UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Projet d'adduction d'eau potable : cas du réseau Mirama II en commune Gitega, province Gitega

Ishimwe, Willifried; Nkurunziza, Clovis; Sous la Direction de : Ir. Nduwimana, Donatien

2014-06
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2281

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

UNIVERSITE DU BURUNDI

INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR:DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE : CAS DU RESEAU MIRAMA II EN COMMUNE GITEGA,PROVINCE GITEGA



Par

ISHIMIRWE Willifried & NKURUNZIZA Clovis

Sous la Direction de :
Ir. NDUWIMANA Donatien

Projet de fin d'études présenté et défendu publiquement en vue de l'obtention du Grade d'Ingénieur Industriel en Génie Civil

Bujumbura, Juin 2014

DEDICACE

A Dieu Tout Puissant ;

A nos parents ;

A nos frères et sœurs;

A nos oncles et tantes ;

A nos cousins et cousines ;

A nos amis ;

Nous dédions ce travail.

REMERCIEMENTS

Notre travail de fin d'Etudes Universitaires a été réalisé grâce aux efforts fournis par plusieurs personnes auxquelles nous voudrions exprimer nos sincères remerciements.

Que nos sincères remerciements parviennent premièrement à nos parents pour leur sacrifice depuis notre naissance jusqu'à ce jour.

Nos remerciements sont également adressés à l'Ir. NDUWIMANA Donatien, professeur à la Faculté des Sciences Appliquées et Directeur de ce mémoire, qui, malgré ses nombreuses occupations, a accepté de le diriger. Sa disponibilité, ses conseils et sa rigueur scientifique nous ont été d'une grande utilité, qu'il trouve l'assurance de notre profonde gratitude.

Nous remercions également nos éducateurs de l'école primaire à l'université plus particulièrement aux professeurs de l'Institut Technique Supérieur, département du Génie Civil pour la formation tant morale que scientifique qu'ils nous ont dispensés.

Nos remerciements vont également à l'endroit des responsables de l'Hydraulique et de l'Administration de la commune GITEGA pour toutes les informations fournies et la documentation mise à notre disposition.

Nous aimerions exprimer toute notre gratitude à nos compagnons de classe et plus particulièrement ceux de l'Institut Technique Supérieur pour ses valeurs sociales et humaines dont nous avons été bénéficiaires durant notre séjour au campus KIRIRI.

A toute personne, de près ou de loin qui a contribué à la réalisation de ce travail, nous disons « Grand merci ».

ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en Eau potable.
BF : Borne Fontaine.
CC : Chambre de Captage.
CD : Chambre de départ.
C_H : Coefficient horaire.
C_J : Consommation Journalière.
CP : Chambre de Purge.
CV : Chambre de Ventouse.
DE : Diamètre Extérieur.
DI : Diamètre Intérieur.
DGHR : Direction Générale de l'Hydraulique et des énergies Rurales.
DIN : Deutsches Institut Für Normung.
E.P : Ecole Primaire.
Co Co : Collège Communal
GC : Génie Civil.
H_P : Hauteur piézométrique.
Max : Maximum.
Ml : Mètre Linéaire.
Moy : Moyenne.
O.M.S : Organisation Mondiale de la Santé.
PD : Pression Dynamique.
PN : Pression Nominale.
PVC : polychlorure de vinyle.
$\mathbf{Q_E}$: Débit Entrant.
Q_H : Débit Horaire
Q_S : Débit Sortant.
R : Réservoir.
RCE : Régie Communale d'eau.
TEM : Temps d 'Exécution Moyen.
TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée.
V_E : Volume Entrant.
V_S : Volume de Sortie.
ΔH : Perte de charge linéaire.
REGIDESO : Régie de production et de distribution d'eau et d'électricité

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schéma du cycle de l'eau 2

Figure 2 : Position de la province GITEGA part rapport aux autres 7

Figure 3 : carte de découpage administratif de la province GITEGA 8

Figure 4 : Carte de découpage administratif de la commune Gitega 11

Figure 5 : localisation de la zone du projet 12

Figure 6 : Source d'affleurement. 23

Figure 7 : Source de déversement. 24

Figure 8 : Source d'émergence .....

Figure 9 : coupe longitudinale d'un réservoir de $10m^3$ 45

Figure 10 : coupe longitudinale d'un réservoir de $5m^3$ 51

Figure 11 : Schéma type d'un réservoir de $55m^3$ 62

Figure 12 : Schéma d'une borne fontaine 64

Figure 13: Schéma de fonctionnement du réseau 71

Figure 14 : Schéma type de la chambre de vanne et sectionnement 86

Figure 15 : Schéma type de la chambre de ventouse 87

Figure 16 : Plan type d'une chambre de purge 92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS 4

Tableau 2 : Découpage administrative de la commune Gitega. 10

Tableau 3 : Consommation spécifique 14

Tableau 4 : Evaluation de la population actuelle 16

Tableau 5: Taux de croissance des communes de GITEGA 17

Tableau 6 : Evaluation de la population actuel et futur 18

Tableau 7: Besoins moyens 18

Tableau 8 : Récapitulatif des besoins en eau à produire 21

Tableau 9 : Synthèse pour les réservoirs de 55m³ 81

Tableau 10 : synthèse pour les 23 chambres 85

Tableau 11 : synthèse pour les 3 chambres 91

Tableau 12 : Synthèse pour les réservoirs de 5m³ 97

Tableau 13 : synthèse pour les réservoirs de 10m³ 101

Tableau 14 : Tuyaux à fournir 102

Tableau 15 : Calcul des tranchées pour les conduites d'alimentation 102

Tableau 16 : Planning des travaux 107

RESUME

L'eau est une composante naturellement irremplaçable dans la vie de l'homme, des animaux, des végétaux et même dans certaines des activités que fait l'homme. Sans eau, la vie quotidienne est pratiquement impossible.

Notre projet vise à l'alimentation en eau potable des habitants et des collectivités des sous-collines MIRAMA, RYAGAHENE et MAKERA, toutes de la commune GITEGA dans le but de résoudre les problèmes de carence d'eau. Le linéaire auquel s'approvisionne cette population est estimée à 9100,9m soit 9,1009km.

Notre réseau de distribution en eau potable sera alimenté par la source KAGOTI se trouvant à une altitude de 1700m avec un débit de 1,91l/s mais le débit nécessaire pour satisfaire les bénéficiaires est 1,180l/s.

Les ouvrages utilisés pour notre projet qui est totalement gravitaire sont : une chambre de départ, 3 chambres de purge, 3chambres de ventouse, une chambre de vanne et sectionnement et 7 réservoirs.

Après avoir fait le dimensionnement de ces ouvrages, les calculs hydrauliques et leurs différents devis, il nous a permis de déterminer le coût global du projet qui est estimé à une somme de cent quatre vingt neuf millions cinq cent cinquante huit mille quatre cents et deux francs burundais (189.558.402 Fbu).

Enfin, comme un réseau mal suivi et entretenu peut fournir de l'eau qui pourra nuire à la santé humaine, il est demandé à la commune qui est l'organe le mieux indiqué en coopération avec la Régie Communale de l'Eau de gérer ce réseau de MIRAMAII et se charger à l'entretien, au contrôle et à la sensibilisation de la population aux activités d'assainissement.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE i

REMERCIEMENTS ii

ABREVIATIONS iii

LISTE DES FIGURES iv

LISTE DES TABLEAUX v

RESUME vi

TABLE DES MATIERES vii

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE 1

I.1. Généralité 1

I.1.1 Introduction 1

I .1.2 Motivation du travail 1

I.2 Le cycle de l'eau 2

I.3 Définition d'eau potable 3

I.3.1Qualité de l'eau potable 3

I.3.2Non potabilité de l'eau 5

CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE DU PROJET 6

II.1 Province GITEGA 6

II.1.1 Description physique 6

II.1.2. Localisation de la commune GITEGA 7

II.1.3. Climat 8

II.2. Organisation administrative de la commune Gitega 9

II. 3. Description de la zone du projet 12

CHAP III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU 13

III.1. Généralités 13
III.1.1. Définition 13
III.2. Horizon de planification 13
III.3. Besoins spécifiques en eau 13
III.4. Evaluation proprement dite des besoins en eau 15
III.4.1. Population à desservir 15
III.4.2. Population actuelle 15
III.4.3. Détermination des besoins maximums en eau 19
III.4.3.1. Production de pointe 19
III.4.3.2. Les pertes d'eau 19
CHAP IV. CAPTAGE DE LA SOURCE 22
IV.1. Captage 22
IV.1.1 Généralités 22
IV.1.2. Définition 22
IV.1.3. la nature de la source 22
IV.1.3.1 Source d'affleurement 23
IV.1.3.2. Source de déversement 23
IV.1.3.3. Source d'émergence 24
IV.1.4. Caractéristique de la source de notre zone d'étude 24
IV.2. Vérification du débit d'une source 26
IV.3. Principe de captage proposé 27
IV.4. Investigation du site 28
IV.5. Etapes de l'aménagement du captage 28
CHAPITRE V. STOCKAGE DE L'EAU ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES 30

V.0. Introduction 30
V.1. Définition et fonction du réservoir 30
V.1.1. Types des réservoirs 30
V.1.2. Capacité des réservoirs 31
V.2. Principe de calcul de la capacité du réservoir 31
V.3 Détermination des dimensions des réservoirs de notre projet 38
V.4. Calculs des armatures de la dalle et du radier 40
V.4.1. Dimensionnement du réservoir de 10m³ 40
V.4.2. Dimensionnement du réservoir de 5m³ 46
V.4.3. Dimensionnement de la chambre de départ : 55 m³ 52
V.5. Calculs hydrauliques 63
V.5.1. Ouvrages du réseau hydraulique 63
V.5.2 Calcul de perte de charge 64
CHAP VI. EVALUATION FINANCIERE DU PROJET 72
VI. 1. Introduction 72
VI.2. Devis descriptif 72
VI.2.1. Captage 72
VI.2.1.1. Décapage de la terre végétale 72
VI.2.1.2. Terrassement en déblais 73
VI.2.1.3. Pose des tuyaux de captage 73
VI.2.2. Chambre de départ et les réservoirs 73
VI.2.3. Conduite d'alimentation 74
VI.2.4. Accessoires à la conduite 76
VI.2.4.1. Chambre de Ventouse, Purge, Vanne et sectionnement 76

VI.2.4.2 Borne fontaines 76

VI.3 Devis quantitatifs 77

VI.3.1 Le réservoirs de 55m³ 77

VI.3.2 Chambres de vanne et sectionnement(1), de vanne (19) et de ventouse (3) 81

VI.3.3 Chambres de purges (3) 88

VI.3.4 Les réservoirs de 5m³ 93

VI.3.5 Les réservoirs de 10m³ (5) 97

VI.4. Accessoires des tuyaux 103

VI.5. Planning des travaux 106

CONCLUSION 113

RECOMMANDATIONS 113

Bibliographie 114

ANNEXE 115

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1. Généralité

I.1.1 Introduction

Dans la vie de l'homme, des animaux, des végétaux et même dans certaines des activés que fait l'homme, l'eau est d'une grande importance. L'eau en qualité et en quantité suffisante permet à l'homme de mener une meilleure vie, au contraire, le manque d'eau provoque de nombreux problèmes économiques et sanitaires. Donc l'eau est toujours l'un des facteurs importants pour le progrès humain.

En proclamant 1980-1990 « décennie internationale de l'eau potable et de l'assainissement », l'OMS voulait attirer l'attention de la communauté internationale qu'en améliorant la couverture en eau potable, on peut réduire considérablement la plupart des maladies responsables de mortalité dans les pays en voie de développement.

Dans notre pays, la situation sanitaire actuelle n'est pas tout à fait bonne car un très grand nombre de personnes dont la plupart vit à la campagne sont dépourvues de toute source aisément accessible d'eau saine.

I .1.2 Motivation du travail

Connaissant que l'eau potable a une grande utilité dans la survie de l'homme, connaissant que les ressources d'approvisionnements en eau potable sont limitées en quantité et en qualité alors que la croissance démographique et le développement économique font augmenter la demande, nous avons choisi de travailler sur le projet d'alimentation en eau potable : réseau MIRAMA II en commune GITEGA, Province GITEGA en vue de résoudre les problèmes de carence en eau potable que nous avons observé dans les sous collines MIRAMA, MAKERA et RYAGAHENE.

I.2 Le cycle de l'eau

De nombreux phénomènes agissent simultanément et permettent le fonctionnement du cycle de l'eau. Ce cycle est comme sans début ni fin. Il est constitué entre autre par : les précipitations, l'évaporation, condensation, ruissellement.

•Evaporation : chauffée par l'énergie solaire, l'eau s'évapore et se disperse dans l'atmosphère sous forme de vapeur.

•Condensation : se refroidissant, l'eau se condense et forme de fines gouttelettes qui s'agrègent et constituent ainsi des masses nuageuses.

•Les précipitations : l'eau retombe ensuite dans les océans ou sur la terre sous forme de grêle.

•Ruissellement : L'eau ruisselle ou s'infiltre dans le sol régénérant ainsi les nappes phréatiques.

Schéma du cycle de l'eau

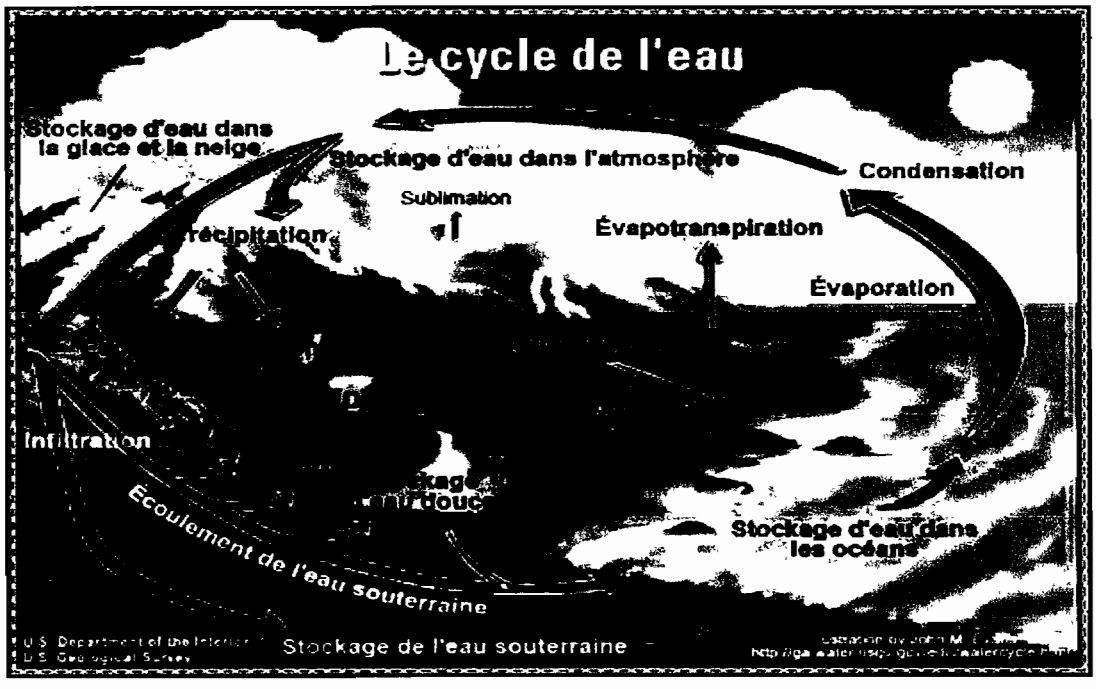


Figure 1 : Schéma du cycle de l'eau (source : **http://www.curiosfer.tv/** MINTE / MINTE10977.com)

I.3 Définition d'eau potable

Une eau potable est une eau saine c'est-à-dire que l'on peut boire sans risque de nuire à la santé humaine. Pour mieux définir l'eau potable, l'OMS à l'aide des recherches faites par ses experts laborantins, a donné des normes de base (les teneurs limites) au-delà desquelles certaines substances rencontrées constamment dans l'eau deviennent nocives à la vie de l'homme qui la consomme et de cela rendent l'eau non potable.

L'eau potable n'est pas exempte des matières polluantes, par contre, elle regorge ces dernières en concentration jugée faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur en première position l'homme.

I.3.1Qualité de l'eau potable

Une eau est dite potable quand elle satisfait à un certain nombre de caractéristiques la rendant propre à la consommation.

La qualité de l'eau brute est fonction de la provenance de cette eau et cela détermine son utilisation future. Des normes existent pour limiter l'usage abusif de l'eau brute. La plupart des pays se conforment à la norme de l'OMS.

Au Burundi, la REGIDESO qui se charge de capter, traiter et distribuer l'eau potable se conforme à la dite norme.

Les normes de l'OMS

Caractéristique	unité	Valeurs limites
Turbidité	NTU	5
Valeur P^H	-	6.5 - 9.2
Conductibilité	μ^s/cm	700
Matières en suspension (M.E.S)	mg/l	500
Fer (Fe^{2+})	mg/l	0.3
Dureté	mg /l	20 - 30
Sodium	mg	20
Ammoniaque(NH_4)	mg/l	1.0
Calcium (ca^{2+})	mg/l	75
Température	°C	25
Sulfate ($S0_4{}^{2+}$)	mg/l	200
Gaz carbonique($C0_2$)	mg/l	-
Nitrite (NO^-)	mg/l	25
Potassium (K^+)	mg/l	10
Phosphates (PO_4^-)	mg/l	7
Magnésium	mg/l	50
Oxygène (0_2)	% de saturation	20
Demande chimique en 0_2DCO	mg/l	5/$KMN0_4$
Chlorures (Cl^-)	mg/l	200

Tableau 1 : Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS

I.3.2Non potabilité de l'eau

L'eau est vectrice de nombreux parasites, bactéries ou virus. Il faut prendre des précautions avant de consommer de l'eau dans la nature. Une eau en apparence limpide peut cacher des micro-organismes ou des polluants, la prudence reste de mise.

Voici quelques- unes des contaminations possibles et leurs conséquences :

•les bactéries : elles peuvent provoquer diverses maladies comme le choléra, la fièvre, typhoïde

•les virus (hépatite infectieuses,.....)

•les parasites qui sont à l'origine de la fièvre, diarrhée et entrainant des complications si l'infection n'est pas traitée rapidement.

CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE DU PROJET

II.1 Province GITEGA

II.1.1 Description physique

Située au centre du Burundi, la province de GITEGA couvre une superficie de 1978,96km², soit 7,1% de la superficie totale du pays avec une population estimée à 715080 habitants en 2008, soit une densité moyenne de 349habitants par km².

Elle est limitée :

• Au nord par la province de KAYANZA (les communes Muhanga et Rango) et la province de NGOZI (la commune Ruhororo),

•A l'ouest par la province de MURAMVYA (les communes Mbuye et Rutegama) et la province de MWARO (les communes Ndava, Nyabihanga, Kayokwe et Bisoro)

• Au sud par la province de BURURI (les communes Matana et Rutovu) et la province RUTANA (communes Rutana et Musongati)

• A l'Est par la province de RUYIGI (les communes Butezi et Butaganzwa) et la province de KARUSI (les communes Shombo et Gihogazi).

La carte suivante nous montre la position géographique de la province de GITEGA par rapport aux autres provinces.

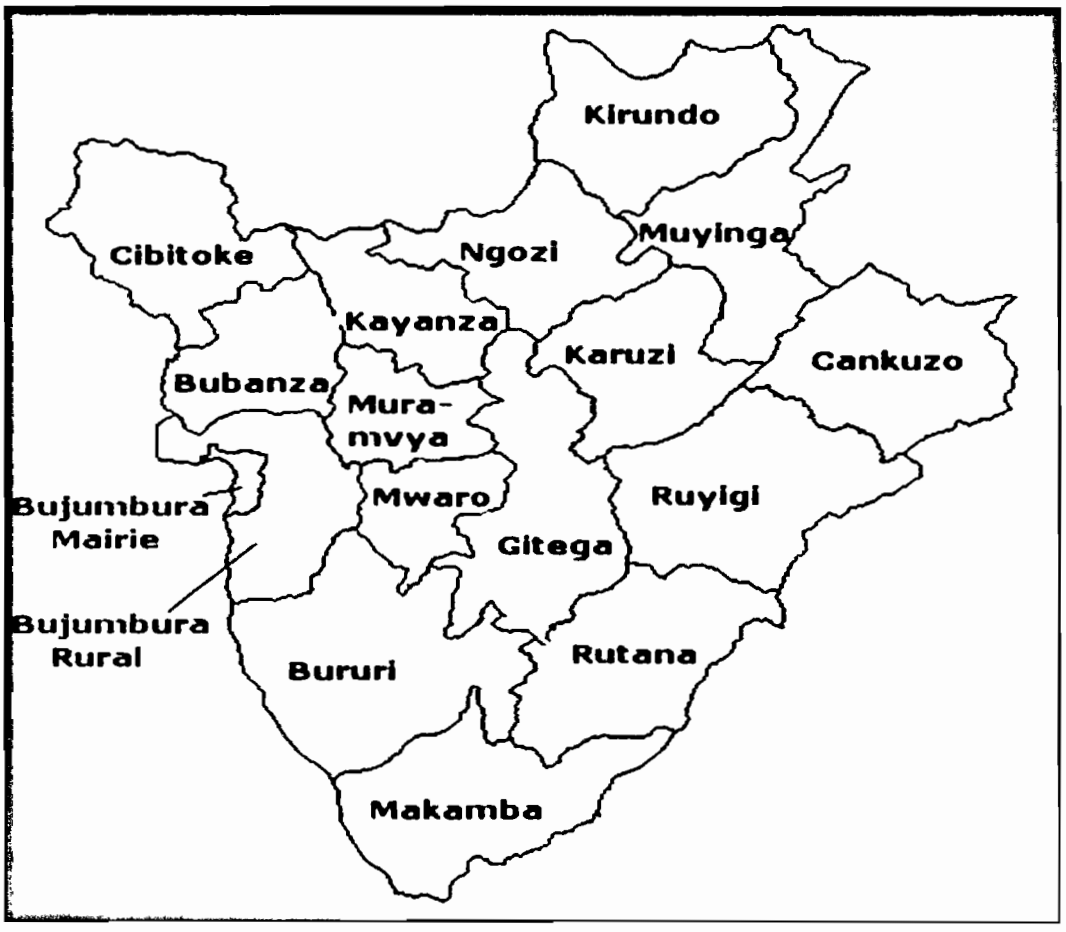


Figure 2 : Position de la province GITEGA par rapport aux autres
Source : (Ministère de la Planification du Développement et de la Reconstruction Nationale)

II.1.2. Localisation de la commune GITEGA

La commune de Gitega qui est la plus étendue de la province de GITEGA avec sa superficie estimée à 315,44km² est l'une des 11 communes qui composent la province de GITEGA. Elle est située au nord par la commune Giheta et la province de KARUSI, au sud par les communes Makebuko, Nyarusange et Itaba, à l'Ouest par la province de MWARO.

II.1.3. Climat

La Commune de GITEGA est située entièrement dans la région naturelle de KIRIMIRO qui se caractérise par une altitude comprise entre 1600 et 2000 m, une pluviométrie moyenne annuelle de 1200 mm, une température moyenne annuelle de 19°C, un climat du type tropical, tempéré par l'altitude, un réseau hydrographique entièrement tributaire du bassin du Nil, la RUVUBU est la principale zone avec comme principale affluent de la rivière RUVYIRONZA.



Figure 3 : carte de découpage administratif de la province GITEGA (Source UPP)

II.2. Organisation administrative de la commune Gitega

La commune Gitega est subdivisée en quatre zones et 28 collines et 9 quartiers.

Il s'agit des zones et collines suivantes :

Zone	N°	Collines de recensement
Centre urbain	1.	Magarama
	2.	Mushasha
	3.	Munsinzira
	4.	Nyabiharage
	5.	Nyabututsi
	6.	Nyamugari
	7.	Rango
	8.	Shatanya
	9.	Yoba
Gitega rural	1.	Birobe
	2.	Bwoga
	3.	Higiro
	4.	Mahanda
	5.	Mugutu
	6.	Nyakibingo
	7.	Rubamvyi
	8.	Rugari-Gitama
	9.	Rukoba
	10.	Rutegama
Mubuga	1.	Bikwazo
	2.	Karenda
	3.	Kimanama
	4.	Mirama

		5.	Mubuga
		6.	Mukanda
		7.	Muribwe
		8.	Ngobeke
	Mungwa	1.	Bihanga
		2.	Butamuheba
		3.	Jimbi
		4.	Kibiri
		5.	Mugoboka
		6.	Mugwa
		7.	Ntobwe
		8.	Nyabututsi
		9.	Rutobe
		10.	Rweza
	TOTAL	37	

Tableau 2 : Découpage administrative de la commune Gitega.

Carte administrative de la commune Gitega

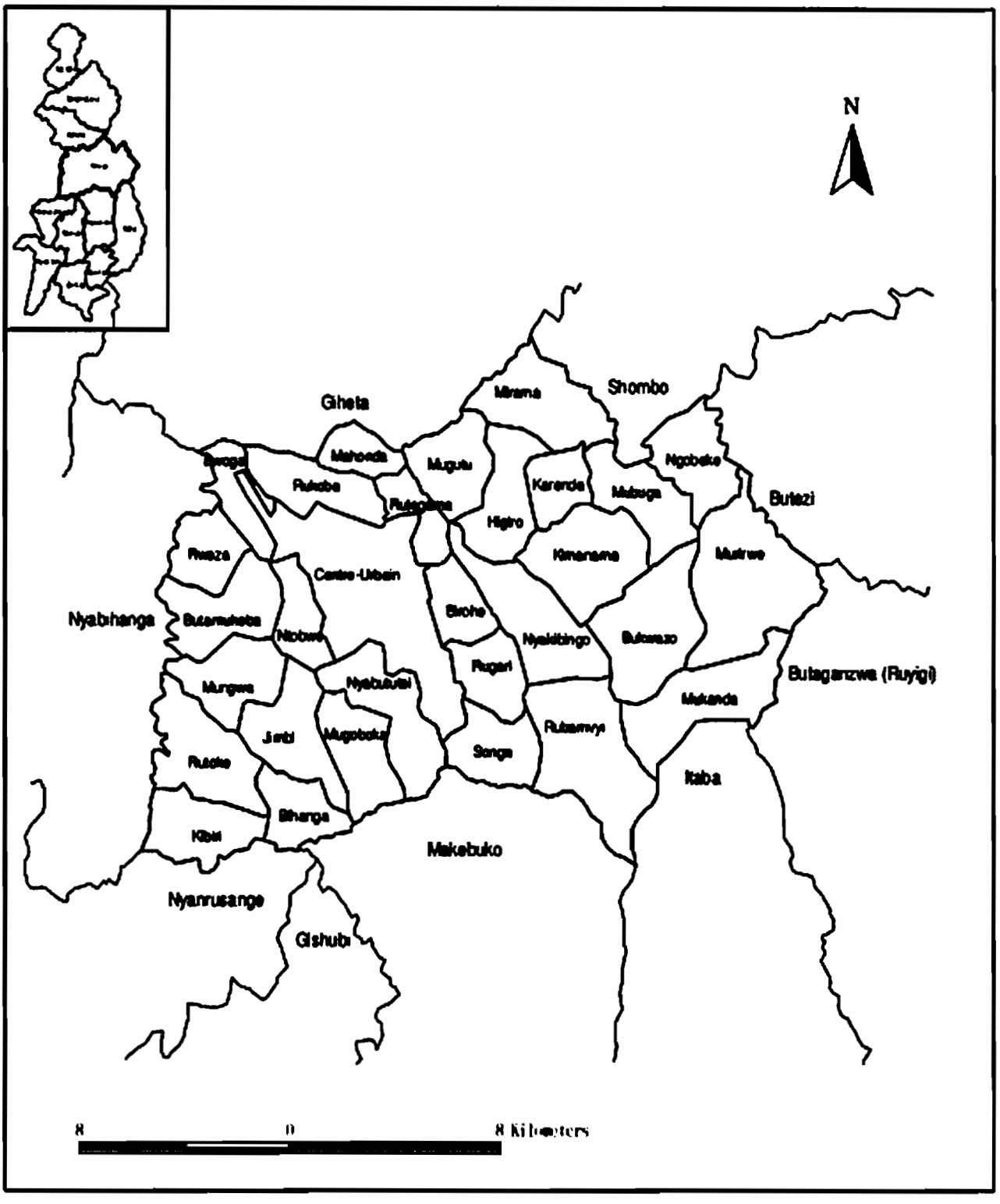


Figure 4 : Carte de découpage administratif de la commune Gitega
(Source UPP)

II. 3. Description de la zone du projet

Les sous collines MIRAMA, MAKERA et RYAGAHENE qui font l'objet de notre zone d'étude se trouvent dans la colline MIRAMA de la zone MUBUGA, l'une des 4 zones de la commune GITEGA.

