g)			17,44	15,48												
Masse totale humide (g)			24,31	21,84												
Masse totale sèche (g)			22,69	20,34												
Teneur en eau (%)			30,9	30,9												
Ecart à la moyenne			0,0%	0,0%												
<p>The graph plots 'Teneur en eau (%)' (Y-axis, 41 to 47) against 'nb coups' (X-axis, 15 to 35). Four data points are shown: (16, 45.7), (23, 44.3), (27, 43.8), and (34, 42.5). A dashed line represents the linear regression of these points. A vertical dashed line is drawn at 25 coups, intersecting the curve at approximately 44.1% water content. This point is highlighted with a red square.</p>																
<table border="1" style="float: right; width: 150px; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Limite de liquidité (%)</td><td></td></tr> <tr><td>WL :</td><td>44</td></tr> <tr><td>Limite de plasticité (%)</td><td></td></tr> <tr><td>PL :</td><td>31</td></tr> <tr><td>Indice de plasticité (%)</td><td></td></tr> <tr><td>Ip :</td><td>13</td></tr> </table>					Limite de liquidité (%)		WL :	44	Limite de plasticité (%)		PL :	31	Indice de plasticité (%)		Ip :	13
Limite de liquidité (%)																
WL :	44															
Limite de plasticité (%)																
PL :	31															
Indice de plasticité (%)																
Ip :	13															

II-2- MASSE VOLUMIQUE ET TENEUR EN EAU

RAPPORT D'ESSAI				DOSSIER	
				SLN 16-001	
				Date d'édition	
				8-Feb-18	
Détermination de la masse volumique de référence et de la teneur en eau					
FILE					
Matériaux :	Limon sableux micacé jaunâtre	Date de prélèvement :	19-août-16		
Chantier :	Bâtiment R+3 sis à Tanjombato	Date des essais :	22-août-16		
Lieu de Prélèvement:	PF SAL	Opérateur :	Jean		
		Type d'essai :	Proctor modifié		
		Matériels :	moule Proctor B, dame de compactage B		
TEST					
Masse totale échantillon (g) :	30502	Masse retenue à 20 mm (g) :	0		
Masse volumique sèche		Part 1	Part 2	Part 3	Part 4
Masses moules (g)	a	3736,0	3736,0	3736,0	3736,0
Volume moule (cm ³)	b	2103,9	2103,9	2103,9	2103,9
Masses matériaux humides + moules (g)	c	7858,0	8057,0	8236,0	8245,0
Masses matériaux humides (g)	d = c - a	4122,0	4321,0	4500,0	4509,0
MV humide (Mg/m ³)	e = d / b	1,959	2,054	2,139	2,143
MV sèche (Mg/m ³)	f = e / (1 + l / 100)	1,836	1,888	1,924	1,898
Teneur en eau (%)					
Masses de la tare (g)	g	42,2	44,3	42,5	34,1
Masses matériaux humides + tare (g)	h	219,4	240,6	248,3	230,2
Masses matériaux secs + tare (g)	i	208,3	224,8	227,6	207,8
Masses matériaux secs (g)	j = i - g	166,1	180,5	185,1	173,7
Masses d'eau (g)	k = h - i	11,1	15,8	20,7	22,4
Teneur en eau (%)	l = 100 x k / j	6,7	8,8	11,2	12,9
MV sèche Proctor (Mg/m ³) =	1,926	Refus à 20 mm =	0%		
Teneur en eau Proctor (%) =	11,2	MV sèche OPM corrigée (Mg/m ³) =	1,926		
		Teneur en eau OPM corrigée (%) =	11,2		
		Correction obtenu par poids spécifique: 2,7 T/m ³			
CONCLUSION					
Reference Proctor Utilisé					
Densité sèche OPM (T/m ³) =	1,926	Teneur en eau OPM (%) =	11,2		

II-3- INDICE CBR et IPI et gonflement linéaire

RAPPORT D'ESSAI				DOSSIER	
				SLN 16-001	
Détermination des indices CBR et IPI et du gonflement linéaire				Date d'édition	
				25/08/2016	
Références :	NF EN 13286-47	Dérogations :	FEE6S-02	NR : non renseigné	
DOSSIER				ECHANTILLON	
Chantier :	Bâtiment R+3 sise à Tanjombato	Numéro :	SLN 16-001		
Provenance de matériau :	Limon sableux micacé jaunâtre	Date prélèvement :	19/08/2016		
		Lieu prélèvement :	PI SLN		
DÉROULEMENT DE L'ESSAI					
Date de fabrication de l'éprouvette :		Energie de compactage / nb coups :	25		
Opérateur :		Masse surcharge (g) :	4902		
Type de moule :	moule B - Proctor modifié	Durée d'immersion :	96 h		
Teneur en eau OPM cible (%) :	1,926	Conditions d'immersion:	Eau		
MV sèche OPM (Mg.m³) :	11,2	Age de l'éprouvette lors de l'essai :	96 h		
Dame de compactage :	Proctor modifié				
Caractéristiques du moulage	U	Valeurs		Enfoncement (mm)	Lecture anneau (mm)
Hauteur du moule	mm	115		0,00	0,00
Masse du moule	g	3736		0,50	0,01
Volume du moule	cm³	2103,9		1,00	0,02
				1,50	0,03
Teneur en eau	U	avant immersion	après immersion	2,00	0,04
Masse de la tare	g	39,7	30,1	2,50	0,05
Masse totale humide	g	290,6	199,8	3,00	0,06
Masse totale sèche	g	264,9	168,4	3,50	0,07
Teneur en eau	%	11,4	22,7	4,00	0,07
Teneur en eau / W [OPM]	%	592,5	1178,8	4,50	0,08
				5,00	0,09
Masse volumique	U	avant immersion		5,50	0,09
Masse totale humide	g	8022		6,00	0,09
Masse volumique sèche	Mg/m³	1,83		6,50	0,09
Masse volumique sèche / MV [OPM]	%	16,3		7,00	0,10
Gonflement					
Absolu (mm)		3,13			
Relatif (%)		2,72			
Indice					
<input type="checkbox"/> IPI					
<input checked="" type="checkbox"/> CBR					
10%					