Localisation du réseau et description de la zone desservie

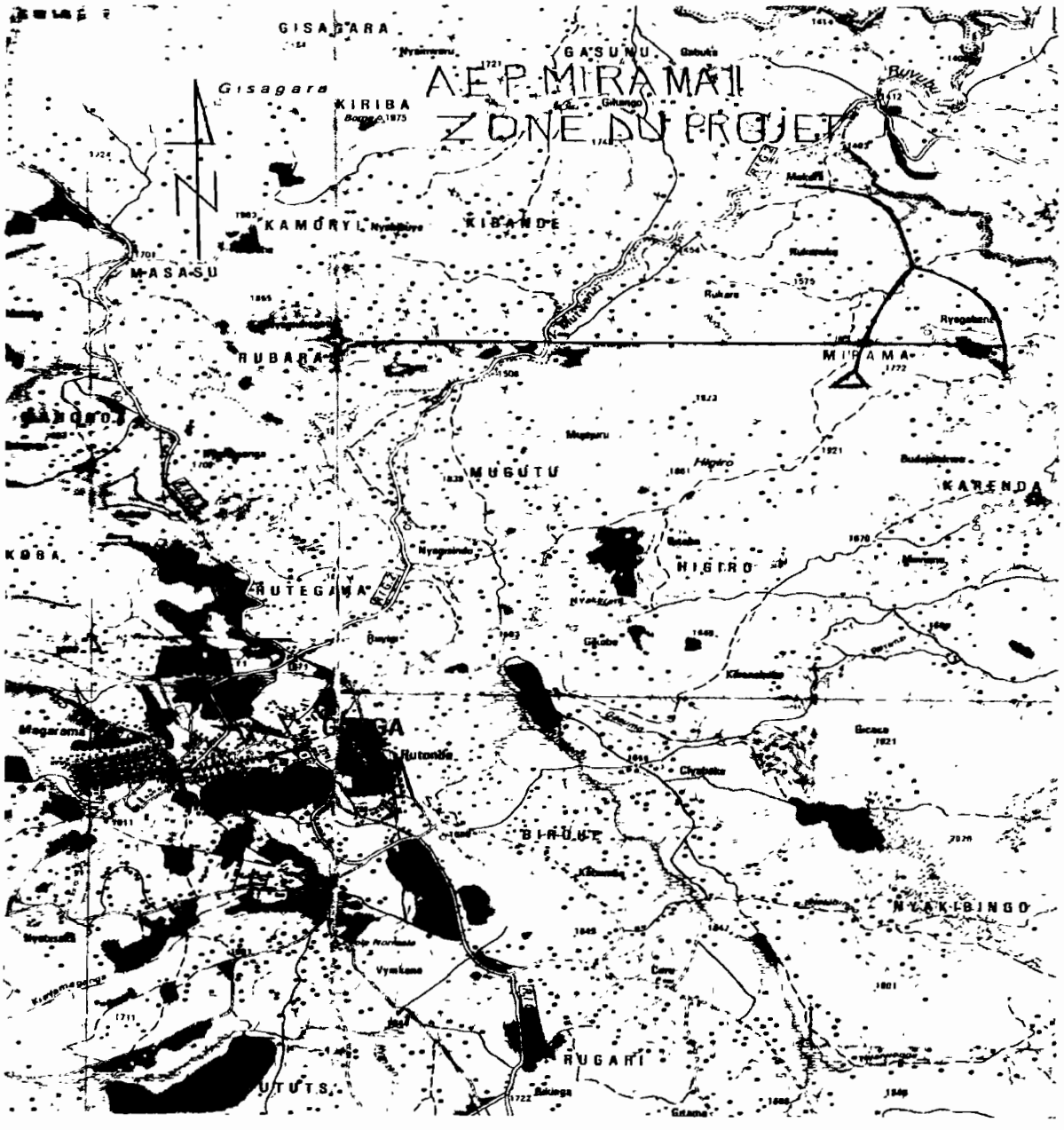


Figure 5 : localisation de la zone du projet (Source : Direction Nationale de l'Hydraulique)

CHAP III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU

III.1. Généralités

Un projet d'alimentation en eau potable demande une étude approfondie concernant les besoins et les demandes en eau de la zone du projet. Ce dernier a pour objectif de satisfaire au maximum possible les besoins en eau potable de la zone concerné par le réseau pendant une période définie.

Pour bien mettre une évaluation des besoins en eau potable du site considéré, il faut d'abord évaluer la population à desservir et projeter cette population dans l'avenir avec une période de référence identique à la durée de vie du réseau afin de bien calculer le débit d'alimentation.

III.1.1. Définition

Le besoin en eau est le volume d'eau nécessaire pour la consommation de l'homme et de l'industrie pendant une période déterminée. C'est en fait le volume d'eau que le service public doit approvisionner pour une distribution suffisante. (Confère REGIDESO, département eau, exploitation cours de formation 1986).

III.2. Horizon de planification

Quand on a bien défini la durée de vie du réseau, il est possible de déterminer la consommation en eau potable pour une population donnée en vue de couvrir tous ses besoins et assurer son bien être. Ce réseau est conçu pour un horizon de planification qui varie de 20 à 30ans.

Pour notre projet d'étude, nous estimons une durée de 20ans c'est-à-dire horizon allant de 2013 jusqu'à 2033.

III.3. Besoins spécifiques en eau

Dans le tableau ci-dessous illustré par GKW Ingénieur Conseil au Burundi et utilisé dans l'AEP, nous observons quelques détails des consommations spécifiques de calculs de besoins en eau de consommation journalière moyenne.

Besoins	unité	Valeurs de l'OMS	Valeurs locales
1.consommation domestique			
-bornes fontaines, puits ;	l/j/habitant	5-25	20
-branchement particulier	l/j/habitant	70-250	100
2. Etablissement publics			
-E.P	l/j/élève	15-30	5
-Ecole polyvalente	l/j/élève	15-30	10
-Foyer social	l/j/personne	15-30	20
-Prison	l/j/personne	15-30	15
-Bureau communal	l/j/personne	25-40	20
-Centre de négoce	l/j/personne	15-20	15
-Dispensaire, centre de santé, maternité	l/j/lit	220-300	150
-Ecole avec internat	l/j/élève	90-140	30
-Camp militaire	l/j/personne		30
-Communauté religieuse	l/j/personne		250
-Catéchuménat	l/j/personne		5
3. Bétails			
-Vaches	l/j/tête	25-75	50
-Mouton-Chèvre	l/j/tête	15-25	5
-Porcs	l/j/tête	10-15	15

Tableau 3 : Consommation spécifique (source : REGIDESO)

III.4. Evaluation proprement dite des besoins en eau

III.4.1. Population à desservir

A base des visites effectuées sur terrains et des statistiques menées au niveau des autorités locales, les bénéficiaires sont la population de la colline MIRAMA plus précisément dans les sous-collines :

- MIRAMA : 110ménages
- MAKERA : 42ménages
- RYAGAHENE : 81ménages
- E.P MIRAMA : 883écoliers
- CO.CO MIRAMA : 206élèves
- Eglise MIRAMA : 700fidèles

III.4.2. Population actuelle

Pour estimer cette population, nous nous basons sur le modèle de prévision exponentiel donnée par la relation suivante :

$P_n = P_0(1 + i)^n : \rightarrow$ **Formule III.1**

Avec :

P_n : population projetée

P_o : Population actuelle

i en % : taux de croissance

n : Durée de vie du projet

Comme taille moyennes de 8personnes par ménage le tableau suivant résume l'évaluation de la population actuelle.

S/colline, infrastructures publiques et privées	Ménages ordinaires	Taille moyenne du ménage	Effectif
S/c MIRAMA	110	8	880
S/c RYAGAHENE	81	8	648
S/c MAKERA	42	8	336
E.P MIRAMA	883	1	883
CO.CO MIRAMA	206	1	206
Eglise MIRAMA	700	1	700

Tableau 4 : Evaluation de la population actuelle

Calcul du taux de croissance annuelle

Le taux de croissance annuelle se calcul à base des effectifs de la population après n années et la population antérieure comme nous montre la formule suivante : $i = \left(\frac{P_n}{P_o}\right)^{1/n} - 1 \rightarrow$ **formule III.2**

Avec P_n: Population au bout de n années

P_o: Population initiale

n : Durée de vie du projet

Le tableau suivant nous montre le taux de croissance de toutes les communes de la Province GITEGA selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008.

Communes	Population en 1990	Population totale en 2008
BUGENDANA	85507	108419
BUKIRASAZI	28650	32183
BURAZA	36142	46366
GIHETA	6328	71180
GISHUBI	73328	54545
GITEGA	**100083**	**156096**
ITABA	45147	50142
MAKEBUKO	51602	58787
MUTAHO	50497	64257
NYARUSANGE	85507	89557
RYANSORO	28650	35107
TOTAL	564127	715080

Tableau 5: Taux de croissance des communes de GITEGA

A partir des données de la Commune GITEGA qui est notre zone du projet, le taux de croissance sera calculé comme suit :

$$i = \left(\frac{P_n}{P_o}\right)^{1/n} - 1$$

$$i = \left(\frac{156096}{100083}\right)^{1/18} - 1 = 2{,}5\ \%$$

A base de ce taux de croissance, il nous sera possible de déterminer la population à desservir au terme de 20ans correspondant à l'horizon de planification de notre projet. Nous estimons la population de notre zone d'étude dans le tableau suivant :

Localisation	Population en 2013	Population en 2033
S/c MIRAMA	880	1442
S/c MAKERA	336	551
S/c RYAGAHENE	648	1062
E.P MIRAMA	883	1447
CO.CO MIRAMA	206	338
Eglise MIRAMA	700	1148
Total	3653	5988

Tableau 6 : Evaluation de la population actuel et futur

Le tableau suivant nous donne le résumé des besoins journaliers en eau de tous les bénéficiaires de notre réseau.

Sous collines	**catégorie**	**Effectifs à desservir (population)**		**Consommation spécifique (l/j/personne)**	**Besoins totaux en $m^3/j(Q_j moy)$ en 2033**
		2013	**2033**		
Mirama	Population	880	1442	20	28.840
	E.P Mirama	883	1447	5	7.235
	Coco Mirama	206	338	5	1.690
	Eglise Mirama	700	1148	1	1.148
	Total	2669	4375	-	38.913
Ryagahene	population	648	1062	20	21.24
Makera	population	336	551	20	11.02
Total Général					71.173

Tableau 7: Besoins moyens

III.4.3. Détermination des besoins maximums en eau

III.4.3.1. Production de pointe

La production de pointe tient compte des activités quotidiennes de la population, comme les jours de marchés et les jours de prière (Dimanche chez les Chrétiens). Pour cela, on remarque des variations au niveau de la consommation en eau.

Le G KW Ingénieur Conseil nous indique 10% comme facteur de production de pointe en milieu rural. Puisque dans notre zone du projet, on ne trouve pas d'activités qui entraînent beaucoup des variations de consommation, nous allons adopter ce facteur en utilisant la formule suivante :

$Q_jp = Q_jmoy\ X\ (1 + C)$: **Formule III.3**

Q_jp : Production de pointe

Q_jmoy : Besoins moyens journaliers

C : Facteur de production de pointe (10%)

III.4.3.2. Les pertes d'eau

Un réseau de distribution en eau potable n'est jamais parfait, on observe des pertes en eau sur tout le projet, du lieu de production au lieu d'utilisation.

La perte de l'eau est comprise entre 25% et 50% de la quantité consommée. Considérons une perte évaluée à 25% . On aura :

$Pertes = Q_jmoy * (\frac{1}{1-p} - 1)$: → **Formule III.4**

Avec :

$Q_j$moy : Besoins moyens journaliers ;

P : Proportion de perte (25 %).

Les besoins maximums de la population pour l'an 2033 seront calculés de cette façon :

$Q_j$max = Q_jP + Perte

Sous colline	Catégorie	Qj moy m³/J	(l/j)	l/s	QJP (l/j)	PERTE (l/j)	**Qj max** (l/j)	(l/s)	m³/h
	POPULATION								
MIRAMA		28.840	28840	0.333796	31724	9613.333	41337.333	0.478	1.722
	EP MIRAMA								
		7.235	7235	0.083738	7958.5	2411.667	10370.167	0.120	0.432
	COCO MIRAMA								
		1.690	1690	0.019560	1859	563.333	2422.333	0.028	0.101
	EGLISE MIRAMA								
		1.148	1148	0.013287	1262.8	382.667	1645.467	0.019	0.069
TOTAL MIRAMA		**38.913**		**0.45038**	**42804.3**	**12971**	**55775.3**	**0.645**	**2.324**
RYAGAHENE	POPULATION		**21240**	**0.24583**	23364	7080.000	30444.000	**0.352**	1.269
MAKERA	POPULATION	**11.020**	**11020**	**0.12755**	12122	3673.333	15795.333	**0.183**	0.658
TOTAL GENERAL				**0.82376**	**78290.3**	**23724.3**	**102015**	**1.180**	**4.251**

Tableau 8 : Récapitulatif des besoins en eau à produire

CHAP IV. CAPTAGE DE LA SOURCE

IV.1. Captage

IV.1.1 Généralités

L'eau utilisée pour le projet provient soit des eaux souterraines ou superficielles. Dans notre travail, nous parlerons seulement de l'approvisionnement en eau par la source. L'utilisation de la source est en général préférable à d'autres solutions pour des raisons suivantes :

- Simplicité de captage ;
- Technique acceptée par la population ;
- Simplicité d'opération et d'entretient ;
- En général, traitement pas exigé ;
- Peu d'effet sur l'environnement.

IV.1.2. Définition

Le captage consiste à collecter les filets d'eau d'une source dans un ouvrage approprié et les amener dans un petit réservoir sur lequel est branchée la conduite d'alimentation. En bref, c'est le cours d'adduction.

IV.1.3. la nature de la source

On appelle source d'eau, une nappe souterraine s'échappant du sol naturellement sans moyen artificiel. Selon son mode de formation, on distingue trois principales formes de sources :

- Source d'affleurement
- Source de déversement
- Source d'émergence

IV.1.3.1 Source d'affleurement

Les Sources d'affleurement sont les résultats de l'apparition d'eau le long de la surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe. Elles sont intéressantes à capter grâce à leur débit important et aussi tarissent rarement.

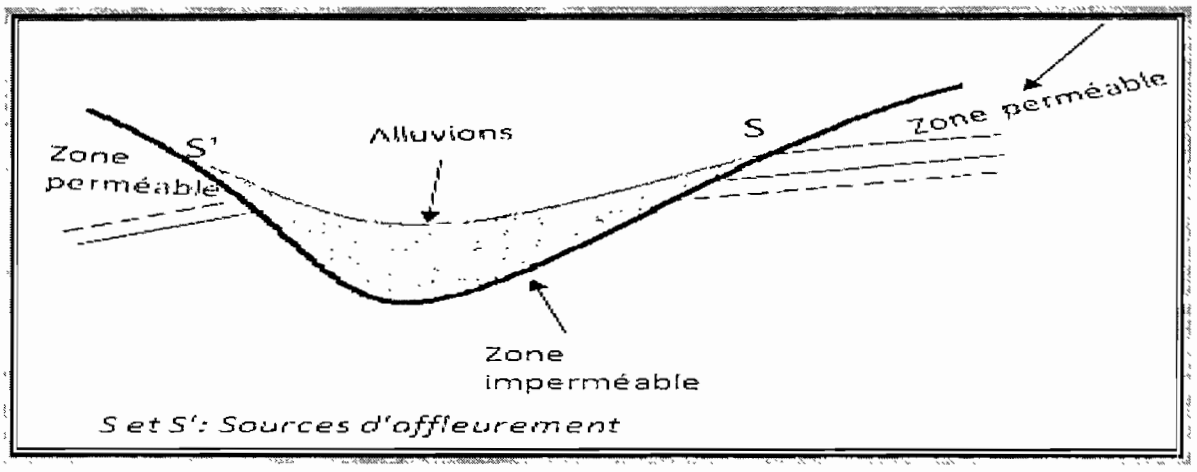


Figure 6 : Source d'affleurement.

IV.1.3.2. Source de déversement

Ces sources prennent naissance dans les roches fissurées en surface. La sortie de l'eau se fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et par un certain nombre montre de filet liquide qui, après s'être rassemblés, apparaissent dans une cuvette naturelle.

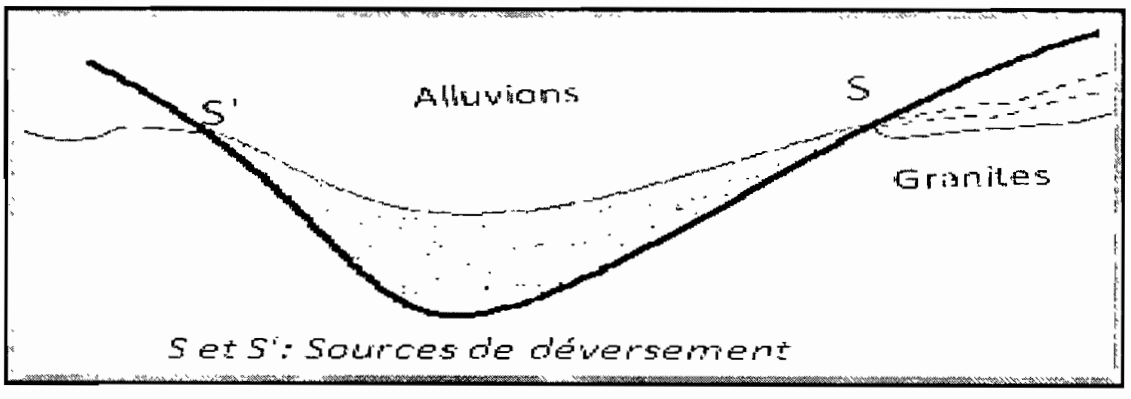


Figure 7 : Source de déversement.

IV.1.3.3. Source d'émergence

Elles prennent naissance à la rencontre de la surface piézométrique, d'une nappe avec la surface topographique sans que le substratum imperméable soit nécessairement affleurant. La couche perméable se fissure.

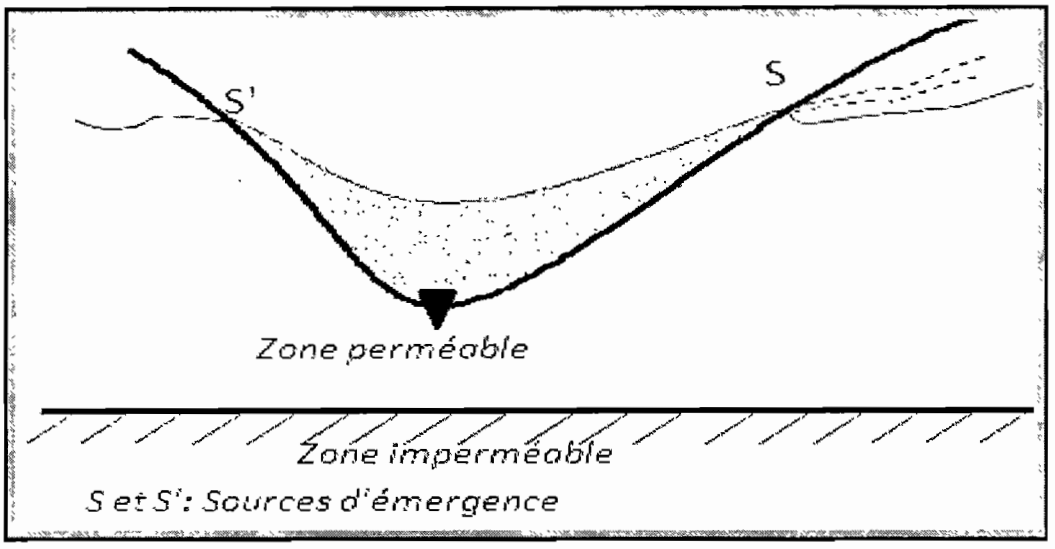


Figure 8 : Source d'émergence

Après les observations que nous avons faites sur terrains, nous classons notre source dans les sources d'émergence.

IV.1.4. Caractéristique de la source de notre zone d'étude

Notre futur réseau de distribution en eau potable sera alimenté par la source de KAGOTI, se trouvant à une altitude de 1700 m avec un débit de 1,91 l/s.

Photo de la zone de source de captage



Photo de la source de captage



IV.2. Vérification du débit d'une source

Nous savons qu'il est nécessaire de vérifier le débit d'une source avant de la capter, pour savoir si son débit est suffisant à l'alimentation.

Lors de notre visite sur terrain en Avril et Août 2013, nous avons mesuré le débit de notre source avec un sceau de 20litres et une montre. Le remplissage se fait en même temps que le chronométrage.

Le débit Q est le rapport entre le volume du récipient (V) et le temps (t) mis pour le remplir.

$Q = \frac{V}{t}$: Formule IV.1

Alors les résultats trouvés sont :

a) La première descente sur terrain

Essai	Capacité (Littré)	Durée (seconde)	Débit (l/s)
1er essai	20l	10.2	1.96
2ème Essai	20l	10.15	1.97

b) La deuxième descente sur terrain

Essai	Capacité	Durée (seconde)	Débit (l/s)
1er essai	20l	10,51	1,90
2ème Essai	20l	10,55	1,89

Pour les deux descentes sur terrain, nous avons pris la valeur de 1,89 l/s. A voir le résultat de calcul des besoins, nous avons conclu que la population sera servie tout au long de l'année.

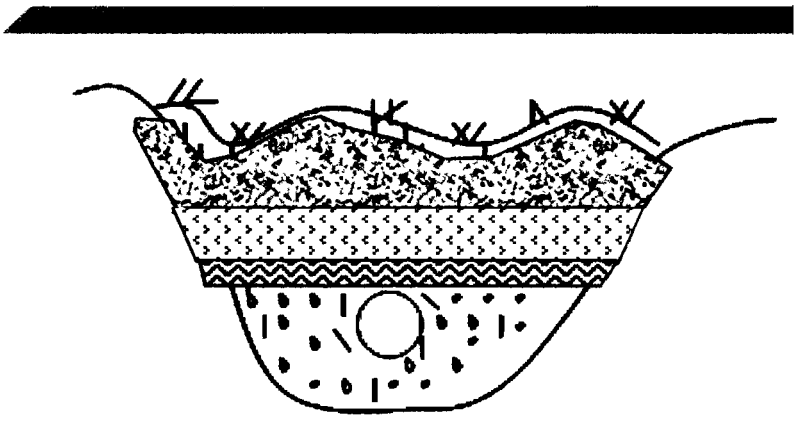
IV.3. Principe de captage proposé

Il ne faut pas capter plus de ce que la nappe donne naturellement à l'étiage. En captant davantage, on risque d'épuiser les réserves et de vidange éventuellement limité. On se référera donc au débit du projet déterminé par l'étude d'exécution, sur base des mesures effectuées et en tenant compte des difficultés présumées de captage.

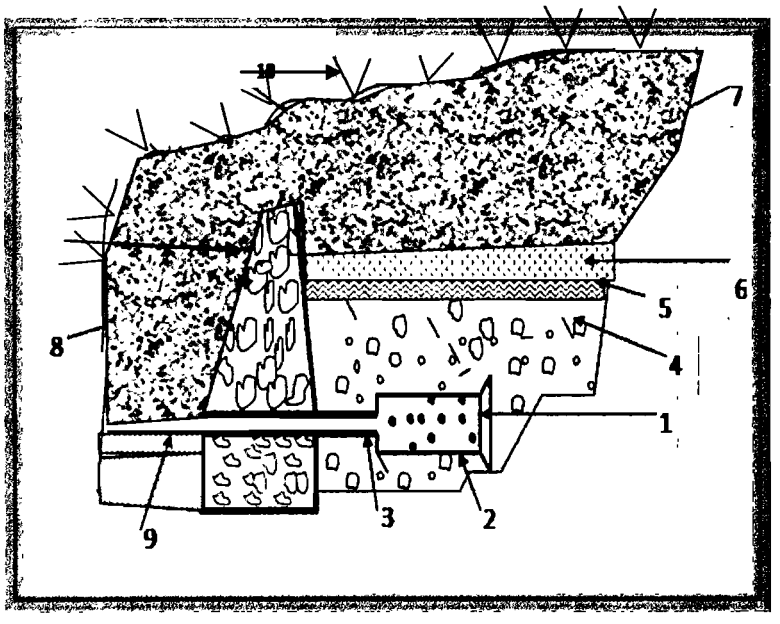
L'excédent obtenu par rapport au débit du projet sera repris par le trop-plein de la chambre de réglage et sera renvoyé dans le réseau hydraulique.

Schémas de principe de captage

a) coupe transversal



c) Coupe longitudinal



Légende

1 : Bouchon
2 : Crépine ou Drain en PVC
3 : Tuyau de sortie en PVC
4 : Massif filtrante (gravier et sable)
5 : Etanchéité par feuille en plastique
6 : Argile d'étanchéité
7 : Remblai de terrain naturel
8 : Barrage en moellons
9 : Sable de propreté
10 : Gazon

IV.4. Investigation du site

Il est très important de connaître sur le site le niveau d'épaisseur de la nappe à capter car il détermine le niveau d'implantation des drains. Une reconnaissance détaillée du site d'une zone d'émergence est donc nécessaire. Elle fait l'objet de la première partie des travaux de captage.

IV.5. Etapes de l'aménagement du captage

La démarche à suivre que nous décrivons ci-dessous dépend de beaucoup de facteurs liés à la nature des terrains, à la disponibilité des matériaux, etc..., elle n'est pas indicative. Il faut apporter des solutions à des problèmes bien spécifiques selon la source en place.

1. Localiser la source de captage et marquer l'aire de la construction ;
2. Exécuter une excavation pour identifier l'origine de la source d'écoulement ;
3. Exécuter un système de drainage autour de la partie excavée pour le captage afin d'excaver toutes les eaux polluées qui se desservent dans le captage ;
4. Préparation des matériaux tels que : (moellons, sable, gravier, argile, ciment, ...). le sable et le gravier servent de filtrer dans la chambre.
5. Pour une couche d'argile de telle façon que la zone de captage soit isolée. Il faut une bonne étanchéité ;
6. Poser le drain perforé pour la collecte de l'eau ;
7. Mettre une couche filtrante de gravier et de moellon dans la chambre de captage ;
8. Couvrir la chambre de captage par une couche d'argile ou un papier plastic pour assurer une étanchéité contre les eaux de surface ;
9. Couvrir toutes les couches par une dernière couche végétale sur laquelle on peut planter un gazon ou autre plante à racines courtes.

Protection du captage

Dans le but de lutter contre la salubrité du captage, quelques mesures de protection sont indispensables :

- Le terrain du captage est planté d'herbes et d'arbustes à racines peu profondes en vue de stabiliser le sol ;
- Le terrain doit être protégé contre tout accès d'animaux et de bétail à l'aide d'une clôture. La clôture en amont sera au moins à une distance de 15m de la chambre de captage et de la tranchée de captage.
- Les racines pouvant détruire la couche d'imperméabilisation, la plantation d'arbres et d'arbustes devrait être empêchée dans un rayon de 15m autour du captage ;
- En amont du captage, il y a bien de réaliser un fossé de drainage qui évacue latéralement des eaux de surface ;
- Par ailleurs, la construction des latrines en amont du captage est strictement interdite à une distance inférieure à 200m, il y a des latrines dans le rayon d'un captage, elles doivent être déplacées ailleurs.

CHAPITRE V. STOCKAGE DE L'EAU ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

V.0. Introduction

Pour ne pas consommer de l'eau d'une façon incontrôlée, on doit adopter un système de stockage de l'eau. On sait que pendant la nuit, les consommations en eau deviennent minimes tandis que pendant la journée elles sont plus élevées.

Le stockage de l'eau est assuré par un dispositif appelé. «Réservoir» qui relie les installations d'adduction et de distribution.

V.1. Définition et fonction du réservoir

Un réservoir est un ouvrage servant à emmagasiner l'eau afin d'être utilisée en cas de pannes ou d'entretien de source. Le stockage de l'eau dans un réservoir est le moyen sûr de ne pas gaspiller l'eau pendant la nuit et de fournir assez pendant les heures de pointe.

Il permet une régularité dans le fonctionnement du réseau et répond efficacement à des sollicitations régulières d'eau. Il permet aussi la régularité des pressions dans les tuyaux de distribution, en cas d'incendie on fait recours à un réservoir.

Le réservoir présente beaucoup d'avantages dans l'alimentation d'eau et assure aussi la régularité dans le fonctionnement en cas du pompage. Dans les heures de pointe, il assure la répartition des débits maximaux demandés.

V.1.1. Types des réservoirs

Selon la hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve, on distingue :

-le réservoir de surface (enterré ou semi enterré) ;

-le réservoir surélevé.

Selon les matériaux de construction, on peut avoir :

-des réservoirs en maçonnerie ;

-des réservoirs en béton armé ;

-des réservoirs en métalliques.

Dans notre projet, nous utilisons les réservoirs en maçonnerie et semi-enterré qui ont une forme cylindrique parce qu'ils résistent mieux à la pression hydrostatique et consomme moins de matériaux de construction.

V.1.2. Capacité des réservoirs

Un réservoir est généralement calculé pour satisfaire aux variations journalières de consommations en tenant compte des heures de plus forte consommation. Donc il est d'une grande importance dans le système de stockage.

La capacité du réservoir dépend :

-de la consommation des habitants au cours de la journée ;

-de la différence entre la quantité d'eau fournie par la source et la quantité d'eau nécessaire à la consommation ;

-de facteur de variation horaire des consommations suivant les catégories des bénéficiaires.

V.2. Principe de calcul de la capacité du réservoir

Le calcul des capacités des réservoirs tiendra compte des besoins en eau et de la répartition journalière des débits de consommation.

Le calcul peut se faire sous deux méthodes :

•méthode graphique

•méthode analytique.

Soit Q_e, la quantité d'eau qui entre dans le réservoir par unité de temps.

Q_s, la quantité d'eau qui sort dans le réservoir par unité de temps.

Q_s est supérieur à Q_e pendant les heures de pointe et Q_s sera inférieur à Q_e pendant les heures creuses.

Soit V_S qui est le volume sortant dans le réservoir

V_e qui est le volume entrant dans le réservoir

V_r : la capacité du réservoir

On a: $V_e = \int_0^t Q_e(t)dt$

$$V_s = \int_0^t Q_s(t)dt$$

Avec $Q_e(t)dt$ et Q_s(t)dt respectivement les débits instantanés entrant et sortant du réservoir, le volume V_r du réservoir est donné par :

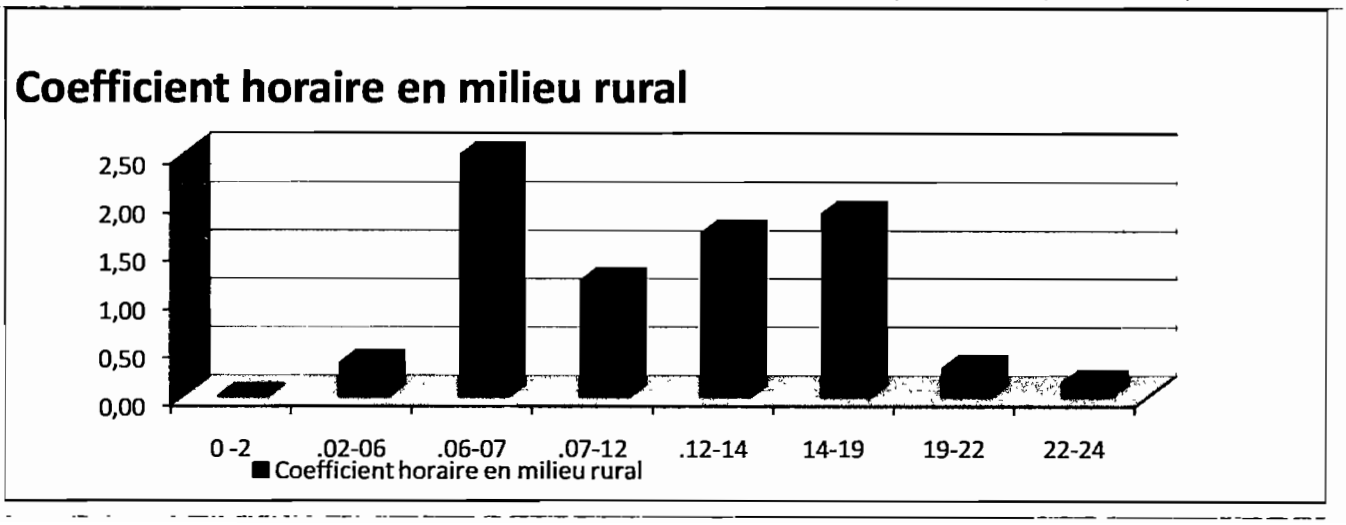
$$V_r = \int_0^t (Q_e - Q_s)dt$$

Au moment de la pointe, la quantité $V_e - V_s$ est appelée réserve tandis que pendant les heures creuses, cette quantité s'appelle supplément.

Les tableaux suivants montrent les coefficients horaires qui nous ont guidés pour trouver la capacité des différents réservoirs de notre projet.

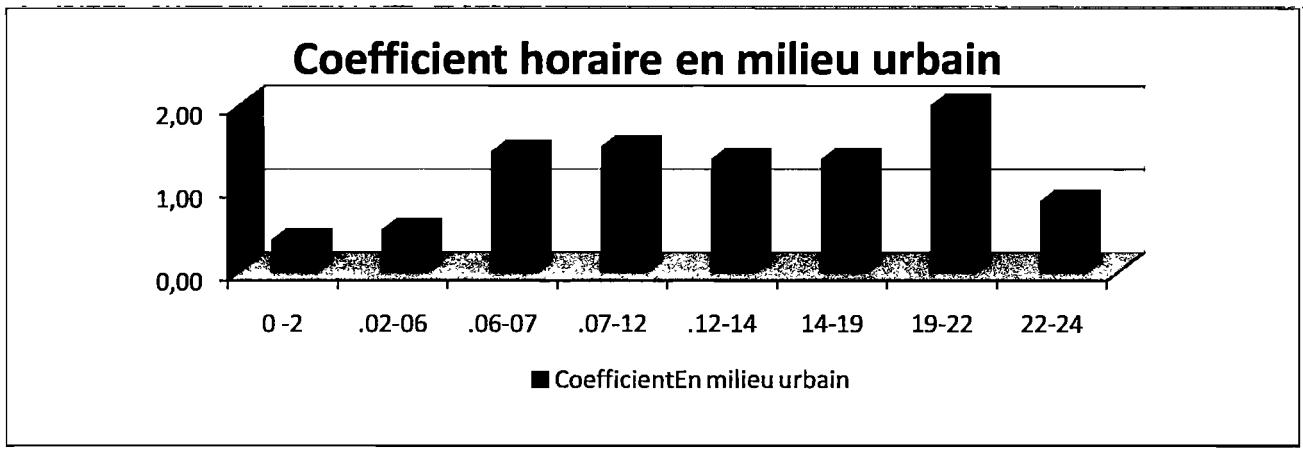
En milieu rural :

Temps (h)	0 -2	2 -6	6 -7	7 -12	12-14	14-19	19-22	22-24
Coefficient	0	0,35	2,5	1,2	1,7	1,9	0,3	0,15



En milieu urbain :

Temps (h)	0 -2	2 -6	6 -7	7 -12	12-14	14-19	19-22	22-24
Coefficient	0,38	0,5	1,44	1,5	1,35	1,35	2	0,85



Les tableaux ci-après sont établis selon les formules et symboles suivants :

$V_s = Q_e * Ch$

$V_{sp} = V_s * T$

$V_{sc} = \Sigma V_{sp}$

$V_{Ep} = Q_E * T$

$V_{Ec} = \Sigma V_{Ep}$

Avec :

Ch: Coefficient horaire

Q_E: Débit horaire en m^3/h

V_s: Volume sortant en m^3/h

V_{sp}: Volume partiel sortant en m^3

V_{sc}: Volume cumulé sortant en m^3

V_{Ec}: Volume cumulé entrant en m^3

T : Temps en heures

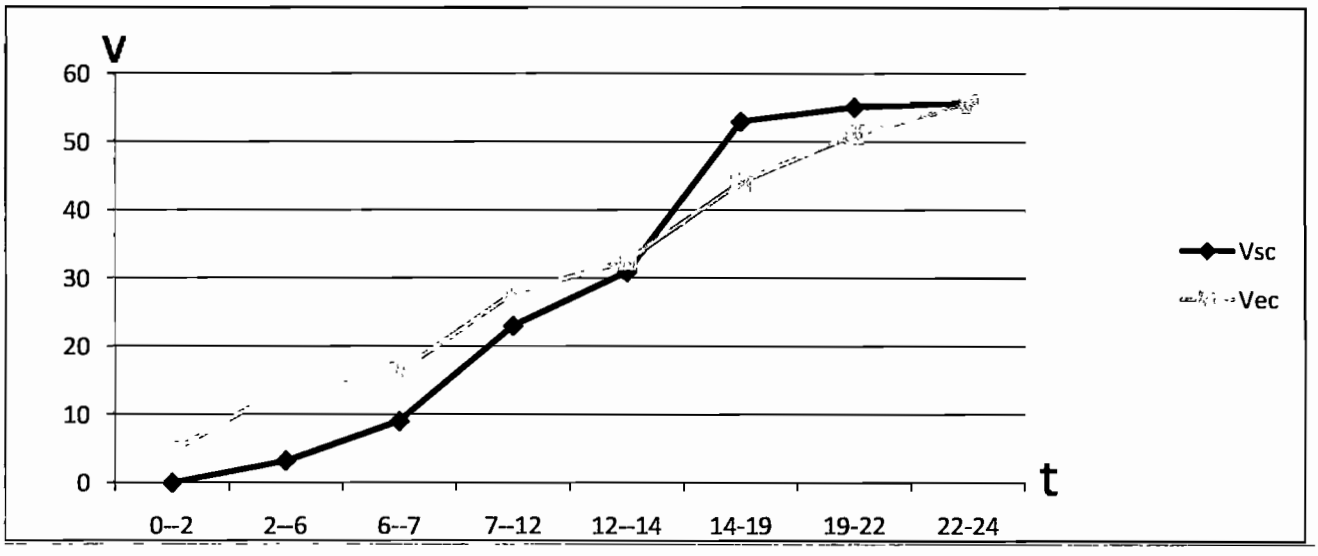
On distingue deux sortes de capacité de réservoir :

•La capacité théorique = Grand supplément+ Grand défit en valeur absolue

•La capacité pratique=Capacité théorique* Coefficient de pointe

Capacité du réservoir de sous-colline MIRAMA

P	T (h)	Ch	Qe (m^3/h)	Q_{sp} (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0-2	2	0	2,324	0	0	0	4,648	4,648	4,6480
2-6	4	0,35	2,324	0,8134	3,2536	3,2536	9,296	13,944	10,6904
6-7	1	2,50	2,324	5,8100	5,8100	9,0636	2,324	16,268	7,2044
7-12	5	1,20	2,324	2,7888	13,944	23,0076	11,62	27,888	4,8804
12-14	2	1,70	2,324	3,9508	7,9016	30,9092	4,648	32,536	1,6268
14-9	5	1,90	2,324	4,4156	22,078	52,9872	11,62	44,156	-8,8312
19-22	3	0,30	2,324	0,6972	2,0916	55,0788	6,972	51,128	-3,9508
22-24	2	0,15	2,234	0,3351	0,6702	55,7490	4,468	55,596	-0,1530

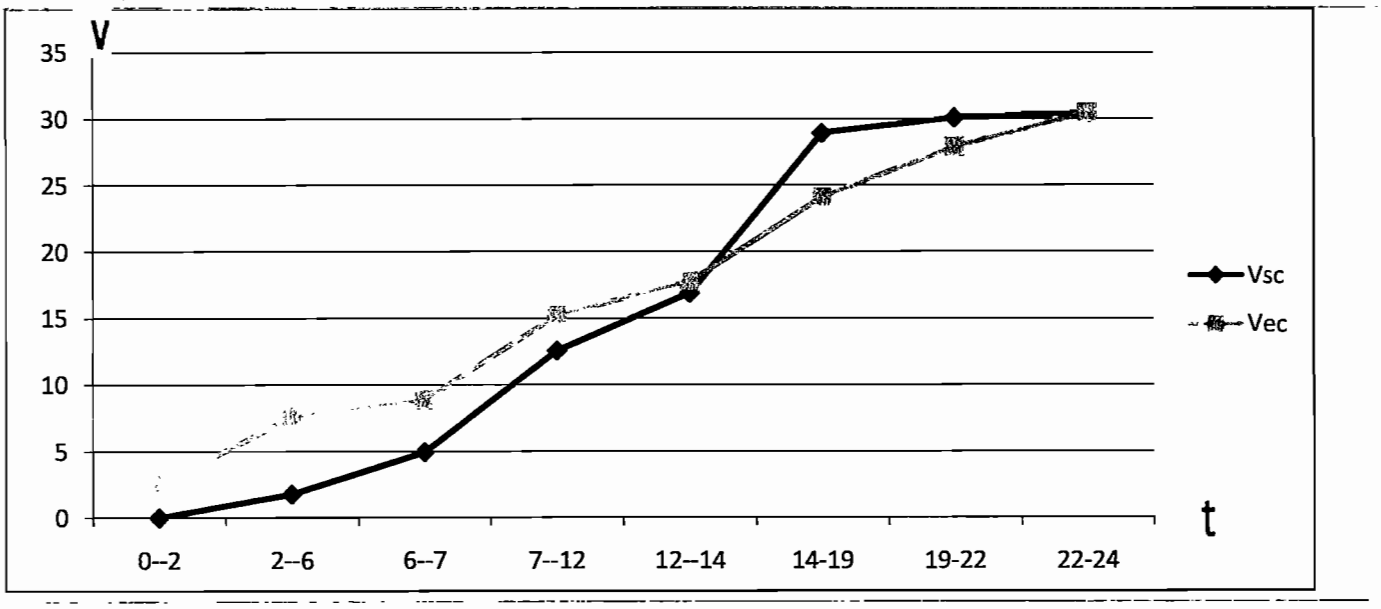


Grand supplément (m^3)	Grand déficite (m^3)	Capacité théorique (m^3)	capacité pratique (m^3)	capacité choisie (m^3)
10,6904	-8,8312	19,5216	29,282	30

Soit 3 réservoirs R1, R2 et R3 de $10m^3$

Capacité du réservoir de sous-colline RYAGAHENE

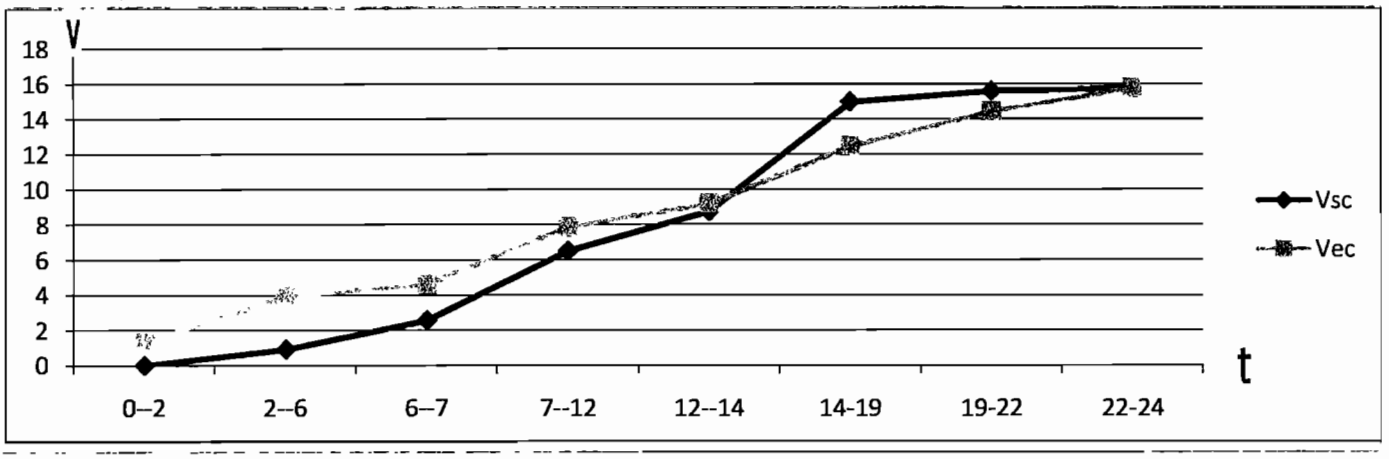
P	T (h)	Ch	Qe (m³/h)	Q_{sp} (m³/h)	Vsp (m³)	Vsc (m³)	Vep (m³)	Vec (m³)	Vec-Vsc (m³)
0-2	2	0	1,269	0	0	0	2,538	2,538	2,5380
2-6	4	0,35	1,269	0,44415	1,7760	1,776	5,076	7,614	5,8374
6-7	1	2,50	1,269	3,17250	3,1720	4,949	1,269	8,883	3,9339
7-12	5	1,20	1,269	1,52280	7,6140	12,563	6,345	15,228	2,6649
12-14	2	1,70	1,269	2,15730	4,3140	16,877	2,538	17,766	0,8883
14-19	5	1,90	1,269	2,41110	12,055	28,933	6,345	24,111	-4,8222
19-22	3	0,30	1,269	0,38070	1,1421	30,075	3,807	27,918	-2,1573
22-24	2	0,15	1,269	0,19035	0,3807	30,456	2,538	30,456	0



Grand supplément (m³)	Grand déficite (m³)	capacité théorique (m³)	capacité pratique	capacité choisie (m³)
5,8374	-4,8222	10,6596	15,9894	20
Soit 2 réservoirs R4 et R5 de 10m³				

Capacité du réservoir de sous-colline MAKERA

P	T (h)	Ch	Qe (m^3/h)	Q_{sp} (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0-2	2	0	0,658	0	0	0	1,316	1,316	1,3160
2-6	4	0,35	0,658	0,2303	0,9212	0,9212	2,632	3,948	3,0268
6--7	1	2,50	0,658	1,6450	1,6450	2,5662	0,658	4,606	2,0398
7-12	5	1,20	0,658	0,7896	3,9480	6,5142	3,29	7,896	1,3818
12-14	2	1,70	0,658	1,1186	2,2372	8,7514	1,316	9,212	0,4606
14-19	5	1,90	0,658	1,2502	6,2510	15,0024	3,29	12,502	-2,5004
19-22	3	0,30	0,658	0,1974	0,5922	15,5946	1,974	14,476	-1,1186
22-24	2	0,15	0,658	0,0987	0,1974	15,792	1,316	15,792	0

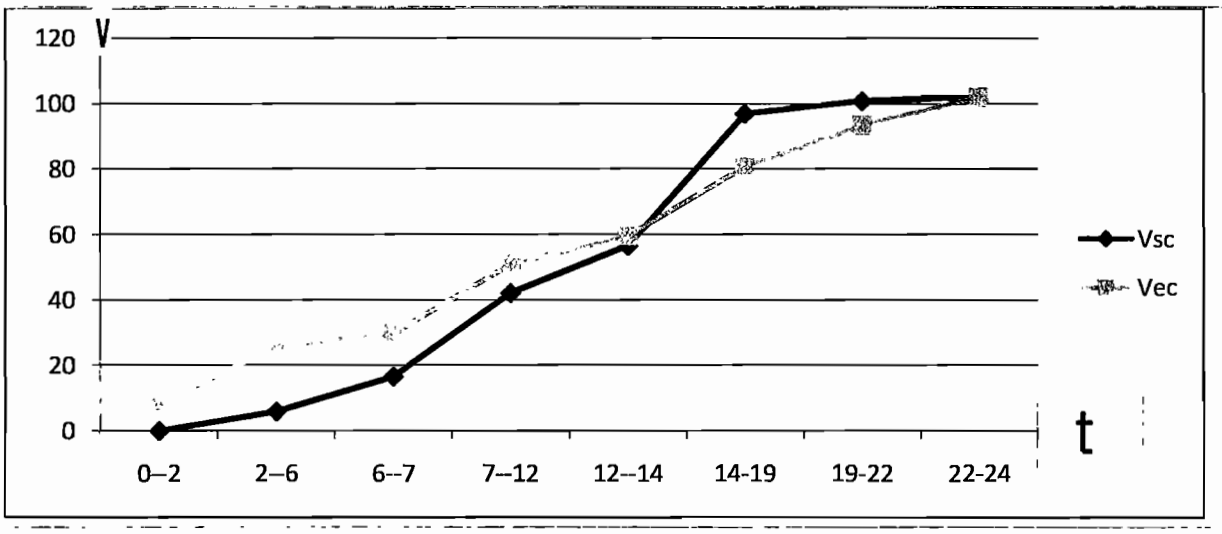


Grand supplément (m^3)	Grand déficite (m^3)	capacité théorique (m^3)	capacité pratique (m^3)	capacité choisie (m^3)
3,0268	-2,5004	5,5272	8,2908	10

Soit 2 réservoirs R6 et R7 de 5 m^3

Capacité de chambre de départ (CD)

P	**T (h)**	**Ch**	**Qe** (m^3/h)	Q_{sp} (m^3/h)	**Vsp** (m^3)	**Vsc** (m^3)	**Vep** (m^3)	**Vec** (m^3)	**Vec-Vsc** (m^3)
0-2	2	0	4,251	0	0	0	8,502	8,502	8,5020
2-6	4	0,35	4,251	1,4878	5,951	5,9514	17,004	25,506	19,5546
6-7	1	2,50	4,251	10,627	10,627	16,578	4,251	29,757	13,1781
7-12	5	1,20	4,251	5,101	25,506	42,084	21,255	51,012	8,9271
12-14	2	1,70	4,251	7,226	14,453	56,538	8,502	59,514	2,9757
14-19	5	1,90	4,251	8,076	40,384	96,922	21,255	80,769	-16,1538
19-22	3	0,30	4,251	1,275	3,825	100,7487	12,753	93,522	-7,2267
22-24	2	0,15	4,251	0,637	1,275	102,024	8,502	102,024	0



Grand supplément (m^3)	Grand déficite (m^3)	capacité théorique (m^3)	capacité pratique (m^3)	capacité choisie (m^3)
19,5546	-16,1538	35,7084	53,5626	55

V.3 Détermination des dimensions des réservoirs de notre projet

Tous les réservoirs de notre projet seront de forme circulaire ou cylindrique qui est plus économiquement fiable :

Pour déterminer les dimensions d'un réservoir, on doit tenir compte des éléments suivants :

- La hauteur au dessus du radier
- La hauteur utile d'eau partant du volume d'eau dans le réservoir

En partant de l'effectif des bénéficiaires sur chaque sous colline et du calcul de la capacité des réservoirs, nous avons constaté que notre réseau d'alimentation en eau potable comprendra des réservoirs de 5 m^3 et 10 m^3.

a) Diamètre

Connaissant le volume du réservoir trouvé, le diamètre est calculé selon FONLLADOSA à partir de la formule suivante :

$D = 1{,}405\sqrt[3]{v}$

Avec D : Diamètre intérieur du réservoir en mètre

V : Volume du réservoir en m^3

b) Hauteur

1. Hauteur utile

On peut calculer la hauteur utile par la formule suivante :

$Hu = 0{,}46D$

Avec Hu: Hauteur utile

D: Diamètre intérieur en m

2. Hauteur libre

La hauteur libre est la hauteur qui se trouve entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre 20 et 50 cm (nous jugeons d'utiliser 30 cm).

3. Hauteur totale du réservoir

Pour trouver la hauteur totale du réservoir, on prend la somme du hauteur utile et la hauteur libre.

$Ht = Hu + Hl$

Avec Ht : Hauteur totale

Hu : Hauteur utile

Hl : Hauteur libre

Le tableau suivant nous donne les valeurs des diamètres et des hauteurs des réservoirs :

Volume [m³]	Diamètre intérieur [m]	Epaisseur [m]	Diamètre extérieure [m]	Hauteur utile [m]	Hauteur libre [m]	Hauteur totale [m]
5	2,402	0,4	3,202	1,104	0,25	1,354
10	3,026	0,4	3,826	1,39	0,30	1,69
55	5,343	0,4	6,143	2,457	0,40	2,857

V.4. Calculs des armatures de la dalle et du radier

V.4.1. Dimensionnement du réservoir de 10m³

a) Dalle de couverture

Une dalle est un élément plan d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions. Selon la norme allemande (**DIN 1045)**, un élément dont la largeur dépasse 5 fois l'épaisseur, peut être considéré comme une dalle. Pour le calcul, nous allons assimiler la dalle circulaire à une dalle carrée de côté égal à D (diamètre du réservoir).

1. hauteur de la dalle (h)

Selon DIN 1045, la hauteur de la dalle est donnée par : $\Rightarrow h \geq 11.5cm$

Prenons h=12cm

la hauteur de la dalle: $h \geq \frac{\alpha * l}{35}$

α : coefficient qui est fonction des conditions aux appuis α=1

l : portée de la dalle

$l_x = l_y = 4.026m$

2. épaisseur de la dalle (d)

épaisseur de la dalle : $d = h + e + \Phi_s/2$ **$\Rightarrow$ d=14.5cm , soit d=15cm**

h : hauteur utile

e : enrobage

Φ_s : diamètre des aciers =10mm Pour les dalles

3. Calcul des charges

Charges permanentes de la dalle : $g = \gamma_b * d$ $\Rightarrow g = 3.75KN/m^2$

Avec :

γ_b : 25KN/m³(poids volumique du béton armé) *g : charge permanente par unité de surface*

Charges d'exploitation ou surcharges $p = 2KN/m^2$

Charge totale : $q = g + p$ **$\Rightarrow q = 5.75KN/m^2$**

4. Calcul des moments

$$mt_x = \frac{q * l_x^2}{f_x^0} \quad \text{et} \quad mt_y = \frac{q * l_x^2}{f_y^0}$$

mt_x : moment en travée dans le sens des x
mt_y : moment en travée dans le sens des y
f_x^0 et f_y^0 : coefficients proposé par PIEPPER et MARTENS dans les annexes

$l_x = l_y = 4.026 \Rightarrow l_y/l_x = 1$

$\Rightarrow f_x^0 = 20,0$ et $f_y^0 = 20,0$
$\Rightarrow$ **$mt_x = mt_y = 4.66 KNm/m$**

5. Calcul de la section des armatures

$$ms_x = \frac{mt_x}{b * h^2 * fcu} \; ; \; ms_y = \frac{mt_y}{b * h'^2 * fcu}$$

$\Rightarrow m_{sx} = 0.0184$ et par interporations
$\Rightarrow \omega_2 = 0,034$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu} \qquad as_y = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu}$$

$a_{sx} = 1,7 cm^2/m$

en se référant sur le tableau 5.3 en annexe des notes de cours de béton armé, on prend alors Φ_8, st=20cm, avec a_s eff=2,51cm²/m

Avec :
b : bande de longueur unité, prise égale à 1m
h : hauteur utile=0.12m
fcu : résistance de calcul du béton. Pour B_{25}, fcu=17500KN/m²
ms : moment fléchissant réduit
ω_2 : coefficient lu dans le tableau pour le dimensionnement à la flexion simple en annexe ou composée en fonction du moment fléchissant réduit
fe : limite d'élasticité des aciers utilisés
Nous allons utiliser le béton B_{25} et les aciers Bst 420/500

St : écartement entre les armatures
a_s : section d'armature effective par unité de longueur.

Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier (d) est comprise dans l'intervalle de 20cm à 40cm. Comme ses dimensions sont très grandes, on procédera dans le calcul comme pour une dalle.

Prenons d= 0.3m

h=d-(e+ *Φ/2)*

h=0.275m

En considérant les notations ci-après, les calculs sont résumés dans le tableau suivant.

d : épaisseur de la dalle de couverture =15c m=0.15m

γ_b *: poids volumique du béton=25 KN/m²*

γ_e : *poids volumique de l'enduit=0.7KN/m²*

γ_m : poids volumique du mur= 22.6KN/m³

γ_{eau}: poids volumique de l'eau =10KN/m³

e : épaisseur des murs=0.4 m

H_T*: Hauteur total du Réservoir*=1.69m

Π=3.14

q_1*=poids propre du radier*

P_1=poids propre de la dalle de couverture

P_2=poids du mur

P_3=poids propre de l'enduit

q_3=pression hydrostatique de l'eau

1. Calcul des charges

charge permanente par unité de surface du radier : $q_1 = \gamma_b * d + \gamma_e * ep$ $\Rightarrow$ **q_1 =7.52** 8KN/m²

Surcharge d'exploitation p

Poids de la dalle : $P_1 = \frac{q l_x^2}{2}$ $\Rightarrow P_1 = 46.6KN$

q=5.75KN/m²

l_x=4.026m

Poids du mur : $P_2 = \gamma m * e * HT * (Di + DE) * \Pi / 2$ $\Rightarrow P_2$=164.26KN

Poids de l'enduit et de l'étanchéité : $P_3 = \gamma_e * H_T * Di * \Pi$ $\Rightarrow P_3$=11.24KN

Poids total $P_t = P_1 + P_2 + P_3$ $\Rightarrow$ **P_t=222.1KN**

La pression totale sous le mur $q_2 = P_t / S$ $\Rightarrow$ **q_2 = 51.65KN/m²**

$S = (e*(Di+DE)* \Pi)/2$=4.30m²

Pression hydrostatique : $q_3 = \gamma_{eau} * h_u$ q_3=13.9KN/m²

γeau =10KN/m3

hu : hauteur utile=1.39m

Charge totale de dimensionnement : $q_t = q_1 + q_2$ **q_t=59.2KN/m²**

2.calcul des moments

$mt_x = \frac{q * l_x^2}{f_x^0}$ et $mt_y = \frac{q * l_x^2}{f_y^0}$ $\Rightarrow$ f_x^0=20,0 et f_y^0=20,

$\Rightarrow$ **mt_x=mt_y=47.978KNm/m**

mt_x : moment en travée dans le sens des x

mt_y : moment en travée dans le sens des y

f_x^0 et f_y^0 : coefficients proposé par PIEPPER et MARTENS dans les annexes

$l_x = l_y$=4.026m $\Rightarrow l_y/l_x$=1

3. calcul de la section des armatures

$$ms_x = \frac{mt_x}{b * h^2 * fcu} \quad ; \quad ms_y = \frac{mt_y}{b * h'^2 * fcu}$$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu} \qquad as_y = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu}$$

Avec :

b : bande de longueur unité, prise égale à 1m

h : hauteur utile=0.275m

fcu : résistance de calcul du béton. Pour B_{25}, fcu=17500KN/m²

ms : moment fléchissant réduit

ω_2 : coefficient lu dans le tableau pour le dimensionnement à la flexion simple en annexe ou composée en fonction du moment fléchissant réduit

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés

Nous allons utiliser le béton B_{25} et les aciers Bst 420/500

$\Rightarrow m_{sx}$=0.03625et par interporations

$\Rightarrow \omega_2$ =0,068

⇩

a_{sx}= 7,8cm²/m

⇩

en se référant sur le tableau 5.3 en annexe des notes de cours de béton armé, on prend alors Φ_{12}, st=14.5cm, avec a_s eff=7.80cm²/m

St : écartement entre les armatures

a_s : section d'armature effective par unité de longueur.'