ANNEXE 3 : PLANNING D'EXECUTION

III-1- INSTALLATION ET FONDATION

PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO		PLANNING PARTIELLE																										
	LOT1: Fondation	Sme1						Sme2						Sme3						Sme4								
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	
I	INSTALLATION ET REPLI																											
I.1	Installation	Fft	1,00																									
I.2	Répli	Fft	1,00																									
	Total Installation et répli																											
II	TERRASSEMENT																											
II.1	Fouilles pour fondation	m3	167,18																									
II.2	Evacuation	m3	63,38																									
II.3	Remblai	m3	103,81																									
	Total Terrassement																											
III	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURES																											
III.1	Semelles isolées																											
	Proprété	m3	6,34																									
	Béton	m3	23,59																									
	Coffrage	m2	59,40																									
	Aciers	kg	1179,38																									
III.2	Longrines																											
	Proprété	m3	6,69																									
	Béton	m3	26,76																									
	Coffrage	m2	267,60																									
	Aciers	kg	2408,40																									
III.3	Dallages																											
	Surfaces du dallages	m2	511,50																									
	Délai d'exécution 24 jours (4 semaines)																											

III-2- PLANNING PARTIEL de l'RDC

PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO																											
PLANNING PARTIELLE		LOT2: RDC		Sme5						Sme6						Sme7						Sme8					
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6
I	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURES																										
I.1	Poteau																										
	Béton	m3	6,91																								
	Coffrage	m2	92,16																								
	Aciers	kg	760,32																								
I.2	Poutres																										
	Béton	m3	17,84																								
	Coffrage	m2	223,00																								
	Aciers	kg	3211,20																								
I.3	Escaliers																										
	Béton	m3	7,87																								
	Coffrage	m2	35,97																								
	Aciers	kg	551,01																								
I.4	Dalles																										
	Béton	m3	102,30																								
	Coffrage	m2	511,20																								
	Aciers	kg	6645,60																								
I.5	Chaînages et linteaux																										
	Béton	m3	5,70																								
	Coffrage	m2	76,00																								
	Aciers	kg	684,00																								
	Total Ouvrages super																										
II	MACONNERIE ET RAVALEMENT																										
II.1	Murs de remplissage	m2	247,00																								
II.2	Enduit	m2	494,00																								
II.3	Châpes	m2	511,20																								
	Délai d'exécution 24 jours (4 semaines)																										

III-3- PLANNING PARTIEL de l'R+1

PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO																											
PLANNING PARTIELLE		LOT3: R+1		Sme9						Sme10						Sme11						Sme12					
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6
I	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURES																										
I.1	Poteau																										
	Béton	m3	6,91																								
	Coffrage	m2	92,16																								
	Aciers	kg	760,32																								
I.2	Poutres																										
	Béton	m3	17,84																								
	Coffrage	m2	223,00																								
	Aciers	kg	3211,20																								
I.3	Escaliers																										
	Béton	m3	7,87																								
	Coffrage	m2	35,97																								
	Aciers	kg	551,01																								
I.4	Dalles																										
	Béton	m3	102,30																								
	Coffrage	m2	511,20																								
	Aciers	kg	6645,60																								
I.5	Chaînages et linteaux																										
	Béton	m3	5,70																								
	Coffrage	m2	76,00																								
	Aciers	kg	684,00																								
	Total Ouvrages super																										
II	MACONNERIE ET RAVALEMENT																										
II.1	Murs de remplissage	m2	247,00																								
II.2	Enduit	m2	494,00																								
Délai d'exécution 24 jours (4 semaines)																											

III-4- PLANNING PARTIEL de l'R+2

PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO																											
PLANNING PARTIELLE		LOT3: R+2		Sme13						Sme14						Sme15						Sme16					
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6
I	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURES																										
I.1	Poteau																										
	Béton	m3	6,91																								
	Coffrage	m2	92,16																								
	Aciers	kg	760,32																								
I.2	Poutres																										
	Béton	m3	17,84																								
	Coffrage	m2	223,00																								
	Aciers	kg	3211,20																								
I.3	Escaliers																										
	Béton	m3	7,87																								
	Coffrage	m2	35,97																								
	Aciers	kg	551,01																								
I.4	Dalles																										
	Béton	m3	102,30																								
	Coffrage	m2	511,20																								
	Aciers	kg	6645,60																								
I.5	Chaînages et linteaux																										
	Béton	m3	5,70																								
	Coffrage	m2	76,00																								
	Aciers	kg	684,00																								
	Total Ouvrages super																										
II	MACONNERIE ET RAVALEMENT																										
II.1	Murs de remplissage	m2	247,00																								
II.2	Enduit	m2	494,00																								
	Délai d'exécution 24 jours (4 semaines)																										