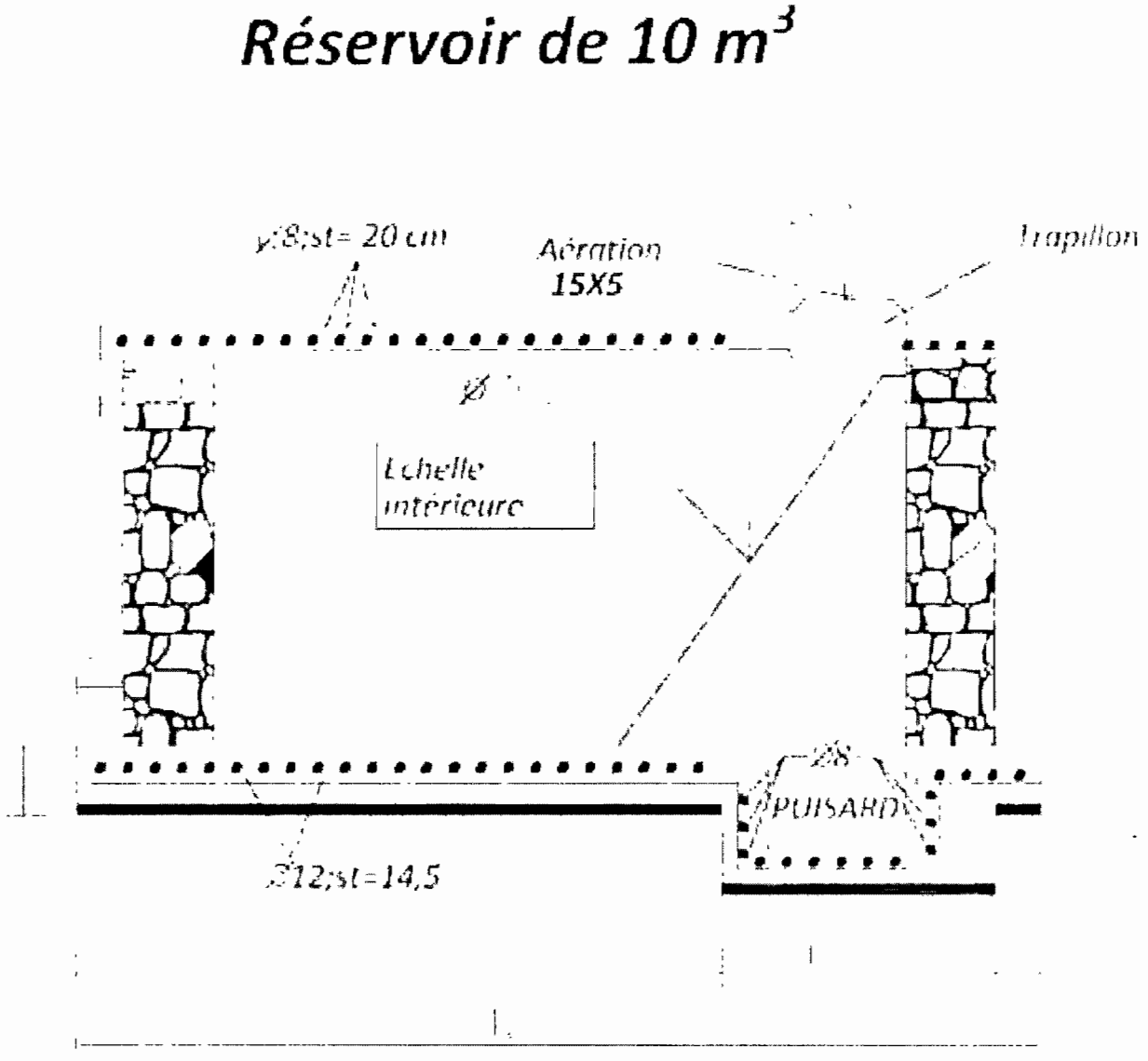


Figure 9 : coupe longitudinale d'un réservoir de 10m³

V.4.2. Dimensionnement du réservoir de 5m³

1. hauteur de la dalle (h)

Selon DIN 1045, la hauteur de la dalle est donnée par :

la hauteur de la dalle: $h \geq \frac{\alpha * l}{35}$

$\Rightarrow h \geq 9.7cm$

Prenons h=10cm

α : coefficient qui est fonction des conditions aux appuis α=1

l : portée de la dalle

$l_x = l_y = 3.402m$

2. épaisseur de la dalle (d)

épaisseur de la dalle : $d = h + e + \Phi_s/2$

$\Rightarrow$ **d=12.5cm , soit d=13cm**

h : hauteur utile

e : enrobage

Φ_s : diamètre des aciers =10mm Pour les dalles

3. Calcul des charges

Charges permanentes de la dalle : $g = \gamma_b * d$

$\Rightarrow g = 3.25KN/m^2$

Avec :

γ_b :25KN/m³(poids volumique du béton armé) g : charge permanente par unité de surface

Charges d'exploitation ou surcharges $p = 2KN/m^2$

Charge totale : q= g +p

$\Rightarrow$ **$q = 5.25KN/m^2$**

4. Calcul des moments

$mt_x = \frac{q * l_x^2}{f_x^o}$ et $mt_y = \frac{q * l_x^2}{f_y^0}$

mt_x: moment en travée dans le sens des x

mt_y: moment en travée dans le sens des y

f_x^0 et f_y^0: coefficients proposé par PIEPPER et MARTENS dans les annexes

$\Rightarrow f_x^0 = 20,0$ et $f_y^0 = 20,0$

$\Rightarrow$ **$mt_x = mt_y = 3.038KNm/m$**

$l_x = l_y = 3.402m \Rightarrow l_y/l_x = 1$

5. Calcul de la section des armatures

$$ms_x = \frac{mt_x}{b * h^2 * fcu} \quad ; \quad ms_y = \frac{mt_y}{b * h^{'2} * fcu}$$

$\Rightarrow m_{sx} = 0.01736$ et par interporations

$\Rightarrow \omega_2 = 0,032$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h}{fe / fcu} \qquad as_y = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu}$$

$a_{sx} = 1,3 cm^2/m$

Avec :

b : bande de longueur unité, prise égale à 1m

h : hauteur utile=0.12m

fcu : résistance de calcul du béton. Pour B_{25}, $fcu = 17500 KN/m^2$

ms : moment fléchissant réduit

ω_2 : coefficient lu dans le tableau pour le dimensionnement à la flexion simple en annexe ou composée en fonction du moment fléchissant réduit

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés

Nous allons utiliser le béton B_{25} et les aciers Bst 420/500

en se référant sur le tableau 5.3 en annexe des notes de cours de béton armé, on prend alors Φ_8, st=20cm, avec a_s eff=2,51cm²/m

St : écartement entre les armatures

a_s : section d'armature effective par unité de longueur.

Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier (d) est comprise dans l'intervalle de 20cm à 40cm. Comme ses dimensions sont très grand, on procédera dans le calcul comme pour une dalle.

Prenons d= 0.3m

H=d-(e+ *Φ/2)*

h=0.275m

En considérant les notations ci-après, les calculs sont résumés dans le tableau suivant.

d : épaisseur de la dalle de couverture =13c m=0.13m

γ_b *: poids volumique du béton=25 KN/m²*

γ_e : *poids volumique de l'enduit=0.7KN/m²*

γ_m : poids volumique du mur= 22.6KN/m³

γ_{eau}: poids volumique de l'eau =10KN/m³

e : épaisseur des murs=0.4 m

H_T*: Hauteur total du Réservoir*=1.354m

Π=3.14

q_1*=poids propre du radier*

P_1=poids propre de la dalle de couverture

P_2=poids du mur

P_3=poids propre de l'enduit

q_3=pression hydrostatique de l'eau

1. Calcul des charges

charge permanente par unité de surface du radier : $q_1 = \gamma_b * d + \gamma_e * ep$ ⇒**q_1 =7.528** KN/m²

Surcharge d'exploitation p

Poids de la dalle : $P_1 = \frac{q l_x^2}{2}$ $\Rightarrow P_1 = 30.380KN$

q=5.25KN/m²

l_x=3.402m

Poids du mur : $P_2 = \gamma m * e * HT * (Di+DE) * \Pi / 2$ ⇒P_2=107.69KN

⇒P_3=7.149KN

Poids de l'enduit et de l'étanchéité : $P_3 = \gamma_e * H_T * Di * \Pi$

Poids total $P_t = P_1 + P_2 + P_3$ ⇒ **P_t=145.219KN**

La pression totale sous le mur $q_2=P_t/S$ $\Rightarrow$ **q_2 = 41.267KN/m²**

$S=(e*(Di+DE)*\Pi)/2=3.519m^2$

Pression hydrostatique : $q_3=\gamma_{eau}*h_u$ $q_3=11.04KN/m^2$

$\gamma eau = 10KN/m^3$

hu : hauteur utile=1.104m

Charge totale de dimensionnement : **$q_t=48.795KN/m^2$**

$q_t=q_1+q_2$

2.calcul des moments

$mt_x = \frac{q*l_x^2}{f_x^o}$ et $mt_y = \frac{q*l_x^2}{f_y^0}$ $\Rightarrow$ $f_x^0=20,0$ et $f_y^0=20,$

$\Rightarrow$ **$mt_x=mt_y=28.237KNm/m$**

mt_x : moment en travée dans le sens des x

mt_y : moment en travée dans le sens des y

f_x^0 et f_y^0 : coefficients proposé par PIEPPER et MARTENS dans les annexes

$l_x= l_y=3.402m \Rightarrow l_y/l_x=1$

3. calcul de la section des armatures

$$ms_x = \frac{mt_x}{b * h^2 * fcu} \quad ; \quad ms_y = \frac{mt_y}{b * h'^2 * fcu}$$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu} \qquad as_y = \frac{\omega_2 * b * h}{fe/fcu}$$

Avec :

b : bande de longueur unité, prise égale à 1m

h : hauteur utile=0.275m

fcu : résistance de calcul du béton. Pour B_{25}, fcu=17500KN/m²

ms : moment fléchissant réduit

ω_2 : coefficient lu dans le tableau pour le dimensionnement à la flexion simple en annexe ou composée en fonction du moment fléchissant réduit

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés

Nous allons utiliser le béton B_{25} et les aciers Bst 420/500

$\Rightarrow m_{sx}$=0.0214et par interporations

$\Rightarrow \omega_2$ =0,03952

⇩

a_{sx} = 4,5cm²/m

⇩

en se référant sur le tableau 5.3 en annexe des notes de cours de béton armé, on prend alors Φ_{12}, st=20cm, avec a_s eff=5.65cm²/m

St : écartement entre les armatures

a_s : section d'armature effective par unité de longueur.

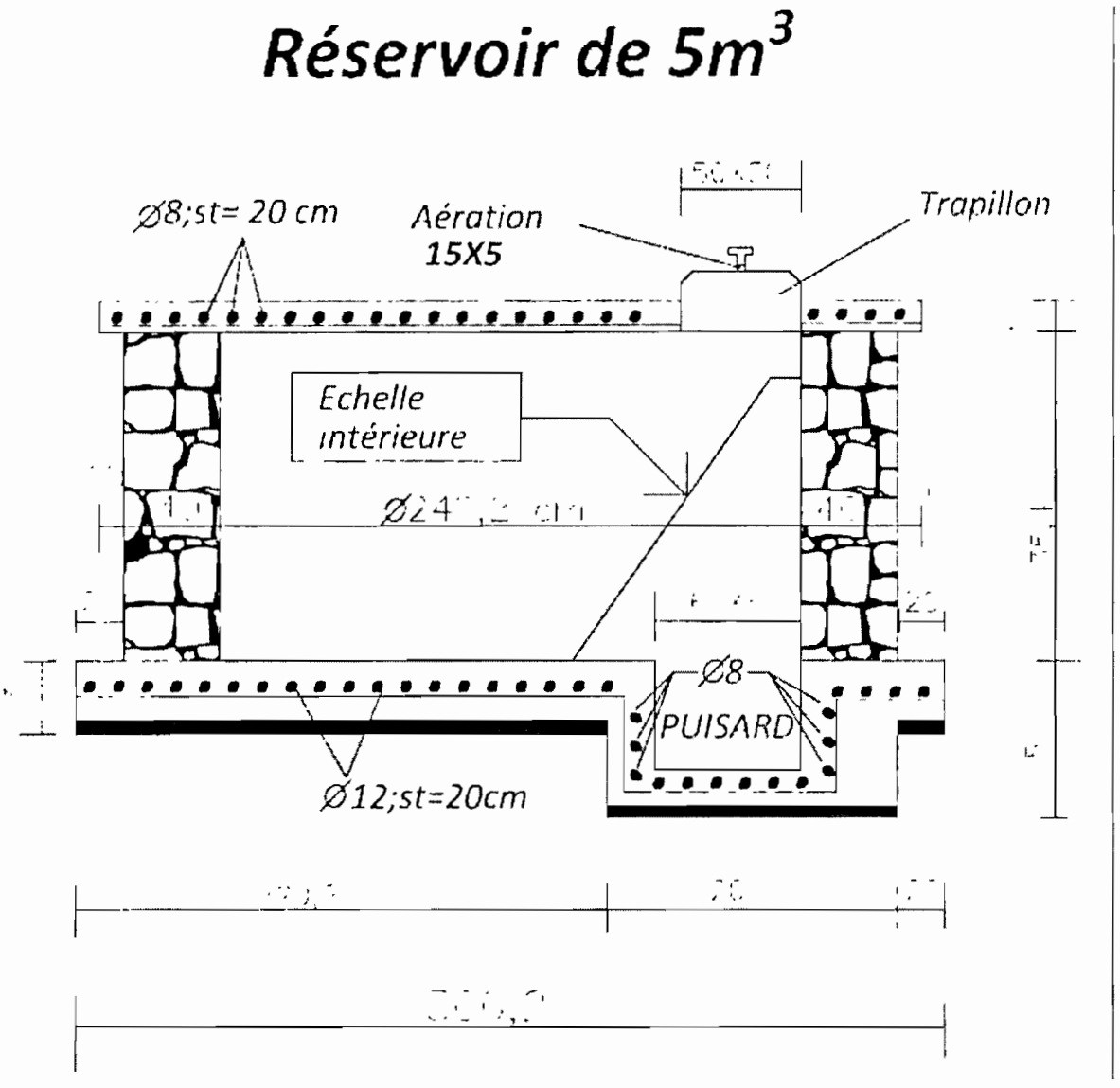


Figure 10 : coupe longitudinale d'un réservoir de 5m³

V.4.3. Dimensionnement de la chambre de départ : 55 m³

1. Dalle de couverture

Selon DIN 1045, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$h \geq \frac{\alpha * l}{35}$$

La portée= l_x= l_y= 6,143 m + (0,1 m X 2) = 6,343 m

$$h \geq \frac{\alpha * l}{35} \Rightarrow h = \frac{1 * 6{,}143\ \text{m}}{35} = 0{,}18\ \text{m} = 18\ \text{cm}$$

$$d = h + e + \frac{1}{2}\emptyset_s$$

$$d = 1cm\ X\ (18 + 2 + 0{,}5) = 20{,}5\ cm \approx 21\ cm$$

a) Calcul des charges

1. Charges permanentes

$$g = \gamma_b * d$$

g = 25 KN/m³ * 0,21m= 5,25 KN/m²

2. Détermination de la charge d'exploitation (P)

P=2KN/m².

3. Calcul de la charge totale

$q = g + p$ = 1KN/m^2* (5, 25 +2) = 7, 25 KN/m²

b) Calcul des moments fléchissant en travée

$l_x = l_y$ = 3, 1715 m

$\frac{l_x}{l_y}$= 1

Donc la dalle porte dans deux directions.

$f_x^o = f_y^o = 36{,}8$ et $S_x = S_y = 19{,}4$

Avec f_x^0 *et* f_x^0: Coefficients trouvés dans le tableau 15.1 du cours de béton armé I et II pour le calcul des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode forfaitaire proposé par PIEPER et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément réparties.

$Mt_x = \frac{q*l_x^2}{f_x^o}$ et $Mt_y = \frac{q*l_y^2}{f_y^o}$

$$Mt_x = Mt_y = \frac{7{,}25\ KN/m^2 * (3{,}1715\text{m})^2}{36{,}8} = 1{,}981 KNm/\text{m}$$

c) Moment aux appuis

ma $= / \frac{ma_{01} * ma_{01}}{2} / \geq 0{,}75 * \max\{|ma_{01}| ; |ma_{02}|\}$

Avec :

$ma_x = -\frac{q*l_x^2}{S_x}$, puisque nous avons $l_x = l_y$ et $ma_x = ma_y$

Alors: ma_x = 1KN/m $*$ $[\frac{7{,}25*(3{,}1715)2}{19.4}]$= -3,758 KNm/m

-3,758 KNm/m$\geq$ 0,75 $*$(-3,758 KNm/m)$\Rightarrow|-3{,}758$ KNm/m $|\geq|$ 2,8185KNm / m |

On utilise le plus grand moment en valeur absolue pour le, dimensionnement c'est à dire $|-3{,}758$ KNm/m$|$

d) Détermination de la section des armatures

$$m_{S_x} = \frac{m_{t_x}}{b \times h^2 \times f_{cu}} \qquad m_{S_y} = \frac{m_{t_y}}{b \times h'^2 \times f_{cu}}$$

$$A_{S_x} = \frac{w_2 \times b \times h}{f_e / f_{cu}} \qquad A_{Sy} = \frac{w_2 \times b \times h'}{f_e / f_{cu}}$$

Nous allons utiliser le béton B_{25} et les aciers Bst 420/500

$ms_x = ms_y = \frac{1{,}981 \text{ KNm /m}}{1\text{m X } (0{,}18)^2 \text{X } 17500 \text{ KN}/m^2}$= 0, 0034

W_2=0, 18

$As_x = As_y = \frac{0,18X1mX(0,18m)}{24}$=0,000135m²/m = 1, 35 cm²/m

Choix de Øs, on prend ϕ_8, St= 20cm avec As eff= 2,51 cm²

e) Détermination des armatures d'appui

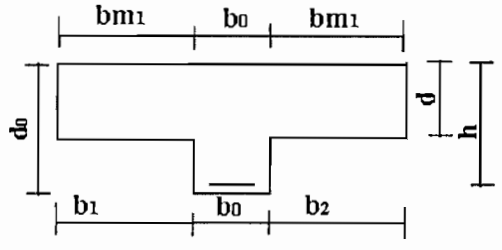
$ms_{A1-2} = As_y = \left|\frac{3,758\ KNm/m}{1mX(0,18)^2X17500}\right|$= 0, 0066

W_2=0, 18

$As_x = \frac{0,18X1mX(0,18m)}{24}$=0,000135m²/m = 1, 35 cm²/m

Choix de Øs, on prend ϕ_8 ; St= 20cm avec As eff= 2,51 cm2

Dimensionnement d'une poutre



Avec :

d : épaisseur de la dalle = 21 cm

d_0 : épaisseur de la poutre

b_0 : Largeur de la nervure = 30 cm

b_m = Largeur efficace

h : Hauteur utile de la poutre

$h = \frac{l_i}{10} = \ldots\ldots\ldots\frac{l_i}{15}$

$h = d_0 - (e + \emptyset_{cadre} + \frac{\emptyset_s}{2})$

Soit $\frac{d}{d_0} \leq 0,3;\ d_0 \geq \frac{21\ cm}{0,3} = 70\ cm$

H= 70cm – (2cm + 1cm + 0,5cm) = 66,5cm

$b_1 = b_2 = (\frac{2,6715-0,3}{2}) * 1m = 1,1857\ m$

l_i=0,6l pour une poutre encastrée aux deux extrémités

Avec :

l_i : longueur de la poutre où le moment fléchissant est nul

l_i = 0,6 X 2,6715 m = 1,6029 m

h= 66,5 cm

Le rapport $\frac{b_i}{l_i} = \frac{1,1857\ \text{m}}{1,6029\ \text{m}} = 0,7397$, nous donne $\frac{b_{m1}}{b_1}$ pour les sections en Té à l'aide du tableau 5.4 du cours de béton armé I et II, ITS III-GC par le Diplôme Ingénieur Richard NDUWIMANA (2010-2011).

Par interpolation :

$\frac{b_1}{l_1} = \frac{b_{m1}}{b_1}$

$\frac{b_{m1}}{b_1}$= 0,42412

$b_{m1} = b_{m2} = 0,42412x1,1857\ m = 0,502\ m$

= 50 cm

$b_m = b_{m1}$ x 2+b_0

=(50cmx2)+30cm=130cm soit 1,30m

$b_{réel} = 2b_1 + b_0$= (2x1,1857m)+0,3m= 2,6714 m

$b_m \leq b_{réel} \Rightarrow$1,30 m<2,6714m ; la condition est vérifiée.

a. Détermination des charges

Poids propre de la poutre :

g= $\gamma_b * b_o * (d_o - d)$

g= 25KN/m³ x 0,30m x (0,70m – 0,21m) = 3,675 KN/m

Poids de la dalle:

P= k*q*l_x Avec k= 0,5

P= 0,5 x 7,25 KN/m^2 x 6,343 m = 22,99 KN/m

Poids total de la poutre :

q= g + P = 3,675 KN/m + 22, 99 KN/m = 26,665 KN/m

b. Détermination des sollicitations

Etant donné que toutes les charges sont uniformément réparties, nous avons:

$Mt_{max} = \frac{q*l_x^2}{24}$; $M_{max} = \frac{q*l_x^2}{14,2}$; $Ma_{max} = -\frac{q*l_x^2}{12}$;$Q_{max} = \frac{ql}{2}$

Avec :

Mt_{max} : Moment maximum de flexion en travée ;

M_{max} : Moment maximum pour les appuis intermédiaires d'une poutre ;

Ma_{max} : Moment maximum aux appuis ;

Q_{max} : Effort tranchant maximum.

On a :

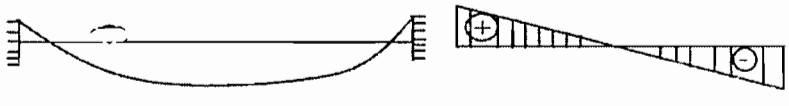
$Mt_{max} = \frac{26,665\ KN/m^2\ X\ (3,0715m)^2}{24}$= 10,48KNm

$M_{max} = \frac{26,665\ KN/m^2\ X\ (3,0715m)^2}{14,2}$= 17,72KNm

$Ma_{max} = -\frac{26,665\ KN/m^2\ X\ (3,0715m)^2}{12}$= -20, 96KNm

$Q_{max} = \frac{26,665\ KN/m^2\ X\ (3,0715m}{2}$= 40, 95KN/m

Allures des moments et efforts tranchants pour une poutre encastrée aux deux extrémités.



c. Détermination de la section des armatures et de l'axe neutre.

i) En travée :

$$m_s = \frac{Mt_{max}}{b_m * h^2 f_{cu}} = \frac{10{,}48\ \text{KNm}}{1{,}30\text{m} * (0{,}70\text{m})^2 * 17500\ \text{KN/m}^2} = 0{,}0025$$

w_2= 0,018; d= 21cm ; Kx= 0,09

x= kx* h = 0,09 x 0,665m = 0,05985m = 5,985cm

x<d $\Rightarrow$ 5,985cm<21cm

Cette relation nous prouve que l'axe neutre tombe dans la table ce qui fait que la poutre soit dimensionnée comme une poutre rectangulaire.

$$A_{sx} = \frac{w_2 b_m h}{f_e / f_{cu}} + \frac{N}{\gamma} \text{ où } N = 0$$

$$A_{sx} = \frac{0,018X1,30X0,665}{24} = 0,000648\ m^2/\text{m} = 6,48\ cm^2/\text{m}$$

Choix de $\emptyset_s$: $\emptyset_{12}$; st = 17 cm avec $A_s$eff = 6,65 cm^2/m

ii) Aux appuis :

$$m_s = \frac{M_a \text{max}}{b_m\ X\ h^2 X\ f_{cu}} = \frac{|-20{,}96\text{KNm}|}{1{,}30\ X\ /0{,}665/^2 X\ 17500} = 0{,}00208$$

D'où $w_2 = 0{,}018$

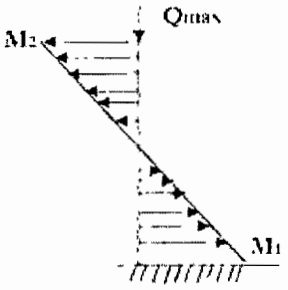
$$A_{sx} = \frac{0,018X1,30X0,665}{24} = 0,000648\ m^2/\text{m} = 6,48\ cm^2/\text{m}$$

Choix de $\emptyset_s$: $\emptyset_{12}$; st = 17 cm avec $A_s$eff = 6,65 cm^2/m

x= k_x x h=0,09 X 0, 665 m=0,05985 m=5,985 cm

$x < d \Rightarrow$5,985 cm < 21cm

9. Dimensionnement du poteau



a) Détermination des sollicitations

Le poids du poteau :

$g_p = \gamma_b * v$

$g_p = 25KN/m^3 * b_0{}^2 * S$

$g_p = 25KN/m^3 * (0,30m)^2 * 2,857m = 6,428KN$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton

S: Longueur du poteau

b_0: Epaisseur du poteau

La charge du poteau : $N= Q_{max}+g_p=40,95KN+6,428KN=47,378KN$

b) Vérification de la sécurité au flambement

i) Calcul de la longueur au flambement

$S_k=\beta * S$

Avec :

S_k: Longueur de flambement

β : Coefficient qui est fonction des conditions aux appuis nœuds ici pris égale à 0,5

S : Longueur du poteau entre les 2noeuds consécutifs

$S_k= 0,5 \times 2,857m=1,4285m$

ii) Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{S_k}{i}$$

Avec : $i: rayon\ de\ giration = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Où :

I: le moment d'inertie

A: *la section du poteau*

$$i = 0{,}289 * d = 0{,}2879 * 0{,}30cm = 0{,}0867m = 8{,}67cm$$

$$\lambda = \frac{1{,}4285\text{m}}{0{,}0867m} = 16{,}476$$

$0 \leq \lambda \leq 20$, la vérification est inutile: Formule 11.2

Dimensionnement proprement dit du poteau

$$m_s = \frac{M_2}{bd^2 f_{cu}} = \frac{20{,}96\text{KNm}}{0{,}30\text{x}(0{,}32m)^2\text{x}17500\text{KN}/m^2} = 0{,}0443$$

$$n = -\frac{N}{bdf_{cu}} = -\frac{47{,}378\text{KN}}{0{,}30m\text{x}0{,}30\text{mx}17500\text{KN}/m^2} = -0{,}03$$

Avec B_{st} 420/500: $d_1 = e_{cadre} + \emptyset_{cadre} + \frac{1}{2}\emptyset_s$

$$= 2cm + 1cm + 0{,}5cm = 3{,}5cm$$

$\frac{d_1}{d} = \frac{3{,}5\text{cm}}{30\text{cm}}$

$= 0{,}116$, *nous pouvons utiliser l'abaque*10.7 *qui donne le rapport*

$\frac{d_1}{d}$ = à 0,10

$$A_s = w_{01}\frac{bd}{f_e/f_{cu}}$$

$$A_s = 0{,}06\text{x}\frac{0{,}30\text{cmx}0{,}30\text{cm}}{24} = 2{,}25\text{cm}^2$$

Choix de $\emptyset_s$: $\emptyset_{10}$; st = 20 cm avec $A_s$eff = 3,93 cm^2/m

c) Dimensionnement du radier

En dimensionnant le radier, on doit tenir compte des différentes pressions sur lesquelles il est soumis :

La pression de l'eau :

$P_e = \delta_e * h$

$P_e = 10KN/m^3 x 2{,}457m = 24{,}57KN/m^2$

Avec :

δ_e: Poids volumique

P_e: Pression de l'eau

h: *Hauteur utile de l'eau dans le réservoir*

La pression sous le Poteau:

$$P_{pot} = \frac{N_{pot}}{A_{pot}} = \frac{47{,}378KN}{(0{,}30m)^2} = 526{,}422\text{KN}/m^2$$

Avec :

P_{pot} : *Pression du poteau sur le sol*

N_{pot} : *effort normal à l'intérieurdu poteau*

A_{pot} : *Aire (Section)du poteau*

Pression des parois sur le radier :

$P_R = \gamma_b * h$

$P_R = 25KN/m^3 * 2{,}875m = 71{,}875KN/m^2$

Avec :

P_R: *Presssion des parois sur le radier*

γ_b: *Poids volumique du béton*

h: Hauteur des parois du réservoir

i) Calcul de la section des armatures

$A_S = \frac{P_p}{\sigma_a}$; Avec :

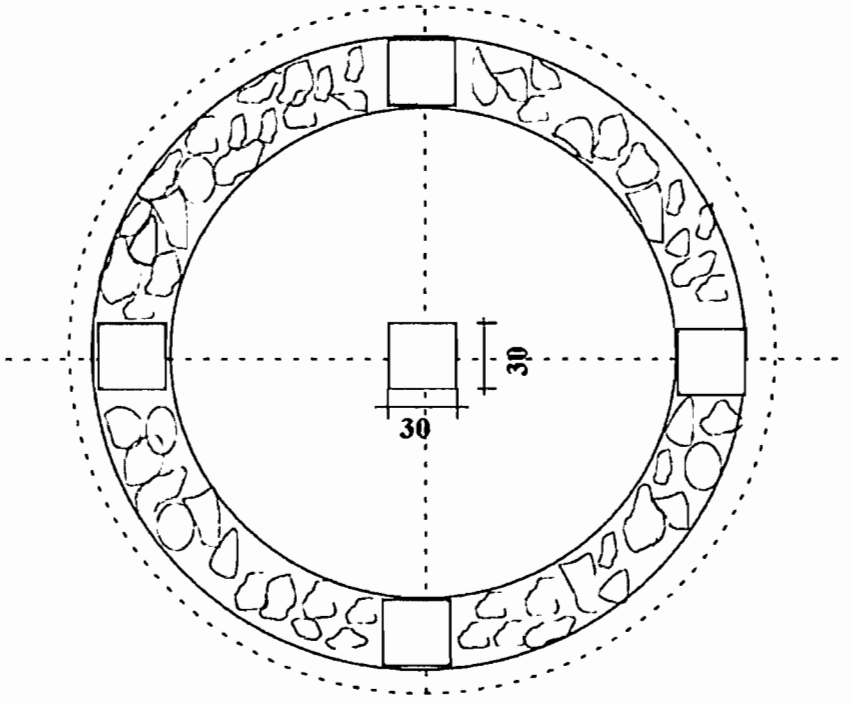
P_p: *Pression du poteau sur le sol*

σ_a: *Contrainte admissible des aciers* (347,8*MPa selon FEHA*)

$$A_S = \frac{526{,}422KN/m^2}{347{,}8.10^3\ KN} = 1{,}513576768.10^3 m^2 = 15{,}13576768.10^3 cm^2/\text{m}$$

Choix de $\emptyset_s$: $\emptyset_{16}$; st = 13 cm avec $A_s$eff = 15,47 cm^2/m

Vue en plan



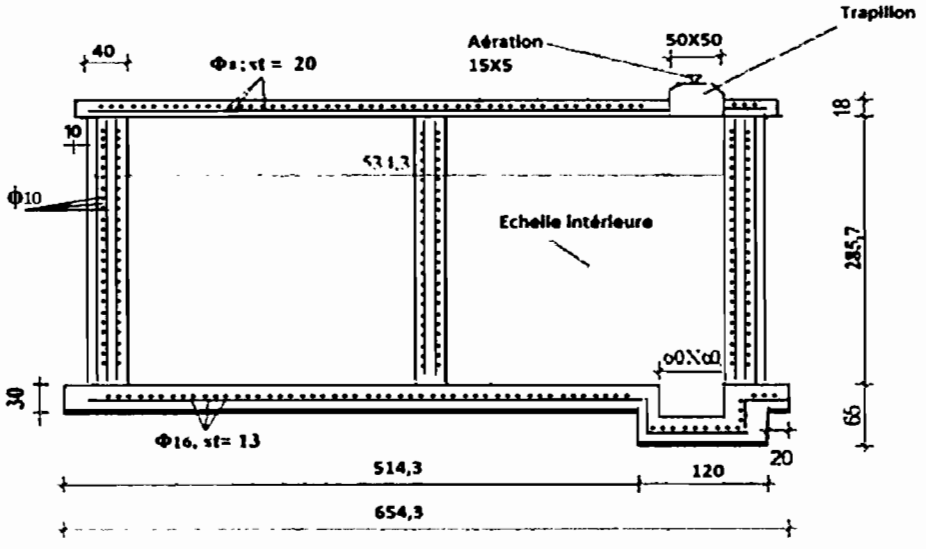


Figure 11 : Schéma type d'un réservoir de 55m³

V.5. Calculs hydrauliques

V.5.1. Ouvrages du réseau hydraulique

❖ Chambre de ventouse

C'est un ouvrage placé sur les points les plus hauts du réseau jouant le rôle d'évacuer l'air emprisonné dans les tuyaux.

❖ Chambre de purge

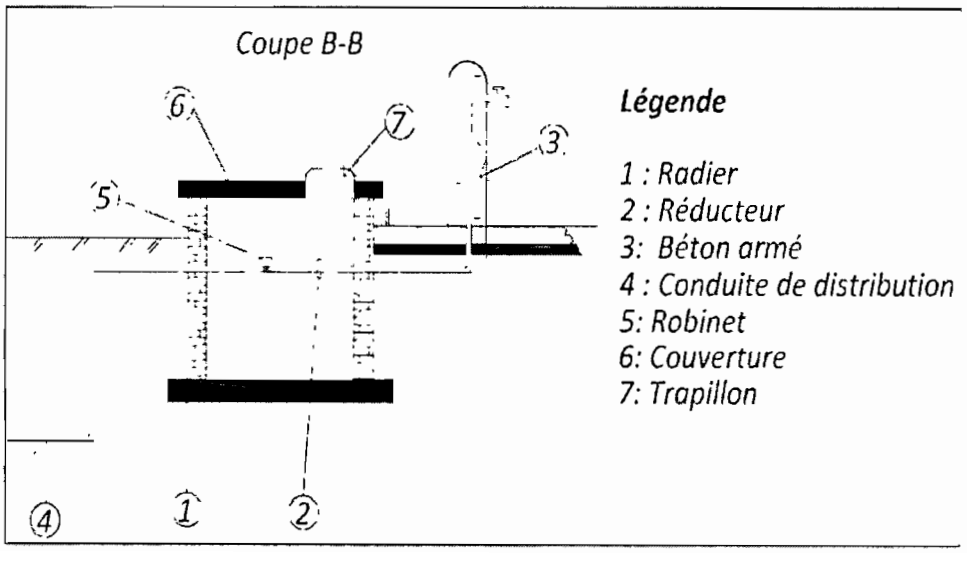
Cette chambre « prête à poser » est la solution pour éliminer automatiquement les matières étrangères dans une conduite d'eau sans intervention extérieure.

❖ Chambre de vanne et sectionnement

Cet ouvrage est installé dans le réseau pour bloquer ou orienter l'eau dans une ou plusieurs directions du réseau ramifié.

❖ Borne fontaine

Une borne fontaine est ouvrage alimenté a partir du réservoir d'accumulation construit sur le réseau dans le but de servir à la population bénéficiaire l'eau en quantité suffisante.



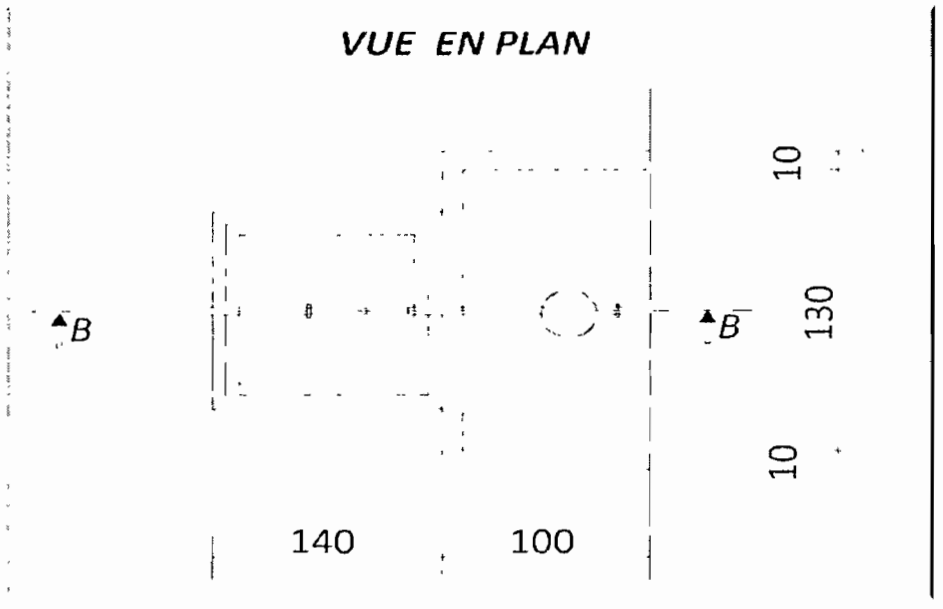


Figure 12 : Schéma d'une borne fontaine

V.5.2 Calcul de perte de charge

1. Définition

Les pertes de charge sont des énergies qui se transforment en chaleur lors de l'écoulement, elles sont dues aux frottements sur une longueur surface. On peut distinguer les pertes de charges linéaire et singulière :

2.Les pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire j sera trouvée en utilisant certaines tables qui facilitent les calculs. Ces tables sont conçues à partir des relations analytiques suivantes :

$$j = \lambda . \frac{1}{\mathrm{D}} . \frac{V^2}{2g}$$

La vitesse V peut être exprimée à l'aide du débit Q,, divisé par la section S de la conduite :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ et } V^2 = \frac{16Q^2}{\pi^2 D^4}$$

En remplaçant V par sa valeur, l'équation devient :

$$j = \lambda . \frac{1}{D} . \frac{16Q^2}{2g\pi^2 D^4}$$

$$j = \frac{8\lambda Q^2}{g\,\pi^2 D^5}$$

Avec

λ : Coefficient de frottement qui est la fonction : (R_e, ε/D).

$$\lambda = \frac{V.D}{\gamma}$$

Avec :

ε : Rugosité absolue ;

D : Diamètre de conduite en m ;

V : Vitesse découlement de l'eau en m/s ;

g : Accélération de la pesanteur ; en m/s^2 ;

γ : Viscosité cinématique (10^{-6} m/s^2 pour l'eau a 15°c

λ : Charge selon les types de tuyaux et les auteurs

Formule générale de COLEBROOK et WHITE (adopté pour tous les conduites) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left[\frac{\varepsilon}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{R_e\sqrt{\lambda}}\right]$$

Selon PRAUDIL, NIKURADSE, pour les rugueux (tuyaux en aciers, en fonte et en béton armé) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1{,}74 + 2\log\left(\frac{D}{2\varepsilon}\right)$$

Dans la formule permettent de calculer les pertes de charge, on pose

$$K = \frac{\lambda . 8 . L}{E^2 . g . D^2}$$

Pour déterminer ces pertes de charge entre deux points : $DH_{1\text{-}2} = KQ^2$

De la même formule, on tire alors le diamètre de la conduite à utiliser en faisant plusieurs itérations :

$$D = \sqrt{\frac{\lambda 8 L Q^2}{\pi^2 g.\Delta H}}$$

Les pertes de charge singulière

Les différentes singularités (coudes, vannes, ...) sont les sièges des pertes de charges singulières. On les calcule avec la formule ;

$j = \frac{K.V^2}{2g}$ avec K qui dépend de la nature de la singularité.

Les pertes de charges totales pou un tronçon de longueur L(Km) sont données par : J= j*L

Avec :

L : Longueur

j : Perte Unitaire

J : perte de charges totales

On a la relation : $z_1 + \frac{P1}{\gamma} + \frac{V1^2}{2g} = z_2 + \frac{P2}{\gamma} + \frac{V2^2}{2g} + J_{1\text{-}2}$

Où Z : Altitude du terrain.

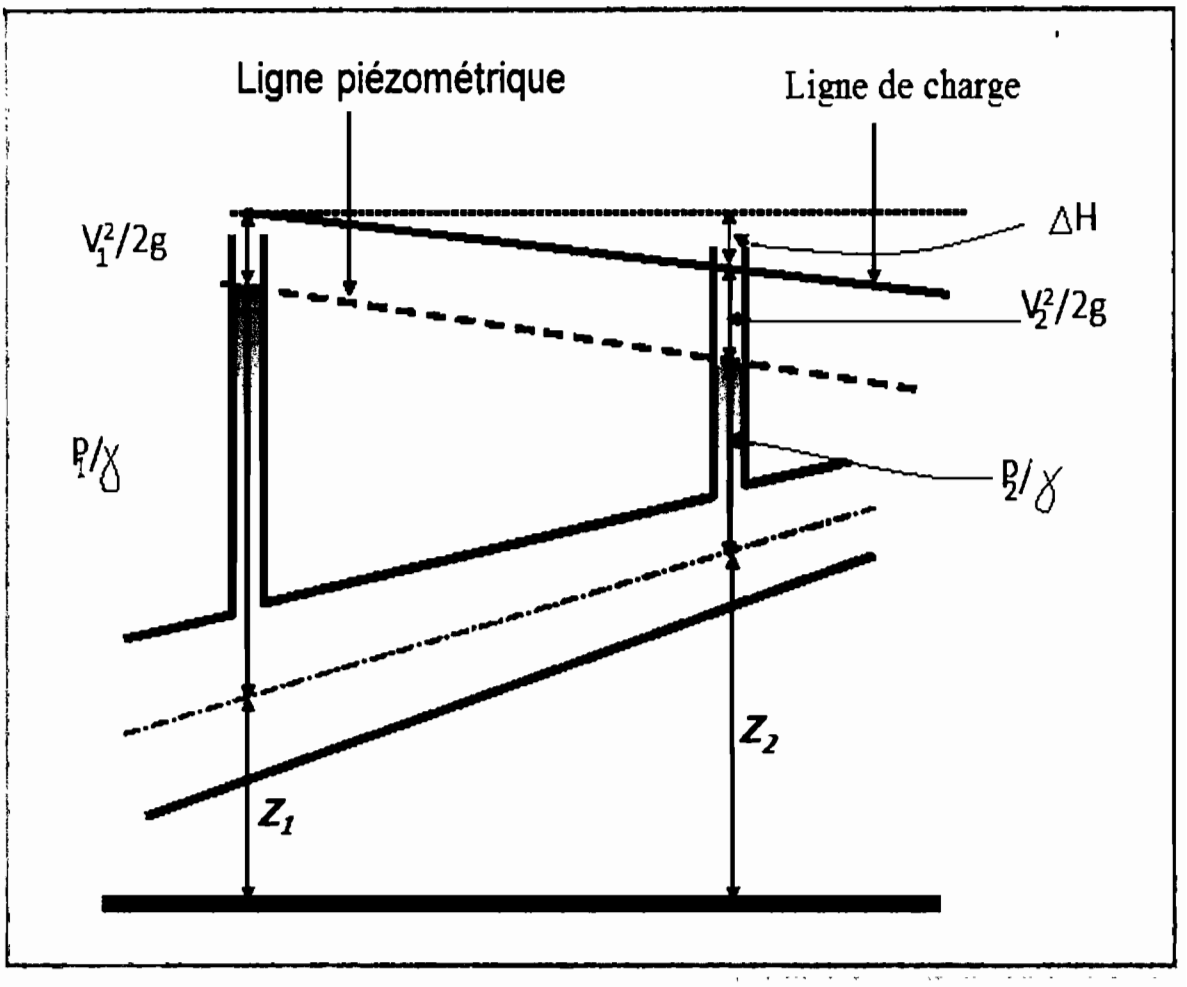
$\frac{P}{\gamma}$: l'énergie due à la pression (P en N/m^2 etγ en N/m^3)

$\frac{V^2}{2g}$=énergie due à la vitesse ou énergie cinétique : V(m/s)et g (m/s^2).

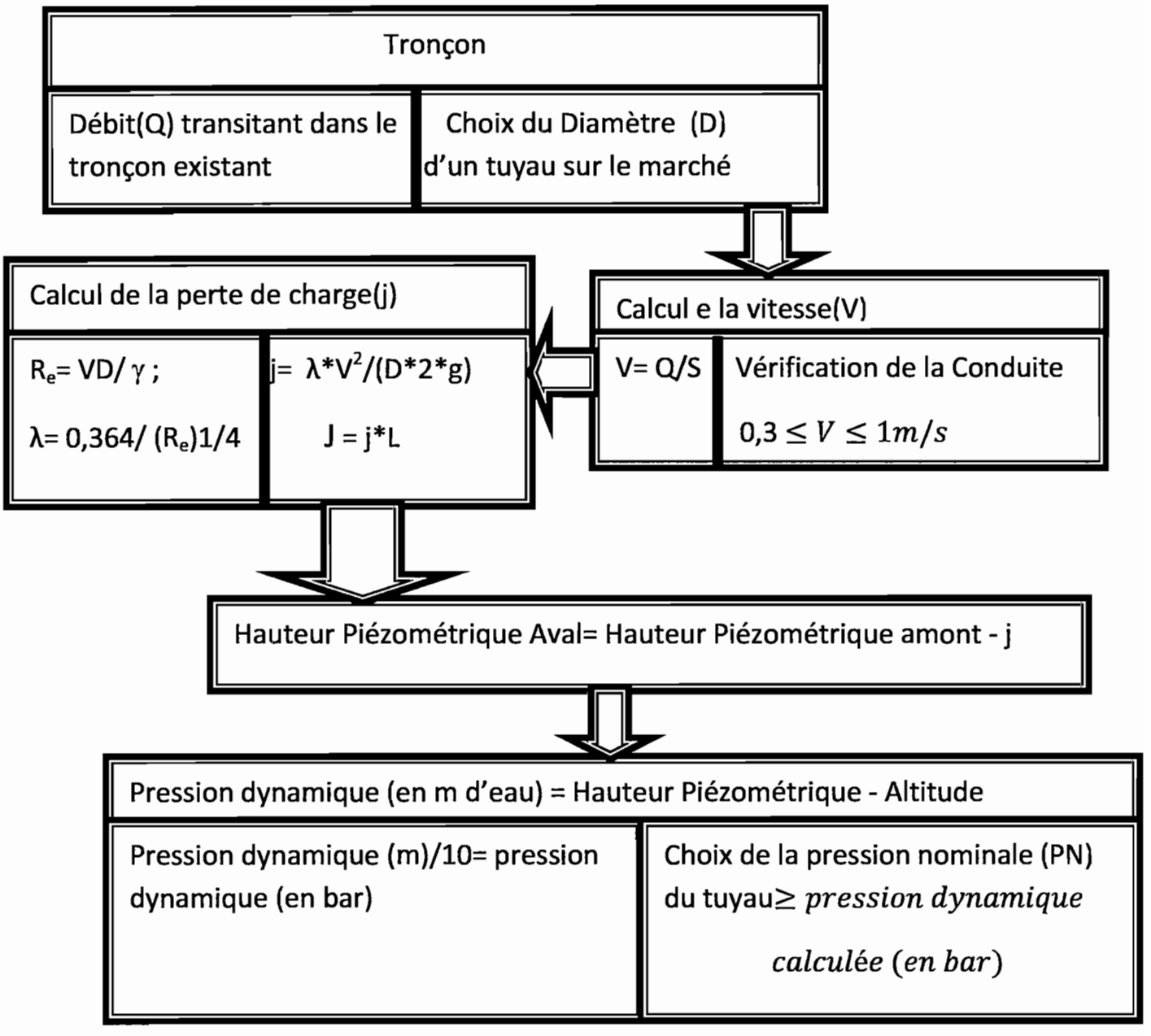
J_{1-2} : Perte de charge totale engendrée par le tronçon 1-2.

Ainsi, la pression au sol=côte piézométrique-côte du sol

C'est-à-dire : $\frac{P}{\gamma}$ =cote piézométrique -Z


Ligne piézométrique
Ligne de charge
$V_1^2/2g$
ΔH
$V_2^2/2g$
P_1/γ
P_2/γ
Z_2
Z_1

- **Méthodologie de calcul**



TONCON	DIST. (m)	DEBIT (m3/S)	VIT. (m/s)	CONDUITE				Re	λ	PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D ext(mm)	D int.(m)	PN (bar)			j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD-1	200	0,00118	0,4289	PVC	63	0,05920	6	25392	0,02503	0,004	0,793	1700,0	1689,0	1700,00	1699,21	0,000	10,207
1--2	350	0,00118	0,4289	PVC	63	0,05920	6	25392	0,02503	0,004	1,3877	1689,0	1666,5	1699,21	1697,82	10,207	31,319
2--3	280	0,00118	0,4289	PVC	63	0,05920	6	25392	0,02503	0,004	1,1102	1666,5	1640,0	1697,82	1696,71	31,319	56,709
3-4R1	170,5	0,00118	0,4627	PVC	63	0,05700	10	26372	0,0248	0,0047	0,8092	1640,0	1635,0	1696,71	1695,90	56,709	60,900
4R1-5	390	0,000965	0,3784	PVC	63	0,05700	10	21567	0,02608	0,0033	1,3018	1635,0	1620,1	1695,90	1694,60	60,900	74,498
5-6	120	0,000965	0,3784	PVC	63	0,05700	10	21567	0,02608	0,0033	0,4006	1620,1	1625,0	1694,60	1694,20	74,498	69,198
6-7	400,1	0,000965	0,3784	PVC	63	0,05700	10	21567	0,02608	0,0033	1,3355	1625,0	1630,1	1694,20	1692,86	69,198	62,762
7-8cvs	330	0,000965	0,3784	PVC	63	0,05700	10	21567	0,02608	0,0033	1,1015	1630,1	1610,1	1692,86	1691,76	62,762	81,658
8cvs-9R2	100,5	0,000613	0,4303	PVC	50	0,04260	16	18331	0,02716	0,006	0,6046	1610,1	1580,0	1691,76	1691,15	81,658	111,154
9R2-10	291,5	0,000398	0,4386	PVC	40	0,03400	16	14912	0,0286	0,0082	2,4037	1580,0	1575,6	1691,15	1688,75	111,154	113,150
10-11	325,6	0,000398	0,4386	PVC	40	0,03400	16	14912	0,0286	0,0082	2,6849	1575,6	1555,0	1625,95	1623,27	50,350	68,265
11-12	210	0,000398	0,4386	PVC	40	0,03400	16	14912	0,0286	0,0082	1,7316	1555,0	1550,6	1623,27	1621,53	68,265	70,934
12-13R3	175	0,000398	0,4386	PVC	40	0,03400	16	14912	0,0286	0,0082	1,443	1550,6	1540,1	1621,53	1620,09	70,934	79,990
13R3-14	395	0,000183	0,3151	PVC	32	0,02720	16	8570,6	0,03284	0,0061	2,4135	1540,1	1525,6	1620,09	1617,68	79,990	92,077
14-15	410	0,000183	0,3151	PVC	32	0,02720	16	8570,6	0,03284	0,0061	2,5052	1525,6	1530,0	1617,68	1615,17	92,077	85,172
15-16	225	0,000183	0,3151	PVC	32	0,02720	16	8570,6	0,03284	0,0061	1,3748	1530,0	1531,6	1615,17	1613,80	34,822	82,197
16-17R4	334	0,000183	0,3151	PVC	32	0,0272	16	8570,6	0,03284	0,0061	2,0408	1531,6	1515,2	1613,80	1611,76	82,197	96,556
17R3-18	300	0,0000915	0,4033	PVC	20	0,017	16	6856,5	0,03473	0,0169	5,0809	1515,2	1510	1611,76	1606,68	96,556	96,675
18-19	190,5	0,0000915	0,4033	PVC	20	0,017	16	6856,5	0,03473	0,0169	3,2264	1510	1500	1606,68	1603,45	96,675	103,449

19-20	321,7	0,0000915	0,4033	PVC	20	0,017	16	6856,5	0,03473	0,0169	5,4484	1500	1515,1	1603,45	1598,00	103,449	82,900
20-21	250	0,0000915	0,4033	PVC	20	0,017	16	6856,5	0,03473	0,0169	4,2341	1515,1	1510	1598,00	1593,77	82,900	83,766
21-22R5	150	0,0000915	0,4033	PVC	20	0,017	16	6856,5	0,03473	0,0169	2,5405	1510	1500	1593,77	1591,23	83,766	91,226

8CVS-1'	280	0,000352	0,342	PVC	40	0,0362	10	12387	0,013	0,002	0,595	1610,1	1605	1691,76	1691,16	81,66	86,16
1'-2'	175	0,000352	0,342	PVC	40	0,0362	10	12387	0,013	0,002	0,372	1605	1600,5	1691,16	1690,79	86,16	90,29
2'--3'	375,5	0,000352	0,606	PVC	32	0,0272	16	16486	0,012	0,008	3,102	1600,5	1585	1690,79	1687,69	90,29	102,69
3'-4'R6	380	0,000352	0,606	PVC	32	0,0272	16	16486	0,012	0,008	3,139	1585	1560	1687,69	1684,55	102,69	124,55
4'R6-5'	397,5	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,976	1560	1550,1	1684,55	1683,57	124,55	133,47
5'-6'	245	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,602	1550,1	1545	1683,57	1683	133,47	137,97
6'-7'	290,5	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,714	1545	1555,6	1683	1682,3	137,97	126,66
7'-8'	340	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,835	1555,6	1535	1682,3	1681,4	126,66	146,42
8'-9'	298	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,732	1535	1530,1	1681,4	1680,7	146,42	150,59
9'-10'R7	400	0,000176	0,303	PVC	32	0,0272	16	8243	0,014	0,002	0,982	1530,1	1520	1680,7	1679,7	150,59	159,71

Schéma de fonctionnement

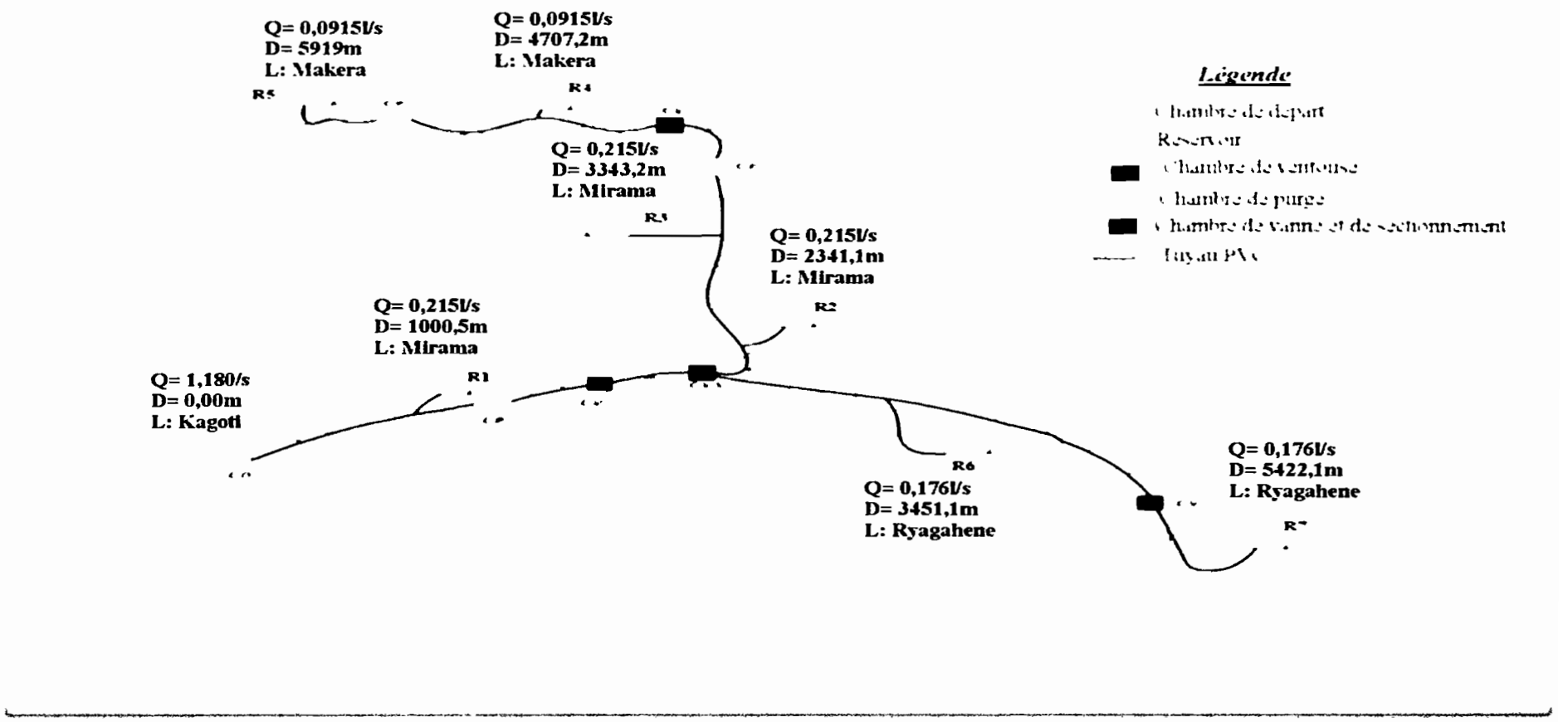


Figure 13: Schéma de fonctionnement du réseau

CHAP VI. EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

VI. 1. Introduction

Une évaluation financière est indispensable pour que l'étude d'un projet soit bien complétée. Nous avons besoin de savoir la quantité des matériaux à utiliser pour les ouvrages hydraulique du réseau, les matériels nécessaires et les frais pour la main d'œuvre afin d'aboutir à l'exécution du projet.

Trois types de devis sont à distinguer pour faire l'estimation du coût de projet :

- Devis descriptif
- Devis quantitatif
- Devis estimatif

Une majoration de 20% de la valeur trouvée sera prise en considération pour les imprévus et fluctuations monétaires.

VI.2. Devis descriptif

L'établissement d'un devis quantitatif et estimatif de n'importe quel projet exige non seulement les plans mais également un devis descriptif qui décrit tous les ouvrages ou parties d'ouvrages qui seront demandées aux différents corps d'Etat concourant à la réalisation du projet.

VI.2.1. Captage

VI.2.1.1. Décapage de la terre végétale

Décapage de la terre végétale est effectué sur une épaisseur de 20cm avec un ajout de 1m sur les côtés pour avoir un espace de travail.

VI.2.1.2. Terrassement en déblais

Les déblais sont exécutés jusqu'aux côtés prescrits. Le volume des terres enlevées est donné par la profondeur et la largeur des matériaux enlevés.

VI.2.1.3. Pose des tuyaux de captage

Les tuyaux en PVC et parfois sont posés sur des graviers filtrant d'une épaisseur de 10cm pour éviter le contact de ceci avec le non filtrant qui risque de boucher les trous captant des tuyaux.

VI.2.2. Chambre de départ et les réservoirs

Décapage

a. Le décapage de la terre végétale est exécuté sur une profondeur de 20cm.
b. Terrassement

Pour le terrassement en déblai, les quantités sont évaluées suivant les plans de fondation d'après la formule suivante :

$$V = \pi * \frac{D^2}{4} * H$$

Avec H: Profondeur de la fouille.

c. Béton de propreté

L'épaisseur du béton de propreté est de 5cm et sera mis en œuvre sur un sol non remanié.

Dosage :

- Gravier 5/25 : 0,8m³
- Sable 0,63/5 : 0,4m³
- Ciment 200Kg/m³

d. Béton armé du radier

- Epaisseur 0, 30 m

- Dosage 350 Kg/m³

e. Béton armé de couverture

- Dosage : 350 Kg/m³
- Trapillon : 50cm x 50cm pour l'accès à l'intérieur

f. Maçonnerie d'élévation

Les parois sont en maçonnerie des moellons rejointoyés à l'extérieur avec des mortiers de ciment, dosé à 300 Kg/m³ et revêtus à l'intérieur.