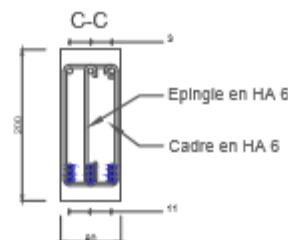
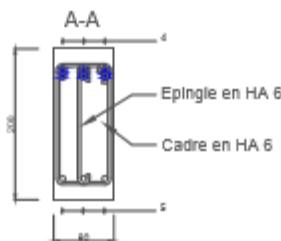
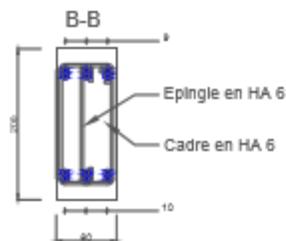
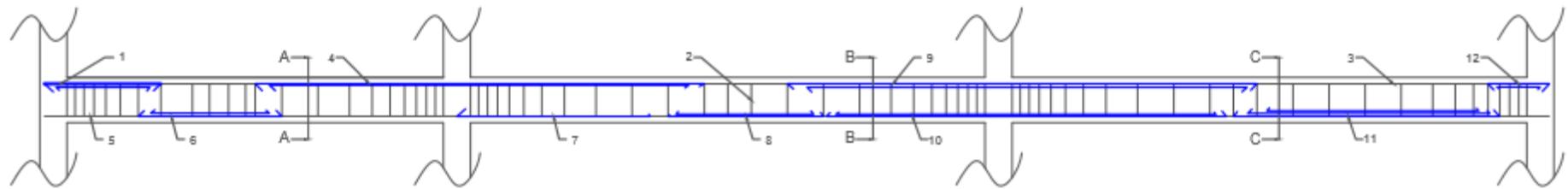
III-4- PLANNING PARTIEL de l'R+3

PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO																											
PLANNING PARTIEL		LOT3: R+3		Sme17						Sme18						Sme19						Sme20					
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6
I	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURES																										
I.1	Poteau																										
	Béton	m3	6,91																								
	Coffrage	m2	92,16																								
	Aciers	kg	760,32																								
I.2	Poutres																										
	Béton	m3	17,84																								
	Coffrage	m2	223,00																								
	Aciers	kg	3211,20																								
I.3	Escaliers																										
	Béton	m3	7,87																								
	Coffrage	m2	35,97																								
	Aciers	kg	551,01																								
I.4	Dalles																										
	Béton	m3	102,30																								
	Coffrage	m2	511,20																								
	Aciers	kg	6645,60																								
I.5	Chaînages et linteaux																										
	Béton	m3	5,70																								
	Coffrage	m2	76,00																								
	Aciers	kg	684,00																								
	Total Ouvrages super																										
II	MACONNERIE ET RAVALEMENT																										
II.1	Murs de remplissage	m2	247,00																								
II.2	Enduit	m2	494,00																								

III-5- FINITION ET REPLEMENT DE LA CHANTIER

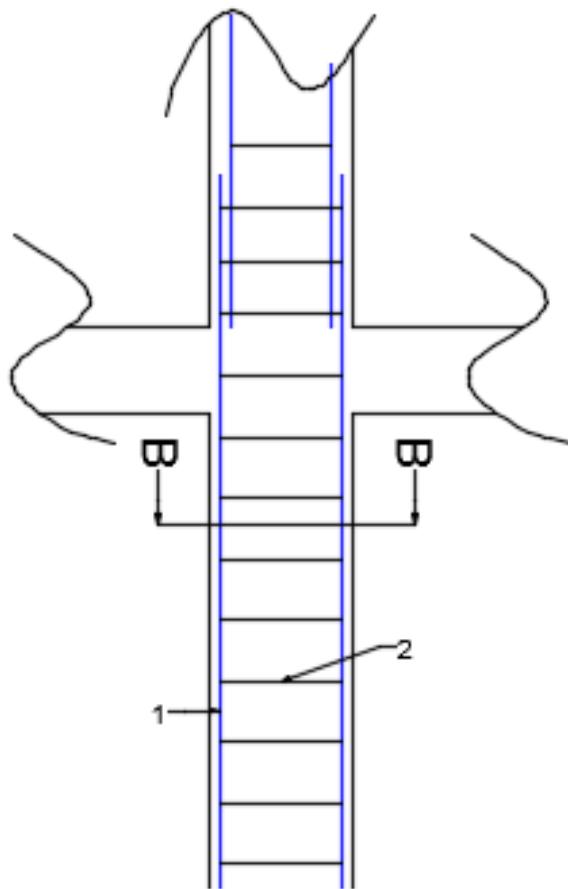
PROJET: CONSTRUCTION DU BATIMENT A USAGE ENTREPOT SIS A TANJOMBATO				PLANNING PARTIEL																																		
LOT: FINITION				Sme21						Sme22						Sme23						Sme24						Sme25										
N°	DESIGNATION	U	QTE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1	J2	J3	J4	J5	J6					
I	REVETEMENT	Fft																																				
II	MENUISERIE BOIS	Fft																																				
III	MENUISERIE ALUMINIUM ET VITRERIE	Fft	6,91																																			
IV	MENUISERIE METALLIQUE	Fft	92,16																																			
V	PLOMBERIES ET SANITAIRES	Fft	760,32																																			
VI	ELECTRICITE	Fft																																				
VII	PEINTURE	Fft																																				
LOT+A68:AJ80: FINITION																																						
VIII	REPLI DE CHANTIER	Fft																																				
	Délai d'exécution 30 jours (5 semaines)																																					

ANNEXE 4 : PLAN DE FERRAILLAGE POUTRE

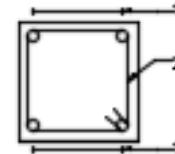


Position	Armature	Long Developpé (m)	Forme
1-	6HA10	1.5500	
2-	71HA6	1.2700	
3-	3HA8	2.6000	
4-	6HA8	2.4400	
5-	3HA8	1.0400	
6-	6HA12	1.9000	
7-	3HA12	2.45	
8-	6HA16	2.1800	
9-	6HA25	3.0800	
10-	6HA16	2.3600	
11-	9HA14	3.3300	