Revêtement intérieur

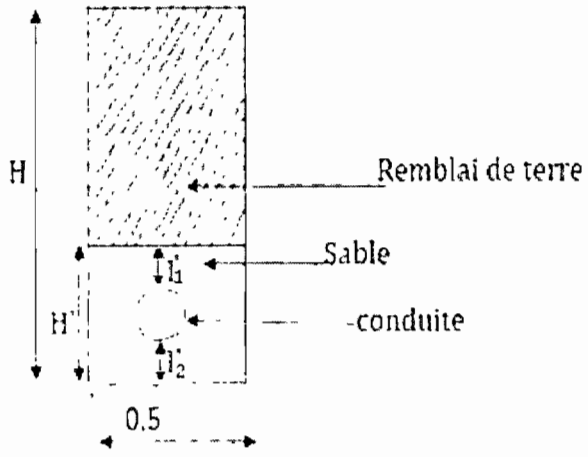
Le revêtement est appliqué avec beaucoup de précautions pour assurer une étanchéité parfaite. Le fond et les parois intérieurs enduits au mortier de ciment :

- Epaisseur = 2cm
- Dosage =400Kg/m³

VI.2.3. Conduite d'alimentation

La tranchée sera d'au moins 80cm de profondeur sur 50cm de largeur. Une couche de sable de 10cm d'épaisseur sera placée en dessous et au dessus de la conduite pour une bonne stabilité.

On exécutera ensuite un remblai avec la terre excavée. Au niveau des traversés des routes et des ruisseaux, les tuyaux en PVC sont protégés par des gaines métalliques pour éviter les accidents de rupture.



$V_t = H*L*l$: Formule VI.2

$V_c = \pi D^2/4 * L$: Formule VI.3

$V_s = L * (H' * l - \pi D^2/4)$: Formule VI.4

$Vd = (V_c + V_s).f$: Formule VI.5

$V_R = Vt - Vd$: Formule VI.6

$H' = D + 2.l = D + 0,2$: Formule VI.7

Avec

V_c : Volume de la conduite

V_d : Volume des déblais excédentaires

H : Profondeur de la tranchée

L : Longueur de la tranchée

l : Largeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

H' : Epaisseur de la couche de sable + Diamètre de la conduite

F : Coefficient de foisonnement estimé à 1,5.

E : Enrobage

V_R : Volume de remblais de terre

V_s : Volume du sable

VI.2.4. Accessoires à la conduite

VI.2.4.1. Chambre de Ventouse, Purge, Vanne et sectionnement.

a. Béton de propreté

Dans un m^3, la composition est celle-ci :

- Gravier : 0,8 m^3
- Sable : 0,4 m^3
- Ciment : 200Kg/m^3
- Epaisseur : 5 cm

b. Béton de forme

- Gravier : 0,8 m^3
- Sable : 0,4 m^3
- Ciment : 250Kg/m^3

c. Béton armé pour le couvercle

- Epaisseur de 10 cm
- Dosage 300 Kg/m^3
- Trapillon : 50 x 50 pour accès à l'intérieur

d. Maçonnerie

- La maçonnerie de parois (épaisseur = 20 cm) sera en briques cuites de dimensions 19 x 10 x5 cm.
- Le rejointoyage sera au mortier de ciment et sera dosé à 300Kg/m^3 avec une épaisseur de 2 cm.

VI.2.4.2 Borne fontaines

a. Terrassement général

Ce terrassement consiste à l'enlèvement de la terre végétale sur profondeur d'environ 30cm.

b. Béton de propreté

Composition :

- Gravier : 0,8m^3
- Sable : 0,4m^3

- Ciment 250Kg/m³
- Epaisseur de 5cm

c. Béton armé (pour la plate forme, le pilier du robinet de puisage et la chambre de vanne)

La composition :

- Gravier : 0,8m³
- Sable : 0,4m³
- Ciment 350Kg/m³

VI.3 Devis quantitatifs

Le devis quantitatif donne le détail des travaux à réaliser et le résumé complet des quantités d'ouvrages à l'exécution du travail projeté dans l'application des valeurs à ces quantités.

VI.3.1 Le réservoirs de 55m³

- Décapage de la terre végétale

$$V = \pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3,14 * \frac{(8,143)^2}{4} * 0,2\right] = 10,41m^3$$

- Terrassement

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3,14 * \frac{(7,143)^2}{4} * 1\right] = 40,05m^3$$

- Béton de propreté

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3,14 * \frac{(6,643)^2}{4} * 0,05\right] = 1,732m^3$$

- Béton armé du radier

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(6{,}343)^2}{4} * 0{,}3\right] = 9{,}475m^3$$

- Béton du poteau

V= L*l*H

V= $1m^3$*0,3*0,3*2,857*5= $1{,}286m^3$

Armatures

- Pour le radier

Le radier sera armé avec des aciers de ϕ_{16} et un espacement de 13cm. En considérant $1m^2$ de surface, c'est-à-dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : $1\text{acier} * (1\text{m}: 0{,}13) * 2 = 15{,}384 \approx 16\text{aciers}/m^2$

La surface du radier est $S = \pi * \frac{D^2}{4}$

$$V = 1m^2 * 3{,}14 * \frac{(6{,}343)^2}{4} = 31{,}583m^2$$

Le nombre d'aciers est de $16aciers/m^2 * 31{,}583m^2 = 505{,}328\text{aciers}$

Soit 506 aciers

On a alors 43 longueurs ϕ_{16} de 12m chacune

- Pour la couverture

On posera les aciers de ϕ_8 avec un espacement de 20cm pour armer la couverture.

La surface la couverture est $S = \pi * \frac{D^2}{4}$ − S du Trapillon

$$S = 1m^2 * \left[3{,}14 * \frac{(6{,}343)^2}{4}\right] - [1m^2 * (0{,}5 * 0{,}5)] = 31{,}333m^2$$

En considérant 1 m^2de surface, c'est-à-dire 1m x 1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1 acier x (1m:0,20m) x 2 = 10 aciers/m^2.

Le nombre d'aciers est de 10 aciers/m^2 x $31{,}333m^2$= 313,33 aciers≈ 314 aciers

On alors 27 longueurs de ϕ_8 de 12m chacune.

- Armatures pour le poteau

  Dans un poteau, il y a $4\phi_{10}$ X 2, 857m= 11,428m de ϕ_{10}
  Pour les 5poteaux, on a 11,428X5= 57,14m de ϕ_{10}
  Soit 5longueurs de ϕ_{10} de 12m chacun

- Mur d'élévation (en moellon)
  Vmaçon = $\Pi * \frac{D^2_{ext}}{4} * h - \Pi * \frac{D^2_{int}}{4} * h$

- $Volume_{Maçonnerie} = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(6{,}143)^2}{4}\right] * 2{,}857 - 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(5{,}343)^2}{4}\right] * 2{,}857 = 20{,}608m^3$

Le volume du mortier étant de 30% du volume maçonnerie, on a :

$V_{mortier} = \left(\frac{20{,}608\ m^3 \times 30}{100}\right) = 6{,}182m^3$

Le volume occupé par les moellons = 20,608m³ – 6,182m³= 14,426m³, on propose que dans 1m³, il nous faut 1,2m³ de moellons.
On a alors la quantité de moellons = 1,2m³ de moellons/m³ x 14,426m³= 17,311m³ de moellons.

- Dalle de couverture

Volume de la couverture =surface x épaisseur.
Volume= 31,333m² x 0, 18m= 5,640m³

- Revêtement intérieur

Les parois : V= D x Π x h x épais
V= 5,343m x3, 14 x 2,857 x0, 04m = 1,917m³
Le fond : V= S x épais
V= 1m² x 3,14 x$\frac{(5{,}343)^2}{4}$ x 0,04m= 0,896m³

- **Calcul des quantités**

Volume total du béton = $1{,}732m^3 + 9{,}475m^3 + 1{,}286m^3 + 5{,}640 = 18{,}133m^3$
Quantité du gravier = $1m^3 \times 0{,}8 \times 18{,}133 = 14{,}506m^3$

Volume total du mortier = $6{,}182m^3 + 1{,}917m^3 + 0{,}896m^3 = 8{,}995m^3$

- Quantité du sable = $1m^3 \times 0{,}4 \times (18{,}133m^3 + 8{,}995m^3) = 10{,}851m^3$
- Quantité du ciment = $200kg/m^3 \times 1{,}732m^3 + 350kg/m^3$ (9,475 m^3 + $1{,}286m^3 + 5{,}640$) + $400kg/m^3$ ($1{,}917m^3 + 0{,}896m^3$) + $300kg/m^3 \times 6{,}182m^3 = 9066{,}55kg$.

  Soit 182 sacs de 50kg chacun
  Fils à ligaturer 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= $n(R^2 * 3{,}14 * 12 * 7850kg/m^3)$

On a : 47kg de fils à ligaturer.

- Planches

Surface de la couverture à coffrer = $S_{plane} + S_{latérale}$.
$S_{latérale}$= circonf x épais
$S_{latérale} = 3{,}14 \times 6{,}343m \times 0{,}18m = 3{,}585m^2$
Surface de la couverture à coffrer = $31{,}333m^2 + 3{,}585m^2 = 34{,}918m^2$
latérale du radier à coffrer = circonf x $ép._{radier}$
$S_{latérale}$ du radier à coffrer = $3{,}14 \times 6{,}543m \times 0{,}3m = 6{,}164m^2$
Surface totale à coffrer = $34{,}918m^2 + 6{,}164m^2 = 41{,}082\ m^2$
Surface d'une planche = $0{,}8\ m^2$
Nombre de planches = $41{,}082\ m^2m^2 : 0{,}8\ m^2 = 51{,}352 \approx 52$ planches.

- Clous

Quantité de clous = $0{,}15kg/m^2$ x surface totale à coffrer.
= $0{,}15kg/m^2 \times 41{,}082\ m^2 = 6{,}5Kg$

Tableau de synthèse pour les réservoirs de 55m³

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	14 ,506
Sable	m^3	10,851
Ciment	Sacs	182
Armature	Lg	$43\phi_{16}$; $27\phi_{8}$, 5 ϕ_{10}
Fil à ligaturer	Kg	47
Planches	Pièce	52
Perches	Pièces	20
Clous	Kg	6,5
Moellon	m^3	17,311

Tableau 9 : Synthèse pour les réservoirs de 55m³

VI.3.2 Chambres de vanne et sectionnement(1), de vanne (19) de et de ventouse (3)

- Décapage de la terre végétale pour 23 chambres
  $V = L * l * H * n$

$V = (1{,}4m + 2m) * (1{,}4m + 2m) * 0{,}2m * 23 = 53.176m^3$

- Terrassement
  $V = L * l * H * n$
  $V = 2{,}4m * 2{,}4m * 1{,}4m * 23 = 185.472m^3$

- Béton de propreté

$V = L * l * H * n$

$V = 1{,}5m * 1{,}5m * 0{,}05m * 23 = 2.588\ m^3$

- Béton armé du radier

$V = L * l * H$

$V = 1{,}4m * 1{,}4m * 0{,}15 * 23 = 6{,}762m^3$

- Béton armé de la butée
  V=0,3*0,3*0,4*23=0,828 m^3
- Dalle de couverture

$Surface\ de\ couverture = S_{couv} - S_{Trapillon}$

Surface des couvertures $= [(1{,}5\text{m} * 1{,}5\text{m}) - (0{,}5\text{m} * 0{,}5\text{m})] * 23$

$= 46m^2$

Volume de la couverture = surface * épais

$V = 1m^3 * 46 * 0{,}1 = 4{,}6m^3$

Armatures

- Pour la couverture

On se propose d'armer la couverture avec ϕ_6 et un espacement de 18,5cm.
En considérant 1m² de surface, le nombre d'aciers de 1m est de :

$1\text{acier} * (1\text{m}: 0{,}185\text{m}) * 2 = 10{,}8\text{aciers}/m^2$

Le nombre d'aciers est de : $10{,}8\text{aciers}/m^2 * 46m^2$

$= 496{,}8\text{aciers soit } 497\phi_6\ pour\ les\ couvertures\ de\ 14chambres$

On a donc : 497 m :12m/longueur= 41,4longueur ≈ 42 longueurs

- Pour le radier
  Notre radier sera arme avec ϕ_8 et un espacement 20cm

En considérant 1m² de surface, le nombre d'aciers de 1m est de :

$1\text{acier} * (1\text{m}: 20\text{m}) * 2 = 10\text{aciers}/m^2$

La surface du radier= 1,4m*1,4m*23 =45,08m²

Le nombre d'aciers est de : $10\text{aciers}/m^2 * 45{,}08m^2$

$= 450{,}8\text{aciers de}\phi_6\ pour\ les\ couvertures\ de\ 23chambres$

On a donc : 450,8 m :12m/longueur= 37,567longueur ≈ 38 longueurs

- Mur d'élévation (en briques)

Longueur développée $= (1{,}4\text{m} + 1{,}4\text{m}) * 2 = 5{,}6\text{m}$

Surface totale pour 26chambres $= 5{,}6\text{m} * 23 * 1{,}4 = 180{,}32m^2$

Les dimensions des briques utilisées sont $19 * 10 * 5$

Nombre des briques par unité de surface $=162\text{briques}/m^2$

Nombre total de briques $= 162\text{briques}/m^2 * 180{,}32m^2$

$= 29211{,}84 \approx 29212$ briques

Les pertes sont prises à 15%

On a :

$$\frac{29212\text{briques} * 15}{100} = 4382\text{briques}$$

On aura besoin de : 29212briques + 4382briques = 33594 briques

$V = (L + l) + 2 * épais * H * n$

$V_{maçonnerie} = (1{,}4\text{m} + 1{,}4\text{m}) * 2 * 0{,}2 * 1{,}4 * 23 = 36{,}064m^3$

Le volume du mortier étant à 30% du volume de maçonnerie, on a :

$V_{\text{mortier joint}} = (36{,}064m^3 * 30) : 100 = 10{,}82m^3$

Le volume des briques =36,064 m^3-10,82 m^3= 25,244 m^3

Revêtement intérieur et extérieur

$V_{\text{Rev}} = (\text{L} + \text{l}) * 2 * \text{H} * \text{ép}$

$$V_{\text{Rev}} = \{[1m^3 * (1 + 1) * 2 * 1{,}4 * 0{,}02] + [1m^3 * (1{,}4 + 1{,}4) * 2 * 1{,}4 * 0{,}02]\} * 23 = 6{,}182m^3$$

$Le\ fond: V_{\text{revêt}} = 1m^3 * (1 * 1) * 0{,}02 * 23 = 0{,}46m^3$

Calcul des quantités

Volume total du béton $= 2{,}588m^3 + 6{,}762m^3 + 0{,}828 + 4{,}6m^3$

$= 14{,}778m^3$

- Quanitité du gravier $= 0{,}8 * 14{,}778m^3 = 11{,}822m^3$

Volume total du mortier $= 10{,}82m^3 + 6{,}182m^3 + 0{,}46m^3 = 17{,}462$

- Quantité$du\ sable = 0{,}4 * (14{,}778m^3 + 17{,}462m^3) = 12{,}896m^3$
- Quantité du ciment $= (200\text{kg}/m^3 * 2{,}588m^3) + (350\text{kg}/m^3 * 6{,}762m^3 + 0{,}828m^3 + 4{,}6m^3) + 400\text{kg}/m^3(6{,}182m^3 + 0{,}46m^3)] + 300\text{kg} * 10{,}82m^3 = 10686{,}9\text{kg}$

  Soit 214sacs de 50kg chacun.
- Fils à ligaturer 5% du poids total des armatures
- Avec poids des armatures $= \text{n} * (\text{R} * 3{,}14 * 12 * 7850\text{kg}/m^3)$

Soit 14,5kg

- Planches

Surface des armatures à coffrer $= [S_{plane\ .couv} + S_{Later\ .couv} + S_{lat\ .trap}]$

Avec : $S_{later\ .couv} + S_{lat\ .trap} = 1m^2 * \{[(1{,}5 + 1{,}5) * 2 * 0{,}1] + [(0{,}5 + 0{,}5) * 2 * 0{,}1]\} * 23 = 18{,}4m^2$

Surface de la couverture à coffrer $=46m^2+18{,}4m^2=64{,}4m^2$

Surface du radier =(1,4m+1,4m) x2x0,15x23 = 19, 32 m^2

Surface totale à coffrer= $64{,}4m^2+19{,}32m^2=83{,}72m^2$

Nombre de planches=$83{,}72m^2$:$0{,}8m^2$/planche=105planches

- Clous

Quantité de clous = 0,15kg/m^2 x surface totale à coffrer

= 0,15kg/m^2 x $83{,}72m^2$ = 12,5kg

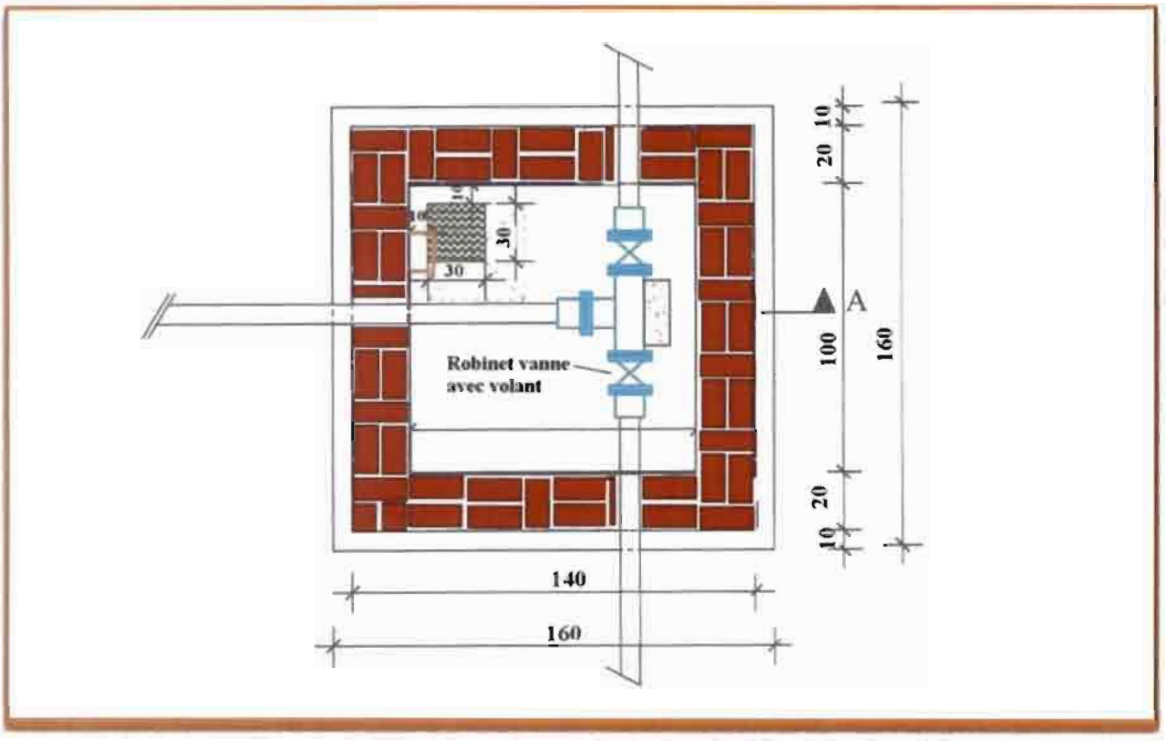
Tableau de synthèse pour les 23 chambres

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	11,822
Sable	m^3	12,896
Ciment	Sacs	214
Armature	Lg	42 ϕ_6 ; 38ϕ_8
Fil à ligaturer	Kg	14,5
Planches	Pièce	105
Perches	Pièces	70
Clous	Kg	12,5
Briques	Pièce	33594

Tableau 10 : synthèse pour les 23 chambres

Plan type d'une chambre de vanne et sectionnement

Vue en plan



Coupe A-A

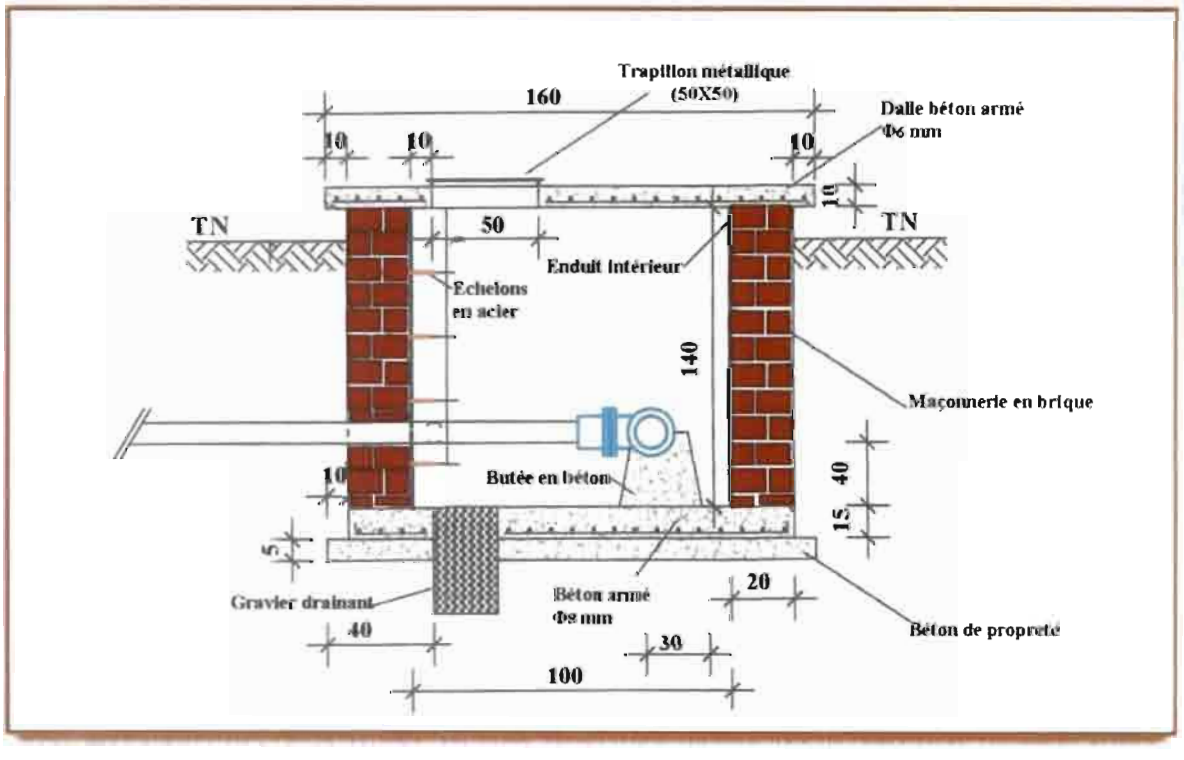
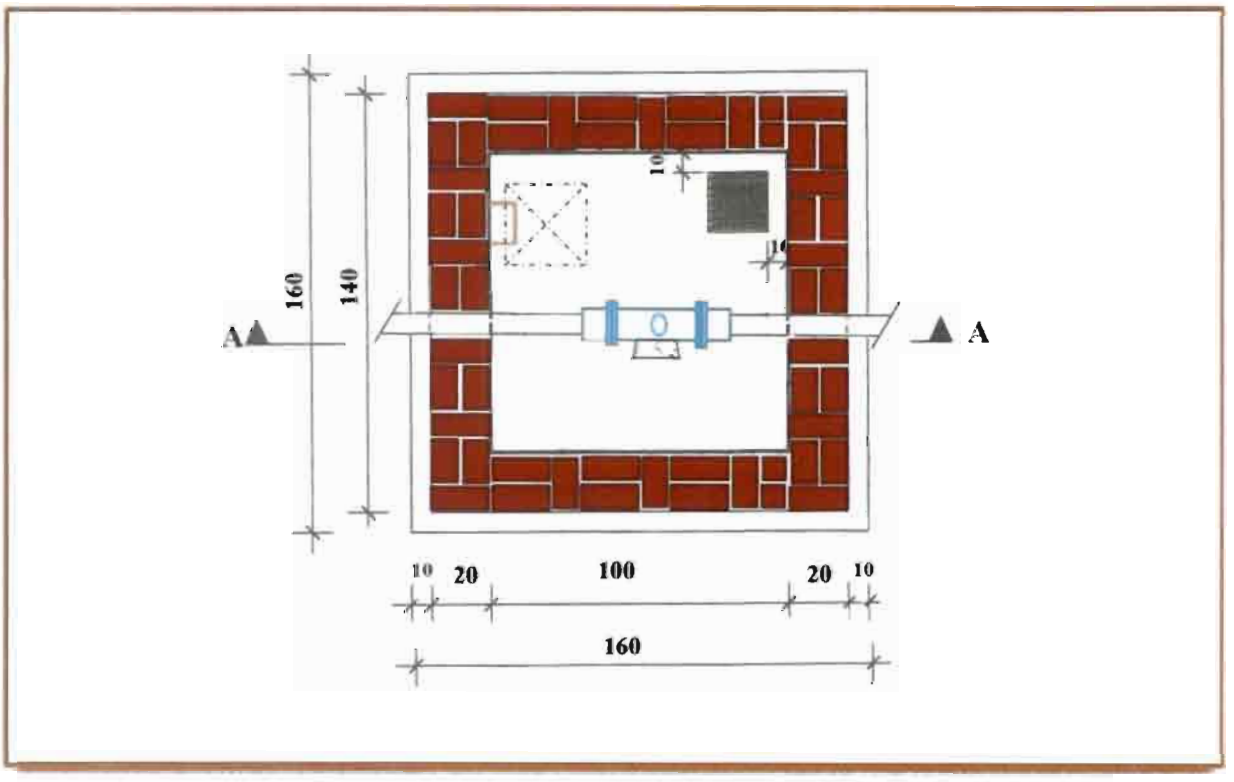


Figure 14 : Schéma type de la chambre de vanne et sectionnement

Plan type d'une chambre de ventouse

Vue en plan



Coupe A-A

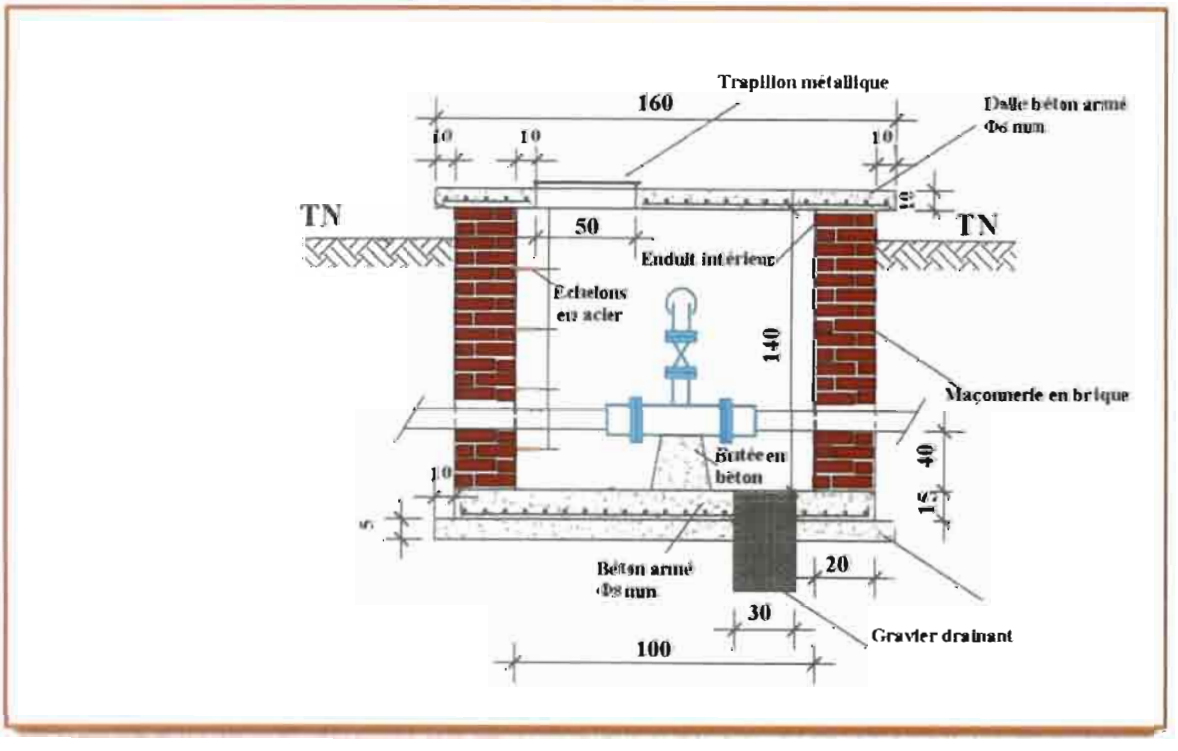


Figure 15 : Schéma type de la chambre de ventouse

VI.3.3 Chambres de purges (3)

- Décapage de la terre végétale pour 3 chambres
  $V = L * l * H * n$

$V = (1{,}4m + 2m) * (2{,}2m + 2m) * 0{,}2m * 3 = 8.568m^3$

- Terrassement
  $V = 2{,}4m * 3{,}2m * 1{,}4m * 3 = 32{,}256m^3$
- Béton de propreté

$V = 1{,}5m * 2{,}3m * 0{,}05m * 3 = 0{,}518\ m^3$

- Béton armé du radier

$V = 1{,}4m * 2{,}2m * 0{,}15 * 3 = 1{,}386m^3$

- Béton armé de la butée
  V=0,3*0,3*0,4*23=0,828 m^3
- Dalle de couverture

$Surface\ de\ couverture = S_{couv} - S_{Trapillon}$

Surf des couvertures $= [(1{,}4\text{m} * 2{,}3\text{m}) - [(0{,}5\text{m} * 0{,}5\text{m}) * 2] * 3 = 8{,}16\ m^2$