ANNEXE 5 : PLAN DE FERRAILLAGE POTEAU

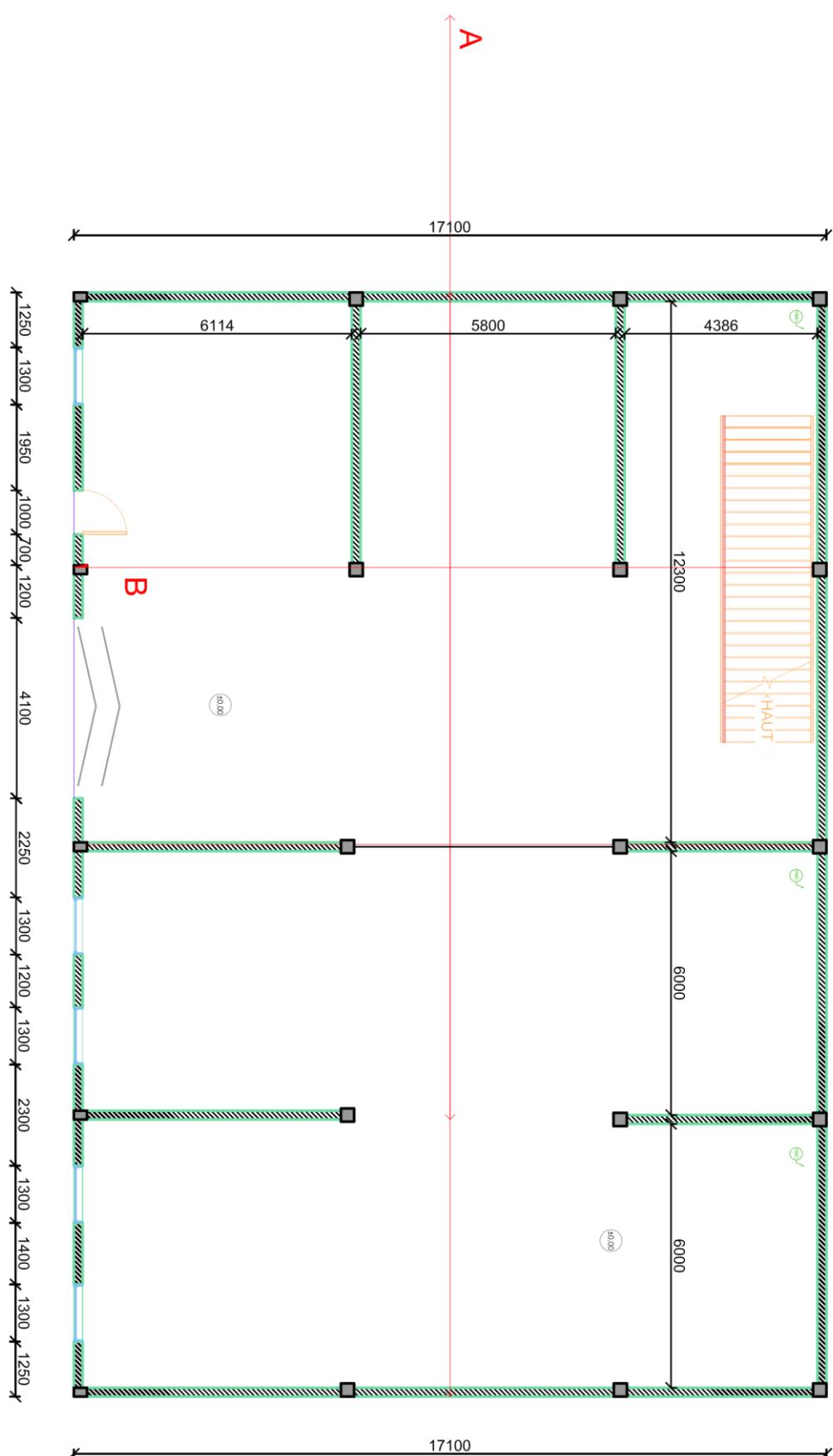


COUPE B-B



NOMENCLATURE			
POS.	ARM.	L.D	FORME
1	4HA14	373	_____
2	13HA10	126	

ANNEXE 6 : PLANS ARCHITERTURAUX



Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

Prénom : Miary

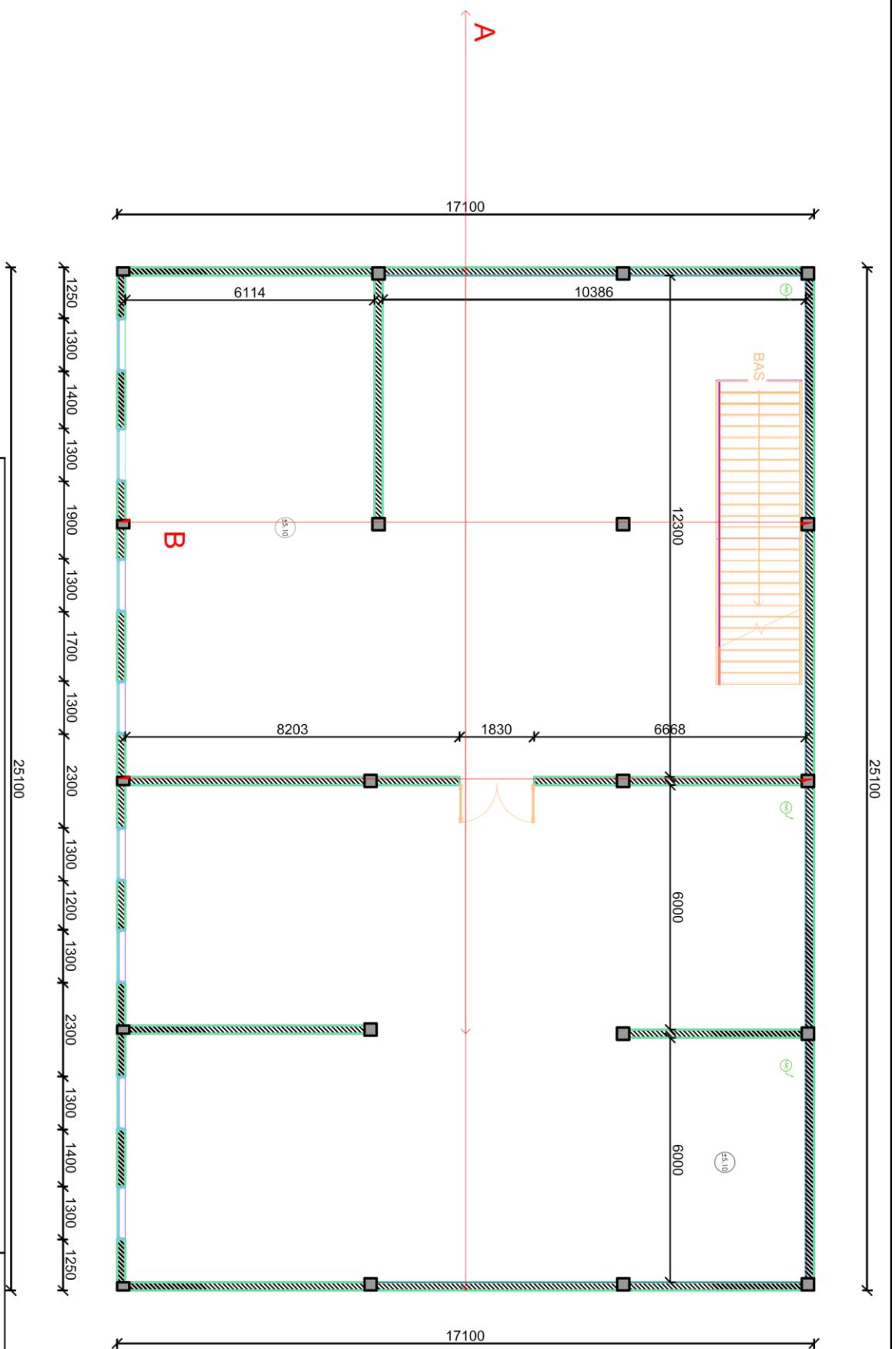
Plan architectureaux

Date : 14/02/18

BTP LP 3
Echelle:1/150

RDC

Plan n°: 1



Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

Prénom : Miary