Volume de la couverture = surface * épais

$\text{V} = 1m^3 * 8{,}16 * 0{,}1 = 0{,}816m^3$

Armatures

- Pour la couverture

On se propose d'armer la couverture avec ϕ_6 et un espacement de 18,5cm.
En considérant 1m² de surface, le nombre d'aciers de 1m est de :

$1\text{acier} * (1\text{m}: 0{,}185\text{m}) * 2 = 10{,}8\text{aciers}/m^2$

Le nombre d'aciers est de : $10{,}8\text{aciers}/m^2 * 8{,}16m^2$

$= 88{,}128\text{aciers soit } 89\phi_6\ pour\ les\ couvertures\ de\ 3chambres$

On a donc : 89 m :12m/longueur= 7,4longueur ≈ 8 longueurs

- Pour le radier

Notre radier sera armé avec ϕ_8 et un espacement 20cm

Le nombre d'aciers de 1m= 1acier $*$ (1m: 20m) $* 2 = 10\text{aciers}/m^2$

La surface du radier= 1,4m*2,2m*3 =9,24m²

Le nombre d'aciers est de : $10\text{aciers}/m^2 * 9{,}24m^2$

$= 92{,}4\text{aciers de}\phi_8$ *pour les couvertures de* 3*chambres*

On a donc : 92,4 m :12m/longueur= 7,7longueur ≈ 8 longueurs

- Mur d'élévation (en briques)

Longueur développée $= (1{,}4\text{m} + 2{,}2\text{m}) * 2 + 1\text{m} = 8{,}2\text{m}$

Surface totale pour 3chambres $= 8{,}2\text{m} * 3 * 1{,}4 = 34{,}44m^2$

Les dimensions des briques utilisées sont $19 * 10 * 5$

Nombre des briques par unité de surface $=162\text{briques}/m^2$

Nombre total de briques $= 162\text{briques}/m^2 * 34{,}44m^2$

$= 5579{,}28 \approx 5580$ briques

Les pertes sont prises à 15% et on a: 837briques

On aura besoin de : 5580briques + 837briques = 6417 briques

$V_{ma\,çonnerie} = 1m^3 * 34{,}44 * 0{,}2 * 3 = 20{,}664m^3$

$V_{\text{mortier joint}} = 20{,}664 * 0{,}3 = 6{,}2m^3$

Volume des briques= 20,664m³-6,2m³= 14,464m³

Revêtement intérieur

$V_{\text{Rev}} = (\text{L} + \text{l}) * 2 * \text{H} * \text{ép}$

$V_{\text{Rev}} = \{[1m^3 * (1+1) * 2 * 1{,}4 * 0{,}02] + [1m^3 * (1+0{,}6) * 2 * 1{,}4 * 0{,}02]\} * 3 = 0{,}605m^3$

$Le\ fond: V_{\text{revêt}} * \{[1m^3 * (1*1) * 0{,}02] + [1m^3 * (1+0{,}6) * 0{,}02]\} * 3 = 3{,}096m^3$

Calcul des quantités

Vol. total du béton $= 0{,}518m^3 + 1{,}386m^3 + 0{,}828 + 0{,}816m^3 = 3{,}548m^3$

- Quanitité du gravier $= 0{,}8 * 3{,}548m^3 = 2{,}838m^3$

  Vol. total du mortier $= 6{,}2m^3 + 0{,}605m^3 + 3{,}096m^3 = 9{,}901m^3$

- Quantité$du\ sable = 0{,}4 * (3{,}548m^3 + 9{,}901m^3) = 5{,}380m^3$
- Quantité du ciment $= (200\text{kg}/m^3 * 0{,}518m^3) + 350\text{kg}/m^3 * (1{,}386m^3 + 0{,}828m^3 + 0{,}816m^3) + 400\text{kg}/m^3(0{,}605m^3 + 3{,}096m^3) + 300\text{kg}/m^3 * 6{,}2m^3 = 4504{,}5\text{kg}$

  Soit 90sacs de 50kg chacun.
- Fils à ligaturer 5% du poids total des armatures

  Avec poids des armatures $= \text{n} * (R^2 * 3{,}14 * 12 * 7850\text{kg}/m^3)$

Soit 3kg

- Planches

Surface des couvertures à coffrer $= [S_{plane\ .couv} + S_{Later\ .couv} + S_{lat\ .trap}]$

Avec : $S_{later\ .cou\ v} + S_{lat\ .trap} = 1m^2 * \{[(1{,}5 + 2{,}3) * 2 * 0{,}1] + [(0{,}5 * 4) * 2 * 0{,}1]\} * 3 = 3{,}48m^2$

Surface de la couverture à coffrer = 8,16m²+3,48m²=11,64m²

Surface du radier =1m²* (1,4+2,3) x2x 0,15x3 = 3,33 m²

Surface totale à coffrer= 11,64m²+3,33 m²=14,97m²

Nombre de planches=14,97m²:0,8m²/planche=19planches

- Clous

Quantité de clous = 0,15kg/m² x surface totale à coffrer

= 0,15kg/m² x 14,97m²=2,5kg

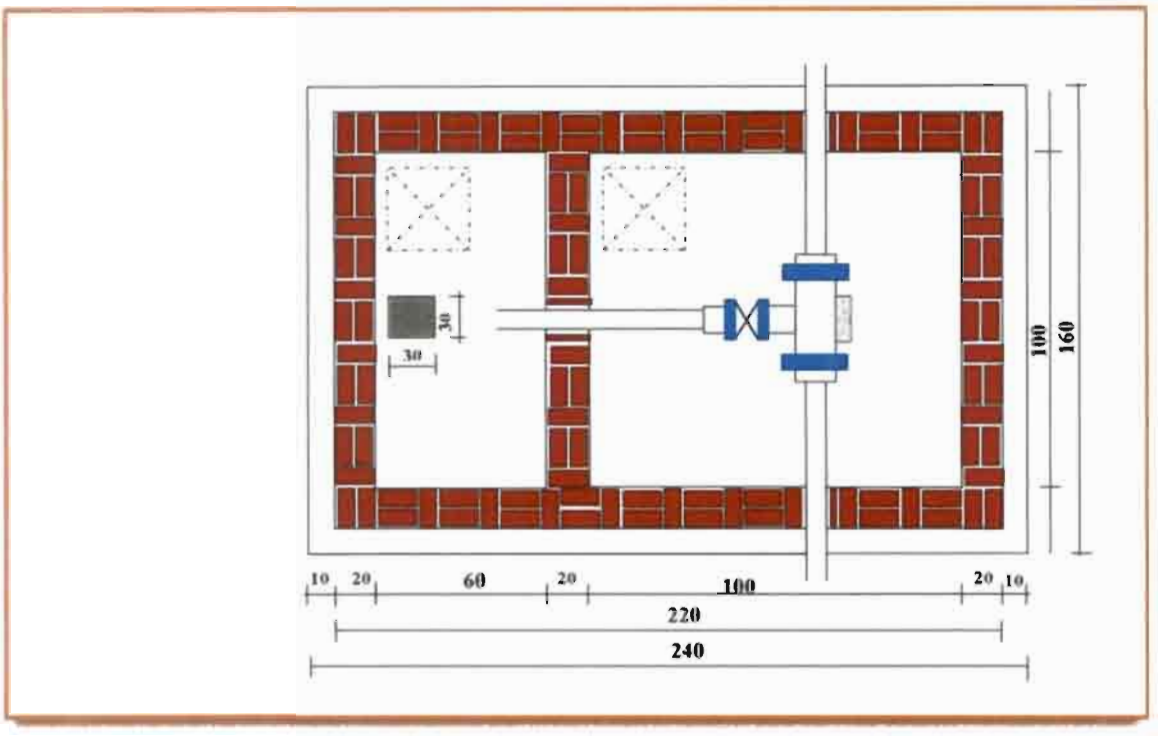
Tableau de synthèse pour les 3 chambres

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	2,838
Sable	m^3	5,380
Ciment	Sacs	90
Armature	Lg	8 ϕ_6 ; 8ϕ_8
Fil à ligaturer	Kg	3
Planches	Pièce	19
Perches	Pièces	5
Clous	Kg	2,5
Briques	Pièce	6417

Tableau 11 : synthèse pour les 3 chambres

Plan type d'une chambre de purge

Vue en plan



Coupe A-A

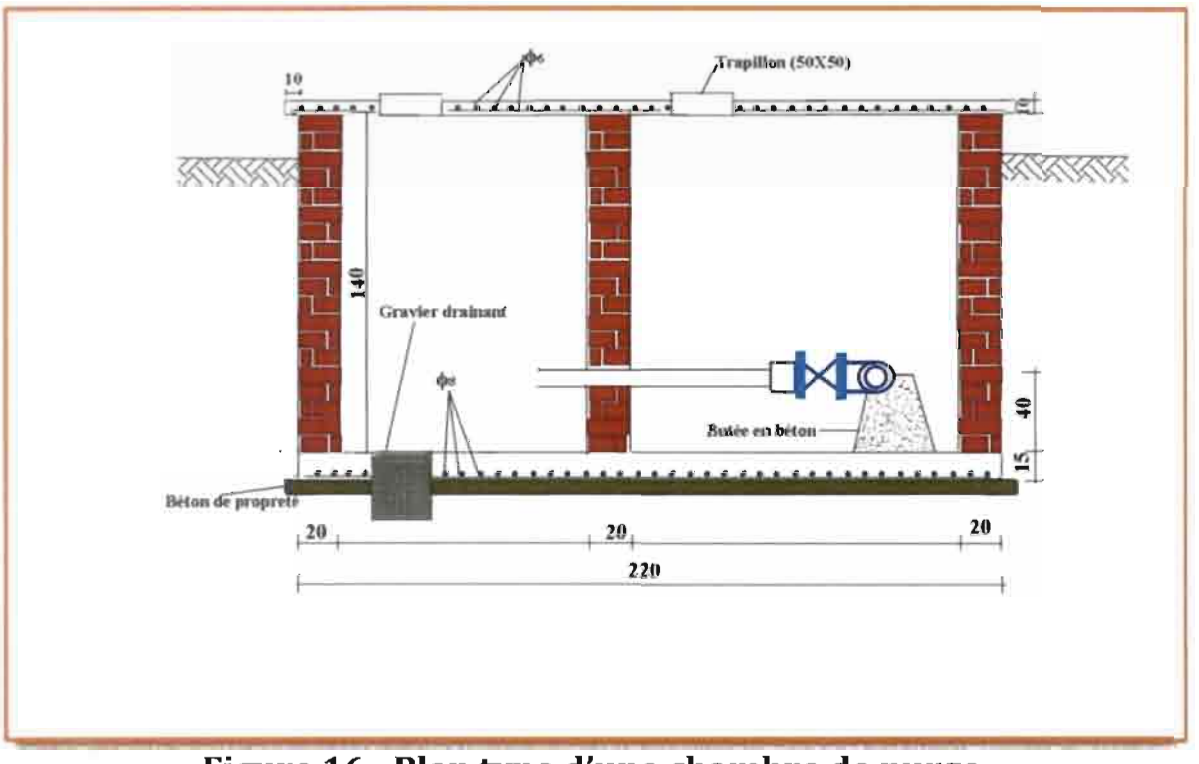


Figure 16 : Plan type d'une chambre de purge

VI.3.4 Les réservoirs de 5m³

- Décapage de la terre végétale :

$$V = \Pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(5{,}202)^2}{4} * 0{,}2\right] * 2 = 8{,}497m^3$$

- Terrassement

$$V = \Pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(4{,}202)^2}{4} * 1\right] * 2 = 27{,}721m^3$$

- Béton de propreté

$$V = \Pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}702)^2}{4} * 0{,}05\right] * 2 = 1{,}076m^3$$

- Béton armé du radier

$$V = \Pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}402)^2}{4} * 0{,}3\right] * 2 = 5{,}451m^3$$

Armatures :

- Pour le radier

Le radier sera armé avec des aciers de ϕ_{12} et un espacement de 20cm

En considérant 1m² de surface, c'est-à-dire 1mX1m, le nombre d'acier est de $1acier * (1m : 0{,}2) * 2 = 10aciers/m^2$

La surface dui radier est $S = \Pi * \frac{D^2}{4}$

$S = 3{,}14 * \frac{(3{,}402m)^2}{4} = 9{,}085m^2$

Le nombre d'acier est de $10aciers/m^2 * 9{,}085m^2 = 90{,}85aciers$

Soit $91\phi_{12}$ pour le radier, d'où les 2 réservoirs, on a $91\phi_{12}X2=192\phi_{12}$

Soit 16 longueurs ϕ_{12} de 12m chacune.

- Pour la couverture.

On posera les aciers de ϕ_8 avec un espacement de 20cm pour armer la couverture.

La surface de la couverture est $S = \Pi * \frac{D^2}{4} -$ S du Trapillon

$S = 3{,}14 * \frac{(3{,}402m)^2}{4} - 1m^2 * (0{,}5 * 0{,}5) = 8{,}835m^2$

En considérant $11m^2$de surface, c'est-à-dire 1mX1m, le nombre d'acier de 1m est de $1acier * (1m: 0{,}20) * 2 = 10aciers/m^2$

Le nombre d'aciers est de $10aciers/m^2 * 8{,}835m^2 = 88{,}35$ aciers

D'où les 2résérvoirs. On a :

88,35 aciers de $\phi_8 * 2 = 176{,}7$ aciers de ϕ_8

Soit 15 longueurs de ϕ_8 de 12m chacune.

Mur d'élévation en moellon

$$Volume_{Maçonnerie} = \Pi * \frac{D^2_{ext}}{4} * h - \Pi * \frac{D^2_{int}}{4} * h$$

$$Volume_{Maçonnerie} = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}202)^2}{4}\right] * 1{,}354 - 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(2{,}402)^2}{4}\right] * 1{,}354 = 4{,}766m^3$$

Avec les deux réservoirs, on a $4{,}766m^3 * 2 = 9{,}532m^3$

Le volume du mortier étant 30% du volume maçonnerie, on :

$V_{mortier} = (9{,}532m^3 * 30) : 100 = 2{,}532m^3$ pour les 2résevoirs

Le volume occupé par les moellons=$9{,}532m^3 - 2{,}532m^3 = 6{,}673m^3$

On propose que dans $1m^3$, il faut $1{,}2m^3$ de moellons. On a alors la quantité de moellons : $1{,}2m^3$ de moellons$/m^3 * 6{,}673m^3 = 8{,}008m^3$de moellons

Dalle de couverture

Volume de couverture

$Volume\ de\ la\ couverture = Surface * épaisseur$

$Volume = 8{,}835m^2 * 0{,}13\text{m} = 1{,}148m^3$

Pour les deux réservoirs, on a: $1{,}148m^3 * 2 = 2{,}296m^3$

Revêtement intérieur

Les parois :

$V = D * \Pi * h * épais$

$V = 2{,}402m * 3{,}14 * 1{,}354 * 0{,}04m = 0{,}408m^3$

Pour les deux réservoirs, on a: $0{,}408m^3 * 2 = 0{,}816m^3$

Le fond :

V = S * épais

$$\text{V} = 1m^2 * 3{,}14 * \frac{(2{,}402)^2}{4} * 0{,}04\text{m} = 0{,}181m^3$$

Pour les 2réservoirs, on a $0{,}181m^3 * 2 = 0{,}362m^3$

Calcul des quantités

$Volume\ total\ du\ béton = 1{,}076m^3 * 5{,}451m^3 * 2{,}296m^3 = 8{,}823m^3$

$- Quantité\ de\ gravier = 1m^3 * 0{,}8 * 8{,}823 = 7{,}0584m^3$

Volume total du mortier $= (2{,}859 + 0{,}816 + 0{,}362)m^3 = 4{,}037m^3$

$-$ Quantité du sable $= 1m^3 * 0{,}4 * (4{,}037m^3 + 8{,}823m^3) = 8{,}144m^3$

- Béton armé du radier

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}826)^2}{4} * 0{,}3\right] * 5 = 17{,}237m^3$$

Armatures

- Pour le radier

Le radier sera armé avec des aciers de ϕ_{12} et un espacement de 14,5cm. En considérant $1m^2$ de surface, c'est-à-dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : $1\text{acier} * (1\text{m}: 0{,}145) * 2 = 13{,}8 \approx 14\text{aciers}/m^2$

La surface du radier est $S = \pi * \frac{D^2}{4}$

$$S = 1m^2 * 3{,}14 * \frac{(3{,}826)^2}{4} = 11{,}491m^2$$

Le nombre d'aciers est de $14aciers/m^2 * 11{,}491m^2 = 160{,}874\text{aciers}$

Soit 161 *et* pour les 5 reservoirs on a : $161 * 5 = 805\phi_{18}$

Soit 68 longueurs ϕ_{12} de 12m chacune

- Pour la couverture

On posera les aciers de ϕ_8 avec un espacement de 20cm pour armer la couverture.

La surface de la couverture est $S = \pi * \frac{D^2}{4}$ − S du Trapillon

$$S = 1m^2 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}826)^2}{4} * 0{,}2\right] - [1m^2 * (0{,}5 * 0{,}5)] = 11{,}241m^2$$

En considérant 1 m^2de surface, c'est-à-dire 1m x 1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1 acier x (1m:0,20m) x 2 = 10 aciers/m^2.

Le nombre d'aciers est de 10 aciers/m^2 x 11,241m^2= 112,41 aciers.

D'où pour les 5 réservoirs, on a : 112,41ϕ_8 x 5 = 562,05 ≈563 aciers ϕ_8

Soit 47 longueurs de ϕ_8 de 12m chacune.

- **Mur d'élévation (en moellon)**

  $\text{Vmaçon} = \Pi * \frac{D^2_{ext}}{4} * \text{h} - \Pi * \frac{D^2_{int}}{4} * \text{h}$

- $Volume_{\ Maçonnerie} = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}826)^2}{4}\right] * 1{,}69 - 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(3{,}026)^2}{4}\right] * 1{,}69 = 7{,}272m^3$

Avec les 5 réservoirs, on a : 7,272m³ x 5 = 36,36m³

Le volume du mortier étant de 30% du volume maçonnerie, on a :

$V_{mortier} = \left(\frac{36{,}36m^3 \times 30}{100}\right) = 10{,}908m^3$ pour les 5 réservoirs

Le volume occupé par les moellons = 36,36m³ – 10,908m³= 25,452m³, on propose que dans 1m³, il nous faut 1,2m³ de moellons.
On a alors la quantité de moellons = 1,2m³ de moellons/m³ x 25,452m³= 30,542m³ de moellons.

- **Dalle de couverture**

Volume de la couverture =surface x épaisseur.
Volume= 11,241m² x 0, 15m= 1,686m³
Pour les 5 réservoirs, on a : 1,686m³ x 5= 8,43m³

- **Revêtement intérieur**

Les parois : V= D x Π x h x épais
V= 3, 026m x3, 14 x 1,69 x0, 04m = 0, 642m³
Pour les 5 réservoirs, on a : 0, 642m³ x 5= 3,21m³
Le fond : V= S x épais
$V = 1m^2 \times 3{,}14 \times \left(\frac{3{,}026}{4}\right)^2 \times 0{,}04m = 0{,}288m^3$
Pour les 5 réservoirs, on a : 0,288m³ x 5= 1,44m³

- **Calcul des quantités**

Volume total du béton = 3,673m³ + 17,237m³ + 8,43m³= 29,34m³
Quantité du gravier = 1m³ x 0,8 x 29,34= 23,472m³

Tableau de synthèse pour les réservoirs de 5m³

Désignation	Unité	Quantité
Moellon	m³	8,008
Gravier	m³	7,0584
Sable	m³	5,144
Ciment	Sacs	86
Armature	Lg	16 ϕ_{12} 15 ϕ_{8}
Fil à ligaturer	Kg	12
Planches	Pièce	34
Perches	Pièce	20
Clous	Kg	4

Tableau 12 : Synthèse pour les réservoirs de 5m³

VI.3.5 Les réservoirs de 10m³ (5)

- Décapage de la terre végétale

$$V = \pi * \frac{D^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(5{,}826)^2}{4} * 0{,}2\right] * 5 = 26{,}645m^3$$

- Terrassement

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(4{,}826)^2}{4} * 1\right] * 5 = 91{,}414m^3$$

- Béton de propreté

$$V = \pi * \frac{(D)^2}{4} * H * n$$

$$V = 1m^3 * \left[3{,}14 * \frac{(4{,}326)^2}{4} * 0{,}05\right] * 5 = 3{,}673m^3$$

Quantité du ciment $= 200\text{kg}/m^3 * 0{,}076m^3 + 350\text{kg}/m^3(5{,}451 + 2{,}296)m^3 + 400\text{kg}/m^3(0{,}816 + 0{,}362)m^3 + 300\text{k}/m^3 * 2{,}859m^3$

$= 4255{,}55\text{kg}$

Soit 86sacs de 50kg chacun

- Fils à ligaturer : 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= $\text{n}(R^2 * 3{,}14 * 12 * 7850\text{kg}/m^3)$

On a 12kg de fils à ligaturer.

- Planches

Surface de la couverture à coffrer = $S_{\text{plane}} + S_{\text{latérale}}$

$S_{Latérale} = \text{circonf} * \text{épais}$

$S_{Latérale} = 3{,}14 * 3{,}202\text{m} * 0{,}13\text{m} = 1{,}307m^2$

$Surface\ de\ la\ couverture\ \text{à}\ coffrer = 8{,}835m^2 + 1{,}307m^2 = 10{,}142m^2$

Soit $10{,}142m^2 * 2 = 20{,}284m^2$ pour 2réservoirs

$Surface_{Latérale}$ du radier à coffrer $= \text{circ} * \text{ép. radier}$

$Surface_{Latérale}$ du radier à coffrer $= 3{,}14 * 3{,}402\text{m} * 0{,}3\text{m} = 3{,}205m^2$

Soit $3{,}205m^2 * 2 = 6{,}41m^2$ pour 2réservoirs

Surface totale à coffrer $= 6{,}41m^2 + 20{,}284m^2 = 26{,}694m^2$

$Surface\ d'uneplanche = 4m * 0{,}2m = 0{,}8m^2$

Nombre de planches $= 26{,}694m^2 : 0{,}8m^2/\text{planche} = 33{,}36 \approx 34\text{planches}$

- Clous

Quantité de clous $= 0{,}15\text{kg}/m^2 *$ surface totale à coffrer

$$0{,}15kg/m^2 * 26{,}694m^2 = 4\text{kg}$$

Volume total du mortier = $10,908m^3 + 3,21m^3 + 1,44m^3 = 15,558m^3$

- Quantité du sable = $1m^3$ x0, 4 x ($29,34m^3 + 15,558m^3$) = 17, $959m^3$
- Quantité du ciment = $200kg/m^3$ x $3,673m^3$ + $350kg/m^3$ (17,237 + $8,43m^3$) + $400kg/m^3$ ($3,21m^3 + 1,44m^3$) + $300kg/m^3$ x $10,908m^2$= 14 850,45kg.

Soit 297 sacs de 50kg chacun

Fils à ligaturer 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= n($R^2 * 3,14 * 12 * 7850kg/m^3$)

On a : 47,5kg de fils à ligaturer.

- **Planches**

Surface de la couverture à coffrer – $S_{plane} + S_{latérale}$.

$S_{latérale}$= circonf x épais

$S_{latérale}$= 3,14 x 3,826m x 0,15m= $1,802m^2$

Surface de la couverture à coffrer = $11,241m^2 + 1,802m^2$= $13,043m^2$

Soit $13,043m^2$ x 5= $65,215m^2$ pour 5 réservoirs.

$S_{latérale}$ du radier à coffrer = circonf x $ép._{radier}$

$S_{latérale}$ du radier à coffrer = 3,14 x 4,026m x 0,3m= $3,792m^2$

Soit $3,792m^2$ x 5= $18,96m^2$ pour 5 réservoirs.

Surface totale à coffrer = $65,215m^2 + 18,96m^2$= 84,175 m^2

Surface d'une planche = 0,8 m^2

Nombre de planches =84,175 m^2 :0,8 m^2 =105,21≈106 planches.

- **Clous**

Quantité de clous = $0,15kg/m^2$ x surface totale à coffrer.

= $0,15kg/m^2$ x $84,175m^2$

Quantité des clous= $0,15kg/m^2$ x surface totale à coffrer.

= $0,15kg/m^2$ x $84,175m^2$ = 12,62 ≈ 13kg

Tableau de synthèse pour les réservoirs de 10m³

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	23 ,472
Sable	m^3	17,959
Ciment	Sacs	297
Armature	Lg	$68\phi_{12}$; $47\phi_8$
Fil à ligaturer	Kg	47,5
Planches	Pièce	106
Perches	Pièces	60
Clous	Kg	13
Moellon	m^3	30,542

Tableau 13 : synthèse pour les réservoirs de 10m3

Travaux de canalisation

a. Calcul de la hauteur du sable pour stabiliser la conduite H'

Diamètre de la conduite D (mm)	Hauteur de la couche du sable H'(m)
63	0,263
50	0,25
40	0,24
32	0,232
20	0,22

a. Tableaux des tuyaux à fournir

Types de conduite	L en [m]	Nombre de longueur de 6m par conduite	Nombre de conduite tenant compte d'une perte de 5% en m
PVC 63 PN 6	830	139	146
PVC 63 PN 10	1410,6	236	248
PVC 50PN 16	100,5	17	18
PVC 40 PN 16	1002,1	168	177
PVC 40 PN 10	455	76	80
PVC 32 PN 16	4090,5	682	717
PVC 20 PN 16	1212,2	203	214
TOTAL	9100,9	1521	1600

Tableau 14 : Tuyaux à fournir

b. Calcul des tranchées pour les conduites d'alimentation

D (mm)	L(m)	H (m)	l (m)	$V_c(m^3)$	$V_t(m^3)$	$V_s(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_r(m^3)$
63	2240,6	0,8	0,5	6,98	896,24	287,693	442,01	454,23
50	100,5	0,8	0,5	0,197	40,2	12,372	18,854	21,346
40	1457,1	0,8	0,5	1,830	582,84	173,022	262,278	320,562
32	4090,5	0,8	0,5	3,288	1636,2	471,21	711,747	924,453
20	1212,2	0,8	0,5	0,381	484,88	132,978	200,039	284,841
Total	9100,9			12,67	3640,36	1077,275	1634,928	2005,432

Tableau 15 : Calcul des tranchées pour les conduites d'alimentation

VI.4. Accessoires des tuyaux

Bride taraudé	Pièce	7
Raccord union PVC x Galvanisé	Pièce	30
Tuyau galvanisé	Pièce	8
Crépine	Pièce	6
Coude de 90^0 galvanisé	Pièce	28
Bouchon	Pièce	2

Bornes fontaines (12)

- Décapage de la terre végétale pour 12 bornes fontaines :

$$V = L * l * H * n$$

$$V = (1{,}5m + 1m) * (1m + 2m) * 0{,}30m * 12 = 18m^3$$

- Béton de propreté

$$\mathrm{V} = 1{,}5 * 1\mathrm{m} * 0{,}2\mathrm{m} * 12 = 3{,}6m^3$$

- Béton de la bordure de la plateforme

$$V = L_{dévelop.moy} * \mathrm{H} * \text{épais}$$

$$\mathrm{V} = (1{,}4\mathrm{m} + 0{,}9\mathrm{m}) * 2 * 0{,}15\mathrm{m} * 0{,}10\mathrm{m} * 12 = 0{,}828m^3$$

- Béton du pilier pour robinet :

$$V_{pilier} = \frac{\pi * D^2}{4} * h * n = \frac{3{,}14 * 0{,}2^2}{4} * 0{,}90 * 12 = 0{,}34m^3$$

Calcul des quantités

$$\text{Volume total du béton} = 1{,}8m^3 + 3{,}6m^3 + 0{,}828m^3 + 0{,}34m^3 = 6{,}568m^3$$

$$\text{Quantité du gravier} = 1m^3 * 0{,}8 * 6{,}568 = 5{,}25m^3$$

$$\text{Volume du revêtement du pilier(V)} = \text{circonf.} * \mathrm{H} * \text{épais.} * \mathrm{n}$$

$$V = 0{,}20\text{m} * 3{,}14 * 0{,}02\text{m} * 0{,}90\text{m} * 12 = 0{,}14m^3$$

Volume du revêtement de la bordure de plate forme :

$V = (L_{dévelop\ .int} * \text{H} * \text{épais}) + (L_{dévelo_.moy} * \text{l} * \text{épais}) +$

$(L_{dévelop\ .ext} * \text{H} * \text{épais})$

$V = \{[(1{,}30{,}8) * 2 * 0{,}15 * 0{,}02] + [(1{,}4 + 0{,}9) * 2 * 0{,}1 * 0{,}02] + [1{,}5 + 1) * 2 * 0{,}15 * 0{,}02]\} * 12 = 0{,}44m^3$

Volume total du revêtement $= 0{,}25m^3 + 0{,}14m^3 + 0{,}44m^3 = 0{,}83m^3$

Quantité du sable $= 1m^3 * 0{,}4 * (5{,}25 + 0{,}83) = 2{,}432m^3$

Quantité du ciment $= 200\text{kg}/m^3 * 1{,}8m^3 + 350\text{kg}/m^3 * (3{,}6m^3 + 0{,}828m^3$

$+0{,}34m^3 + 400\text{kg}/m^3 * (0{,}25m^3 + 0{,}14m^3 + 0{,}44m^3) = 2360{,}8\text{kg}$

Soit 48sacs de 50kg chacun

- Armatures

On se propose d'armer le pilier avec des aciers de ϕ_8 avec espacement de 20cm et la plate forme est sans armature.