Plan architectureaux

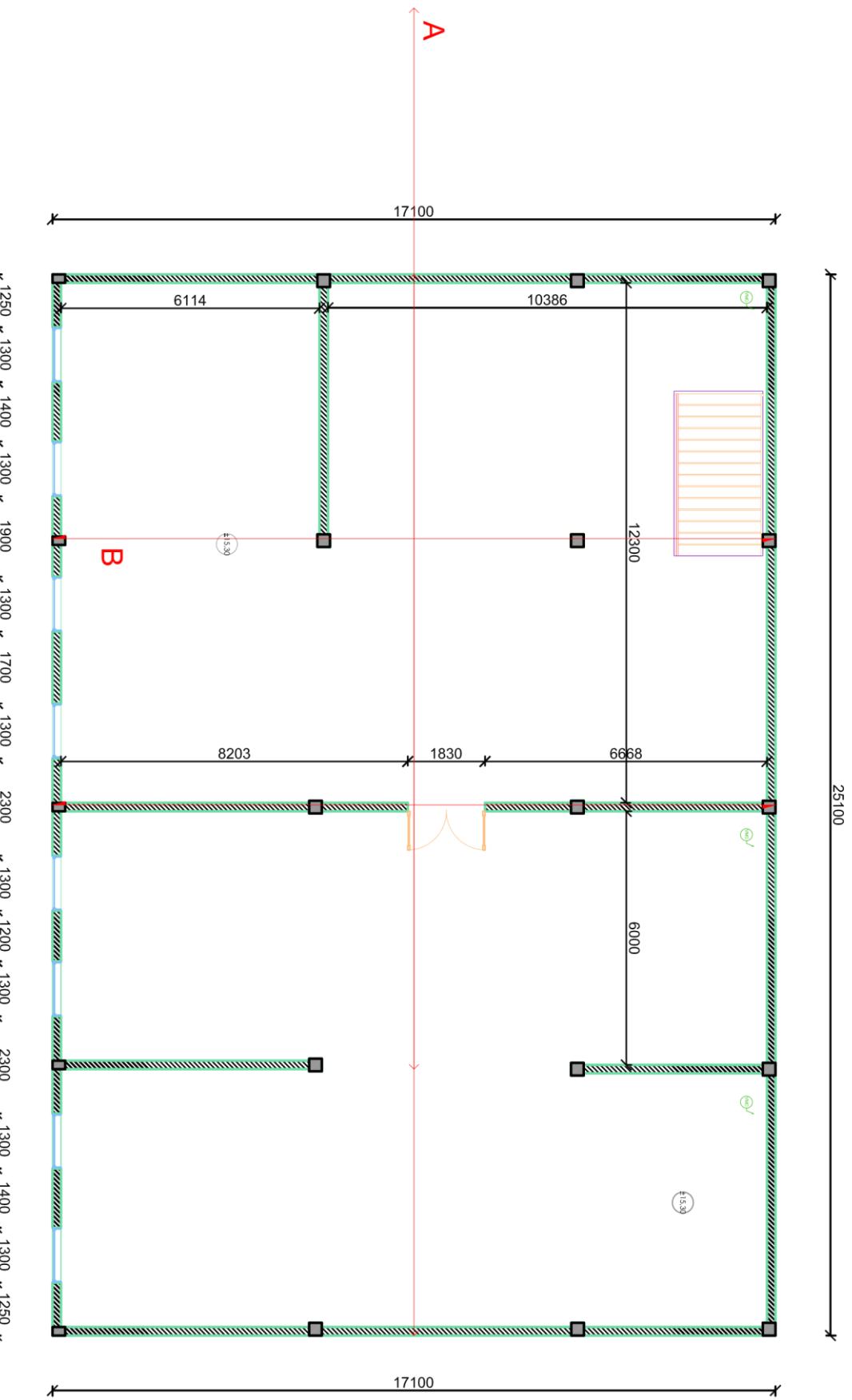
Date : 14/02/18

BTP LP 3
Echelle:1/150

ETAGE-1-2

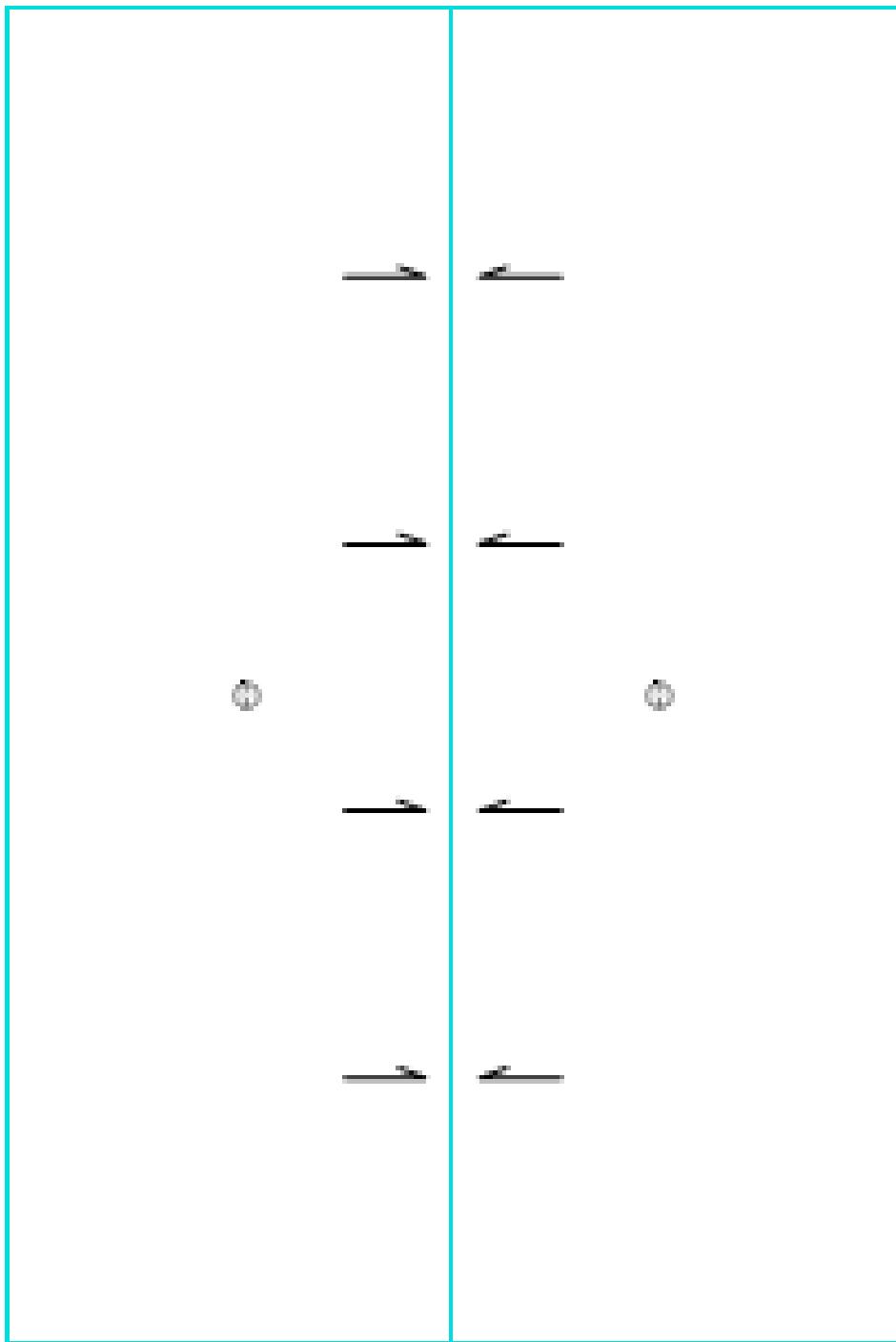


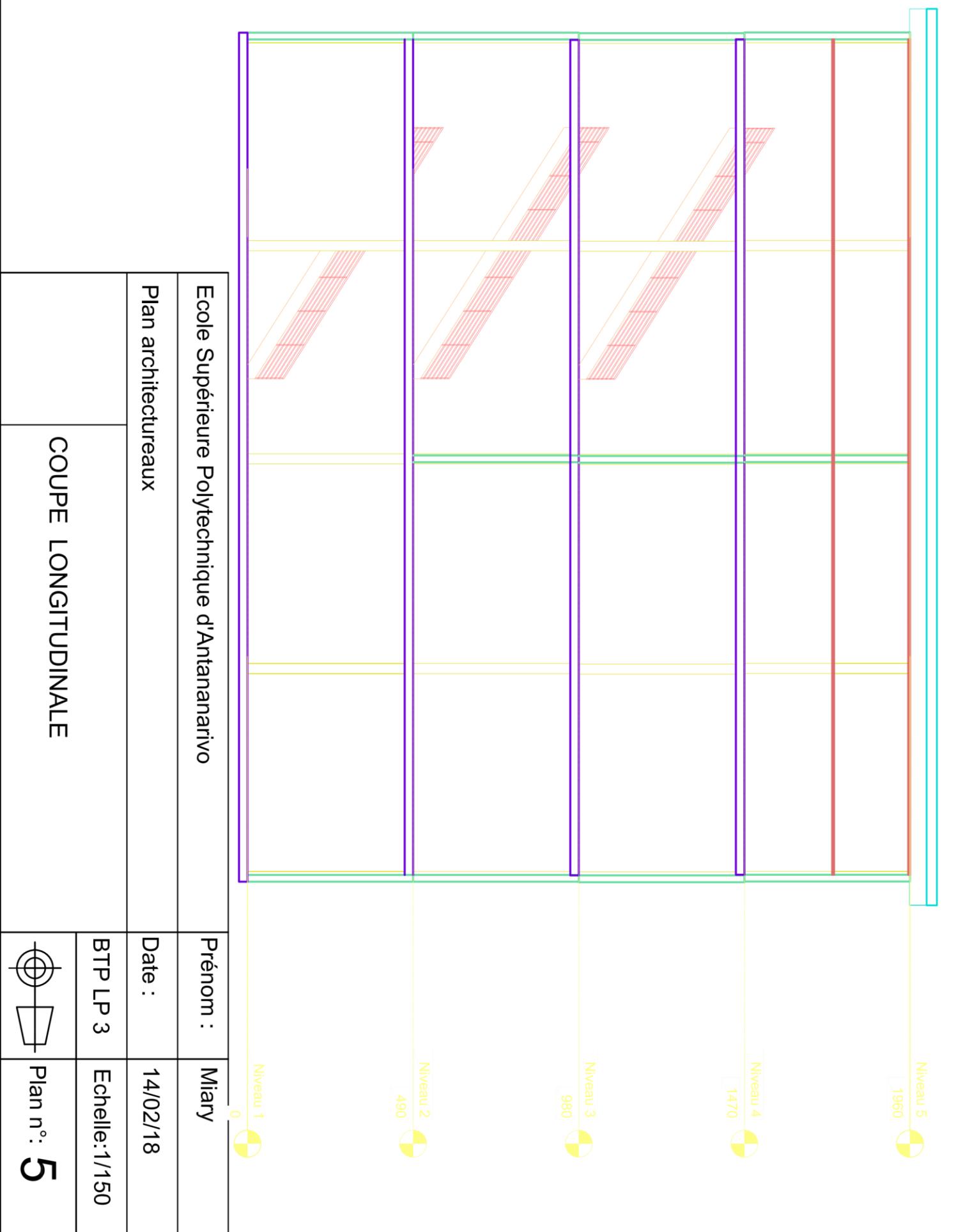
Plan n°: 2



Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo	Prénom :	Miary
Plan architectureaux	Date :	14/02/18
	BTP LP 3	Echelle:1/150
ETAGE-3	Plan n°:	3

École Supérieure Polytechnique d'Antananarivo	
Prénom :	Mary
Date :	14/02/18
BTP LP 3	Échelle: 1/150
	Plan n°: 4





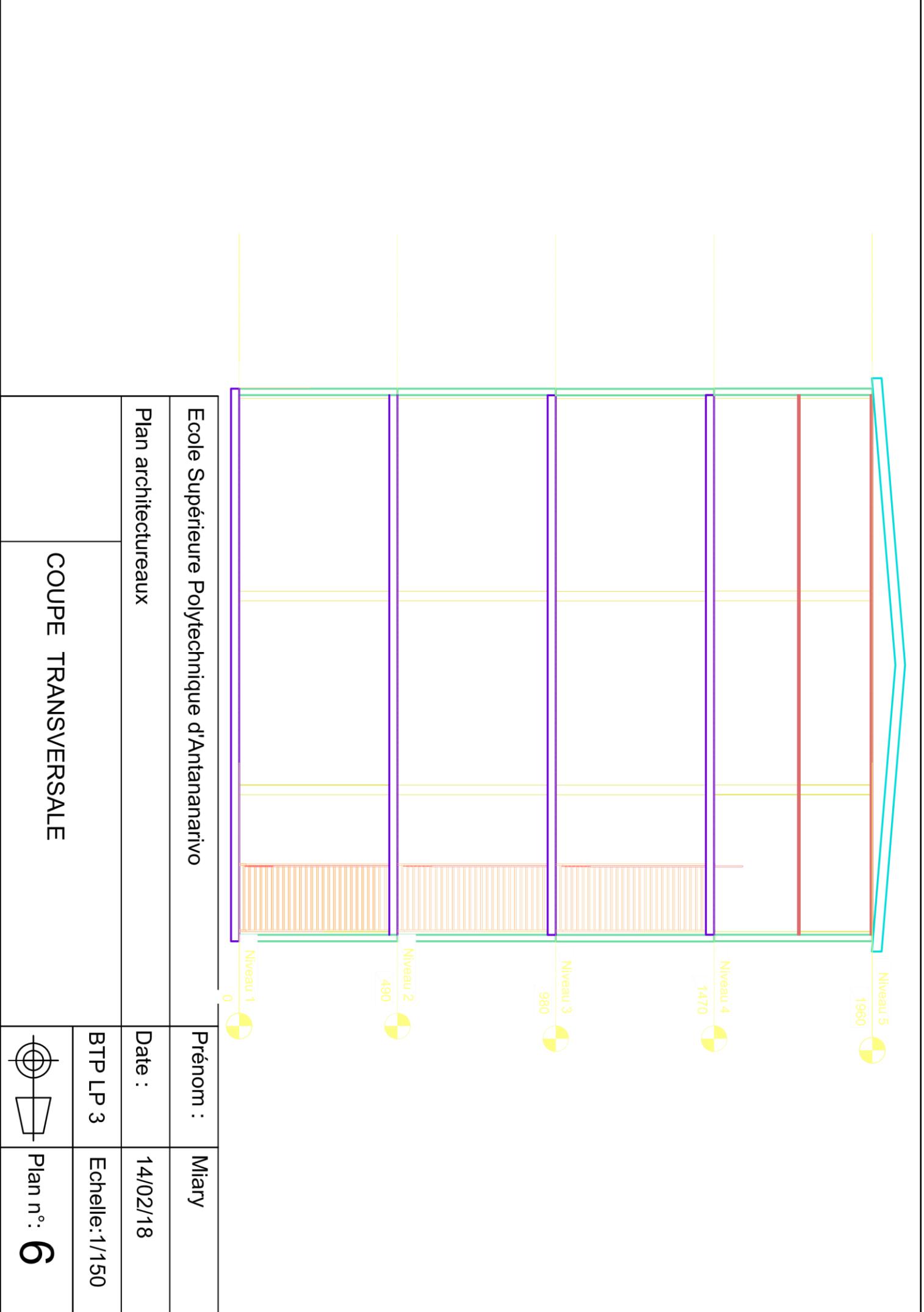


TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE	i
-----------------------	---

LISTE DES TABLEAUX	ii
---------------------------------	----

LISTE DES FIGURES	iv
--------------------------------	----

LISTE DES ANNEXES.....	vi
-------------------------------	----

LISTE DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS.....	vii
---	-----

INTRODUCTION

PARTIE I : ETUDE PRELIMINAIRE	1
--	---

Chapitre 1 : GENERALITES SUR LA REGION ANALAMANGA	2
--	---

1.1 Spécificité économique de la Région Analamanga :	2
--	---

1.2 Climatologie de la Région Analamanga :	5
--	---

Chapitre 2 : PRESENTATION DU PROJET	7
--	---

2.1 Description du projet :	7
-----------------------------------	---

2.2 Situation géographique du projet	7
--	---

2.3 Monographie	10
-----------------------	----

Chapitre 3 : JUSTIFICATION DU PROJET	13
---	----

3.1 SALONE :.....	13
-------------------	----

3.2 Objet du projet :	13
-----------------------------	----

3.3 Objectifs du projet.....	14
------------------------------	----

3.4 Impact socio-économique du projet :.....	15
--	----

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre 4 : PREDIMENTIONNEMENT	16
--	----

4.1 Les Planchers :	16
---------------------------	----

4.2 Poutre :	17
--------------------	----

Pour le pré dimensionnement de la section, la hauteur h de la poutre dépend de la portée l et est donnée par la relation suivante :	17
--	----

4.3 Les poteaux	19
-----------------------	----

Chapitre 5 : DESCENTE DES CHARGES	22
5.1 Généralité.....	22
5.2 Descente des charges dues aux charges verticales :.....	24
5.3 Descente des charges dues aux charges horizontales :	29
Chapitre 6 : CALCUL DES STRUCTURES	41
6.1 Méthodes de détermination des sollicitations :.....	41
6.2 Evaluation des charges :.....	42
6.3 Conclusion partielle :	46
Chapitre 7 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME.....	47
7.1 Hypothèses de calcul :	47
7.2 Etude de gros œuvre :	50
7.3 Conclusion partielle :	75
Chapitre 8 : ETUDE DU SECOND OEUVRE	77
8.1 Assainissement.....	77
8.2 Eclairage	79
PARTIE III : TECHNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE	
Chapitre 9 : LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	83
9.1 Granulats	83
9.2 Ciment.....	84
9.3 Eau de gâchage	84
9.4 Adjuvants	84
9.5 Aciers	85
9.6 Briques	85
9.7 Bois	85
Chapitre 10 : MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES EN BA	86
10.1 Le mortier et le béton.....	86
10.2 Le coffrage et le décoffrage	88

10.3 Les armatures pour béton armé.....	90
10.4 Coulage du béton	91
PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENT	
Chapitre 11 : DEVIS DESCRIPTIF	93
Chapitre 12 : SOUS-DETAIL DE PRIX	95
12.1 Coefficient de déboursés K1	95
12.2 Sous-détail de prix	96
Chapitre 13 : DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF	103
Chapitre 14 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	109
14.1 Méthodologie de l'étude d'impact environnemental	109
14.2 Identification des impacts probables du projet sur le milieu récepteur.	109
14.3 Evaluation de l'importance des impacts	111
14.4 Mesures d'atténuation des impacts négatifs et optimisation des impacts positifs ..	113
CONCLUSION.....	116
BIBLIOGRAPHIE	117
WEBOGRAPHIE	117
ANNEXES	I
TABLE DES MATIERES	XVIII

Nom : RAKOTONDRAINAIVO



Prénom : Néhemia Miary Louisien

Adresse : Lot IB 359 Andoharanofotsy

Tél : +26134 26 109 29

E-mail : nehemiamiry@gmail.com

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du Diplôme de Licence es-Sciences Techniques en Bâtiment et Travaux Publics

Titre :

« Étude de construction d'un bâtiment r+3 à usage entrepôt de l'entreprise Salone sis dans la zone FORELLO – ANTANANARIVO »

Nombre de pages : 117

Nombre de tableaux : 61

Nombre de figures : 32

Résumé :

Ce mémoire concerne la construction d'un bâtiment R+3 servant d'entrepôt pour l'entreprise Salone. L'élaboration de ce mémoire développe diverses études et rassemble les connaissances acquises durant les trois années d'études.

Le bâtiment est constitué par une ossature en béton armé. Une structure de poutre et poutrelles métalliques supporte la toiture. Le plancher en dalle pleine renforce l'ensemble de la superstructure. Et pour l'infrastructure, par sa stabilité, la semelle isolée est prise comme type de fondation convenable à la construction.

Les éléments des structures en béton armé ont été calculés suivant un modèle plan pour que les calculs puissent être simplifiés tout en étant fiable.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, Semelle isolée.

Rapporteur : Madame RAVAOHARISOA Lalatiana