En considérant $1m^2$ de surface, c'est à dire 1m * 1m, le nombre d'aciers de 1m est de $1\text{acier} * (1\text{m}: 0{,}2\text{m}) * 2 = 10\text{aciers}/m^2$

$$\text{Surface des piliers} = \pi * D * H * n = 1m^2 * 3{,}14 * 0{,}2 * 0{,}9 * 12$$

$$= 6{,}78m^2$$

Le nombre d'aciersdu pilier $= 10\text{aciers}/m^2 * 6{,}78m^2$

$$= 67{,}8\text{aciers soit } 68\ \phi_8$$

On a donc 6 longueurs ϕ_8 *de* $12m$ *chacune*.

- Planches

Surface des piliers à coffrer $= 6{,}78m^2$

Surface de la plate forme à coffrer = L ex. dév.* épais + L int. dév.* épais

S = $1m^2$*{[(1,5+1)*2*0,35]+[(1,3+8)*2*0,15]}*12 = $28,56m^2$

Surface totale à coffrer = $6,78m^2$+$28,56m^2$ = $35,34m^2$

Surface d'une planche = 4m*0,2m = $0,8m^2$

Nombre de planches = 35,34 m^2 : $0,8m^2$/planche = 44,17 planches soit 45 planches

- Clous

Quantité des clous = 0,15kg/m^2*surface totale à coffrer
= 0,15kg/m^2*35,34m^2 = 5,301kg soit 5,5kg

- Fils à ligaturer : 5% du poids total des armatures, avec poids des armatures = nx (R^2x3, 14x12x7850kg/m^3) soit 1,5kg

Tableau de synthèse pour les bornes fontaines

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	5,25
Sable	m^3	2,432
Ciment	Sacs	48
Armature	Lg	$6\phi_8$
Fil à ligaturer	Kg	1,5
Planches	Pièce	45
Perches	Pièce	17
Clous	Kg	5,5

VI.5. Planning des travaux

Introduction

Le planning fournit le maximum d'information sur les données de réalisation de chaque activité qui est déterminée et détaillée selon sa phase d'exécution.

Il permet alors :

- De visualiser les types et quantité de matériaux
- D'effecteur à temps les commandes de matériaux et matériels
- De fournir une orientation pour le contrôle des travaux et l'utilisation des ressources
- De prévoir les appels de fonds permettant aux gestionnaires de connaître les besoins en trésorerie
- De se munir à temps d'une main d'œuvre suffisante en nombre et en qualité technique

Pour notre projet, nous choisissons le planning classique à barres appelé aussi « graphique de GANTT », qui est la méthode la plus simple pour la présentation du planning et cela au niveau de son établissement qu'au niveau de la lecture.

Le planning total des travaux des constructions du projet est repris au tableau ci-après :

Planning des travaux

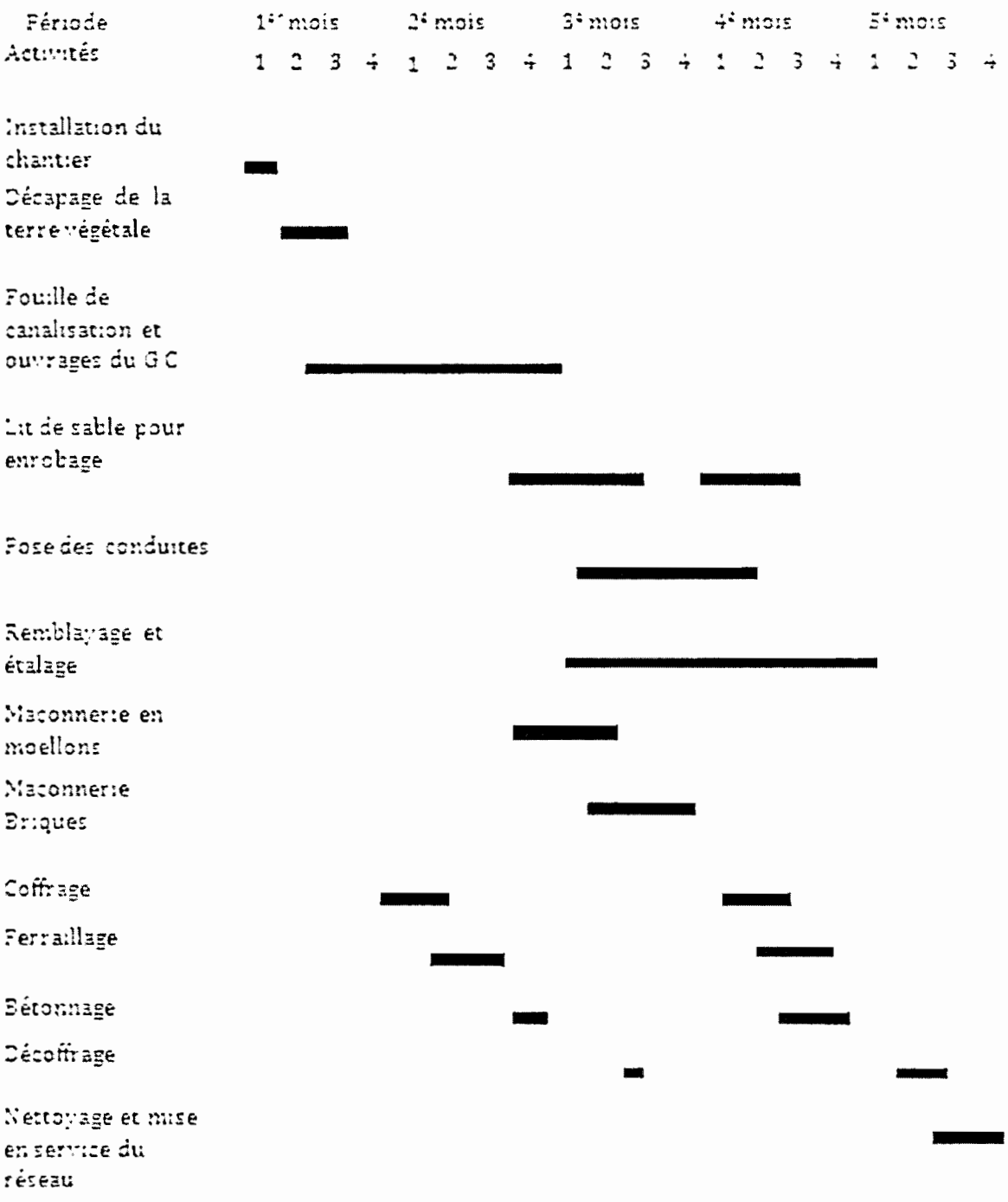


Tableau 16 : Planning des travaux

Tableau illustrant la répartition des travaux, le délai d'exécution et la main

Désignation	Unité	Quantité	TEM h/U/ ouv	Temps (h/ouv) =Q x TEM	Semaines par ouvrier	Ouvriers	Semaines planifiées
Installation du chantier	FF	------	------	------	------	------	1
Décapage de la terre végétale	m^3	125,296	2.5	313,240	7	4	2
Fouille de canalisation et des ouvrages du G.C	m^3	4017,273	3	12051,817	274	40	7
Mise en place du lit de sable	m^3	1077,275	2.5	2693,188	62	13	5
Pose des conduites	ml	9100,9	0.5	4550,45	103	21	5
Remblayage et étalage	m^3	2005,432	5.5	11029,876	251	32	8
Maçonnerie Moellons	m^3	55.861	20	1117,22	26	9	3
Maçonnerie Briques	m^3	39,708	15	595,62	14	5	3
Coffrage	m^2	286,033	1.4	400,446	10	3	4
Ferraillage	Kg	125.5	0.3	376.65	1	1	4
Bétonnage	m^3	66,203	20	1324,06	31	11	3
Décoffrage	m^2	286,033	1	286,033	7	4	2
Nettoyage et mise en route	------	----	------	-----	------	-------	2

Tableau de synthèse des prix

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U (FBu)	P.T (FBu)
I.	*INSTALLATION DU CHANTIER*	F.F	----	650 000	650000
	Sous-total I.				650000
II.	*TRAVAUX DE CAPTAGE*	F.F	----	1 500 000	1500000
	Sous-total II.				1500000
III.	*CHAMBRE DE DEPART*				
	Décapage	m^3	10,41	3000	31230
	Terrassement	m^3	40,05	6000	240300
	Ciment	sacs	182	25 000	4550000
	Sable	m^3	10,851	15 000	162765
	Gravier	m^3	14,506	20 000	290120
	Armatures ϕ_8	pièce	27	9000	243000
	Armatures ϕ_{16}	Pièce	43	40000	1720000
	Armatures ϕ_{10}	Pièce	5	14000	70000
	Fil à ligaturer	Kg	47	3000	141000
	Moellons	m^3	17,311	25 000	432775
	Planches	pièce	52	4000	208000
	Perches	pièce	20	1000	20000
	Clous	Kg	6,5	3000	19500
	Accessoires à la tuyauterie	F.F	-----	200 000	200 000
	Sous-total III.				8328690

Bibliographie

I. Ouvrage

1. André DUPONT : Hydraulique urbaine TOME1 et 2 Paris 1981
2. WAGNER : Approvisionnement en eau des zones rurales et petites agglomération ; Genève ; 1961
3. SKAT ; Manuels Techniques pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, Publications, n^0 8F, St Gall, 1981

II. Projet de fin d'études et Publications

1. INTWARI Johnny et NZOHABONAYO Fréderic : Projet d'alimentation en eau potable en province GITEGA : « cas du site BUHONGA –ZEGE-KABIGI - MAHONDA –RUTEGAMA » Université du Burundi ; ITS ; Génie civil, 2012

2. NDURURUTSE Fréderic et MANIRAKIZA Jean Epimac : Projet d'adduction d'eau potable en milieu rural « cas du réseau KIYANGE ; CANGWE ; GAKERE KIZITIRO en commune KIREMBA dans la province de Ngozi » Université du Burundi ; ITS ; Génie civil, 2005

3. NDIHOKUBWAYO Cléophace et NDUWIMANA Egide : Etude d'alimentation en eau potable dans les milieux ruraux : « cas du réseau ramifié de NIMBA, commune de BUGANDA en province de CIBITOKE » Université du Burundi ; ITS ; Génie civil , 2009

4. ISTEEBU, Annuaire statistique du Burundi, éd. Septembre 2007

III. Les notes des cours

1. Hydraulique Générale ITSII-GC par Ingénieur et Maitre de science William NIYONZIMA ; A/A 2009–2010

2. Hydraulique ITSIII-GC par Ingénieur HICINTUKA Athanase ; A/A 2010–2011

3. Béton-armée I et II ITSIII-GC par le Diplômé Ingénieur NDUWIMANA Richard ; A/A 2010–2011

4. chantier de construction ITS IV-GC par Architecte NGENDAKUMANA Etienne ; A/A 2011–2012

5. Métré et étude des prix ITS IV-GC par Architecte NGENDAKUMANA ; A/A 2011–2012

ANNEXE

1 Dimensions nominales de barres d'acier

diamètre nominal ϕ mm	périmètre U cm	section A_s cm²	poids au m. l. G Kg/m
6	1,89	0,283	0,222
8	2,51	0,503	0,395
10	3,14	0,785	0,617
12	3,77	1,13	0,888
14	4,40	1,54	1,21
16	5,03	2,01	1,58
18	5,65	2,54	2,00
20	6,28	3,14	2,47
22	6,91	3,80	2,98
25	7,85	4,91	3,85
28	8,80	6,16	4,83

2 Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres

diamètre ϕ_s [mm]	nombre de barres 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,3	0,6	0,9	1,1	1,4	1,7	2,0	2,3	2,5	2,8
8	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
10	0,8	1,6	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9
12	1,1	2,3	3,4	4,5	5,7	6,8	7,9	9,1	10,2	11,3
14	1,5	3,1	4,6	6,2	7,7	9,2	10,8	12,3	13,9	15,4
16	2,0	4,0	6,0	8,0	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1
18	2,5	5,1	7,6	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	22,9	25,5
20	3,1	6,3	9,4	12,6	15,7	18,8	22,0	25,1	28,3	31,4
22	3,8	7,6	11,4	15,2	19,0	22,8	26,6	30,4	34,2	38,0
25	4,9	9,8	14,7	19,6	24,6	29,5	34,4	39,3	44,2	49,1
28	6,2	12,3	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	55,4	61,6

3 Nombre maximal de barres par nappe dans la largeur b_o, pour un enrobage des cadres de 2 cm

largeur de nappe b_o en cm	diamètre ϕ_s (mm) 10	12	14	16	18	20	22	25	28
10	2	2	1	1	1	1	1	1	1
15	3	3	3	3	3	2	2	2	2
20	5	5	(5)	4	4	4	3	3	3
25	7	6	6	(6)	5	5	(5)	4	(4)
30	(9)	8	7	7	(7)	6	(6)	5	4
35	10	(10)	9	8	8	(8)	7	6	5
40	12	11	10	10	9	9	8	7	6
45	(14)	(13)	12	11	(11)	10	9	8	7
50	15	14	13	(13)	12	11	10	9	8
60	(19)	17	16	15	(15)	14	12	11	10
diamètre maximal des cadres, ϕ_{st} :	ϕ_{st} 8 mm						ϕ_{st} 10 mm		

4 Sections des barres (en cm²/m) en fonction de l'écartement, pour 1 m de largeur de dalle

écartement s (cm)	diamètre (mm) 6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	nombre de barres par m
6,0	4,71	8,38	13,09	18,85	25,66	33,52	42,41	52,36	63,36	81,83	102,67	16,7
6,5	4,35	7,73	12,08	17,40	23,68	30,95	39,15	48,33	58,48	75,54	94,77	15,4
7,0	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,73	36,36	44,87	54,30	70,14	88,00	14,3
7,5	3,77	6,70	10,47	15,08	20,52	26,81	33,93	41,88	50,81	65,47	82,13	13,4
8,0	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,14	31,81	39,26	47,51	61,38	77,00	12,5
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66	29,94	36,95	44,72	57,76	72,47	11,8
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	28,28	34,90	42,23	54,55	68,44	11,1
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17	26,79	33,06	40,01	51,68	64,84	10,5
10,0	2,83	5,00	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,41	38,01	49,10	61,60	10,0
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	24,24	29,91	36,20	46,76	58,67	9,5
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	23,14	28,55	34,55	44,64	56,00	9,1
11,5	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49	22,13	27,31	33,05	42,70	53,57	8,7
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	21,21	26,17	31,67	40,92	51,33	8,3
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09	20,36	25,13	30,41	39,28	49,28	8,0
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	19,58	24,16	29,24	37,77	47,38	7,7
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,90	18,85	23,27	28,16	36,37	45,63	7,4
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	18,18	22,44	27,15	35,07	44,00	7,1
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	17,55	21,66	26,21	33,86	42,48	6,9
15,0	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41	16,97	20,94	25,34	32,73	41,07	6,7
15,5	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	16,42	20,27	24,52	31,68	39,74	6,5
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	15,90	19,64	23,76	30,69	38,50	6,3
16,5	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	15,42	19,04	23,04	29,76	37,33	6,1
17,0	1,66	2,95	4,62	6,65	9,05	11,83	14,97	18,48	22,35	28,88	36,24	5,9
17,5	1,62	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49	14,54	17,95	21,72	28,05	35,20	5,7
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	14,14	17,46	21,12	27,28	31,22	5,6
18,5	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	13,76	16,94	20,55	26,54	33,30	5,4
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	13,39	16,54	20,01	25,84	32,42	5,3
19,5	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	13,05	16,11	19,49	25,18	31,59	5,1
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	15,71	19,01	24,55	30,80	5,0

Tableau 5.3 : Barres d'acier ;
diamètres nominaux, masses, sections

Moments aux appuis :

cas 1 : $l_1/l_2 \leq 5/1$

$$|m_a| = \left|\frac{m_{a01} + m_{a02}}{2}\right| \geq 0,75 \cdot \max(|m_{a01}|, |m_{a02}|)$$

cas 2 : $l_1/l_2 > 5/1$

$$|m_a| = \max(|m_{a01}|, |m_{a02}|)$$

avec : $m_{a0} = -\frac{1}{8} q \frac{l_x^2}{s}$

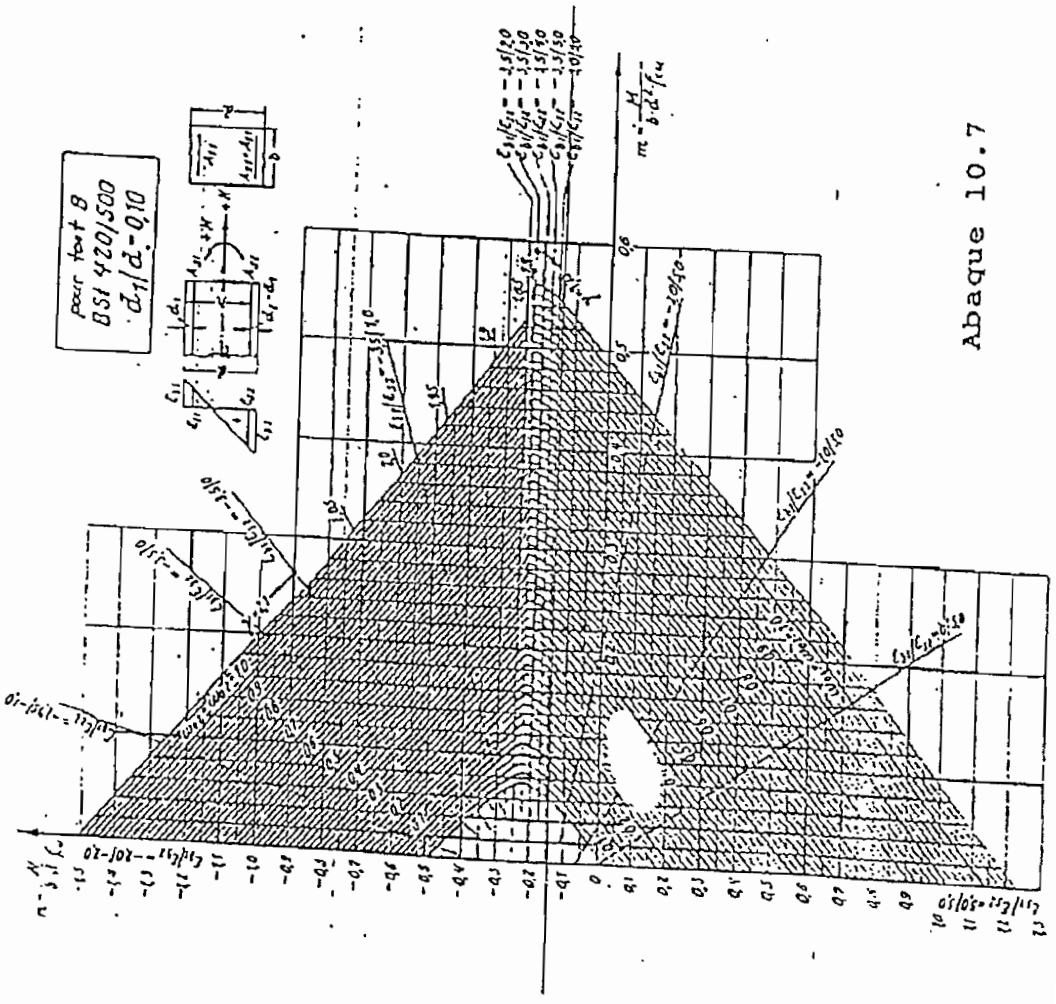
conditions aux appuis	coefficient	ratio l_y/l_x du panneau											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rightarrow \infty$
1	f_x	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4	8,0
	f_y	27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	*
	f_x'	20,0	16,6	14,5	13,0	11,9	11,1	10,6	10,2	9,8	9,5	9,3	8,0
	f_y'	20,0	20,7	22,1	24,0	26,2	28,3	30,2	31,9	33,4	34,7	35,9	*
2	f_x	32,8	26,3	22,0	18,9	16,7	15,0	13,7	12,8	12,0	11,4	10,9	8,0
	f_y	29,1	29,2	29,8	30,6	31,8	33,5	35,8	36,1	37,3	38,4	39,5	*
	s_y	11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	8,0
	f_x'	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_y'	22,4	22,8	23,9	25,1	26,7	28,6	30,4	32,0	33,4	34,8	36,2	*
2'	f_x	29,1	24,6	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	14,4	13,8	13,3	12,9	10,2
	f_y	32,8	34,5	36,8	38,8	40,9	42,7	44,1	45,3	46,5	47,2	47,9	*
	s_x	11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	8,0
	f_x'	22,4	19,2	17,2	15,7	14,7	13,9	13,2	12,7	12,3	12,0	11,8	10,2
	f_y'	26,4	28,1	30,3	32,7	35,1	37,3	39,1	40,7	42,2	43,3	44,8	*
3	f_x	38,0	30,2	24,8	21,1	18,4	16,4	14,8	13,6	12,7	12,0	11,4	8,0
	f_y	30,6	30,2	30,3	31,0	32,2	33,8	35,9	38,3	41,1	44,9	46,3	*
	s_x	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,5	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
3'	f_x	30,6	26,8	23,2	20,9	19,2	17,9	16,9	16,1	15,4	14,9	14,5	12,0
	f_y	38,0	39,5	41,4	43,5	45,6	47,6	49,1	50,3	51,3	52,1	52,9	*
	s_x	14,3	13,5	12,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
4	f_x	33,2	27,3	23,3	20,6	18,5	16,9	15,8	14,9	14,2	13,6	13,1	10,0
	f_y	33,2	34,1	35,5	37,7	39,9	41,9	43,5	44,9	46,2	47,2	48,3	*
	s_x	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	s_y	14,3	13,6	13,1	12,8	12,6	12,4	12,3	12,2	12,2	12,2	12,2	12,0
	f_x'	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,0
	f_y'	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	*
5	f_x	33,6	28,2	24,4	21,8	19,8	18,3	17,2	16,3	15,6	15,0	14,6	12,0
	f_y	37,3	38,7	40,4	42,7	45,1	47,5	49,5	51,4	53,3	55,1	56,9	*
	s_x	16,2	14,8	13,9	13,2	12,7	12,5	12,3	12,2	12,1	12,0	12,0	12,0
	s_y	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,0
5'	f_x	37,3	30,3	25,3	22,0	19,5	17,7	16,4	15,4	14,6	13,9	13,4	10,0
	f_y	33,6	34,1	35,1	37,3	39,8	43,1	46,6	52,3	55,5	60,5	66,1	*
	s_x	18,3	15,4	13,5	12,2	11,2	10,6	10,1	9,7	9,4	9,0	8,9	8,0
	s_y	16,2	14,8	13,9	13,3	13,0	12,7	12,6	12,5	12,4	12,3	12,3	12,0
6	f_x	36,8	30,2	25,7	22,7	20,4	18,7	17,5	16,5	15,7	15,1	14,7	12,0
	f_y	36,8	38,1	40,4	43,5	47,1	50,6	52,8	54,5	56,1	57,3	58,3	*
	s_x	19,4	17,1	15,5	14,5	13,7	13,2	12,8	12,5	12,3	12,1	12,0	12,0
	s_y	19,4	18,4	17,9	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,0

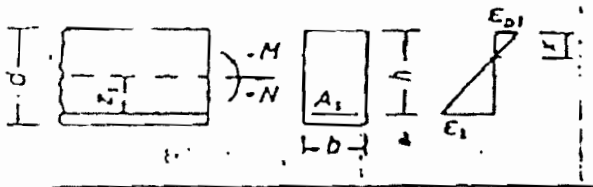
Tableau 15.1 : Moments de dimensionnement des dalles appuyées sur quatre côtés, sous charges uniformément réparties (PIGEAUD).

Tuyaux PVC									
		CLASSE3 (PN6)			CLASSE4 (PN10)			CLASSE5 (PN16)	
DE (mm)	Ep.(mm)	DI(mm)	Poids (Kg/m)	Ep.(mm)	DI(mm)	Poids (Kg/m)	Ep.(mm)	D(mm)	Poids (Kg/m)
20							1,5	**17,0**	0,137
25							1,9	**21,2**	0,212
32				1,6	**28,8**	0,240	2,4	**27,2**	0,342
40				1,9	**36,2**	0,50	3,0	**34,0**	0,525
50				2,4	**45,2**	0,550	3,7	**42,6**	0,809
63	1,9	**59,2**	0,562	3,0	**57,0**	0,854	4,7	**53,6**	1,289
75	2,2	**70,6**	0,782	3,6	**67,8**	1,220	5,6	**63,8**	1,820
90	2,7	**84,6**	1,130	4,3	**81,4**	1,750	6,7	**76,6**	2,610
110	2,7	**104,6**	1,400	4,2	**101,6**	2,120	6,6	**96,8**	3,230
125	3,1	**118,8**	1,820	4,8	**115,4**	2,750	7,4	**110,2**	4,110
140	3,5	**133,0**	2,290	5,4	**129,2**	3,450	8,3	**123,4**	5,160
160	4,0	**152,0**	2,990	6,2	**147,6**	4,520	9,5	**141,0**	6,730
200	4,9	**190,2**	4,550	7,7	**184,6**	7,000	11,9	**176,2**	10,520
225	5,5	**214,0**	5,740	8,6	**207,8**	8,790	13,4	**198,2**	13,320
250	6,2	**237,6**	7,170	9,6	**230,8**	10,890	14,8	**220,4**	16,340
315	7,7	**299,6**	11,200	12,1	**290,8**	17,250	18,7	**277,6**	25,980
400	9,8	**380,4**	18,050	15,3	**369,4**	27,670	23,7	**352,6**	41,780

$\frac{d}{d_o}$	b_1/l_1 ou b_2/l_2 ou b_3/l_3													
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
0,10	0,18	0,20	0,23	0,26	0,31	0,38	0,43	0,48	0,55	0,62	0,71	0,82	0,92	1,00
0,15	0,20	0,22	0,25	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,57	0,64	0,72	0,82	0,92	1,00
0,20	0,23	0,26	0,29	0,33	0,38	0,45	0,50	0,55	0,61	0,68	0,76	0,85	0,93	1,00
0,30	0,32	0,36	0,40	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,68	0,74	0,80	0,87	0,94	1,00

Tableau 5.4 : Coefficients b_{m1}/b_1 pour sections en Té





m_s	ω_s	k_x	k_z	$-\varepsilon_b$ [‰]	ε_s [‰]	γ
0,01	0,018	0,09	0,97	0,46	5,00	1,75
0,02	0,037	0,12	0,96	0,68	5,00	
0,03	0,055	0,15	0,95	0,87	5,00	
0,04	0,075	0,17	0,94	1,04	5,00	
0,05	0,094	0,20	0,93	1,21	5,00	
0,06	0,114	0,22	0,92	1,37	5,00	
0,07	0,134	0,24	0,92	1,53	5,00	
0,08	0,154	0,25	0,91	1,70	5,00	
0,09	0,175	0,27	0,90	1,87	5,00	
0,10	0,197	0,29	0,89	2,05	5,00	
0,11	0,218	0,31	0,88	2,25	5,00	
0,12	0,241	0,33	0,87	2,47	5,00	
0,13	0,264	0,35	0,86	2,70	5,00	
0,14	0,288	0,37	0,85	2,96	5,00	
0,15	0,313	0,39	0,84	3,25	5,00	
0,16	0,339	0,42	0,83	3,50	4,86	
0,17	0,367	0,45	0,81	3,50	4,23	
0,18	0,395	0,49	0,80	3,50	3,67	
m_s	0,193	0,436	0,54	0,78	3,50	3,00	1,75

TRAVAUX DE CANALISATION

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U (FBu)	P.T (FBu)
IV.	*TRAVAUX DE CANALISATION*				
	1. Tranchée :				
	Fouille pour la canalisation	m^3	3640,36	6000	21842160
	Lit de sable	m^3	1077,275	11000	11850025
	Remblayage de tranchée	m^3	2005,432	3000	6016296
	2. Tuyaux :				
	Tuyaux en PVC $\phi 63$	pièce	394	30000	11820000
	Tuyaux en PVC $\phi 50$	pièce	18	22000	396000
	Tuyaux en PVC $\phi 40$	pièce	257	12500	3212500
	Tuyaux en PVC $\phi 32$	pièce	717	12500	8962500
	Tuyaux en PVC $\phi 20$	pièce	214	9000	1926000
	Sous-total IV.				66025481

CHAMBRE DE VANNE ET SECTIONNEMENT(1) ; PURGES (3) ; VENTOUSE (3) ET VANNE(19)

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U(FBu)	P.T (FBu)
V.					
	Décapage	m^3	61,744	3000	185232
	Terrassement	m^3	217,728	6000	1306368
	Briques	m^3	40011	50	2000550

Ciment	Sacs	304	25 000	7600000
Sable	m^3	18,276	15 000	274140
Gravier	m^3	14,66	20 000	293200
armature $\phi 8$	pièce	46	9000	414000
armature $\phi 6$	pièce	50	7 500	375000
Fil à ligaturer	Kg	17,5	3000	52500
Planches	pièce	124	4000	496000
Perches	pièce	75	1000	75000
Clous	kg	15	3000	45000
Accessoires de tuyauterie	F.F	-----	200000	200 000
Sous-total V.				13316990

LES RESERVOIRS(7)

N°	**Désignation**	**Unité**	**Quantité**	**P.U(FB)**	**P.T (FBu)**
VI	*RESERVOIRS(7)*				
	Décapage	m^3	35,142	3000	105426
	Terrassement	m^3	119,135	6000	714810
	Moellons	m^3	38,55	25000	486 000
	Ciment	sacs	383	25000	9575000
	Sable	m^3	23,103	15000	346545
	Gravier	m^3	30,53	20 000	610600
	FAB $\phi 8$	pièce	62	9000	558000
	FAB $\phi 12$	pièce	84	15000	1260000
	Fil à ligaturer	kg	59,5	3000	178500
	Planches	pièce	140	4000	560000
	Perches	Pièce	75	1000	75000
	Clous	kg	17	3000	51000
	Accessoires de tuyauterie	F.F	-----	300 000	300 000
	Sous-total VI.				14820881

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U(FBu)	P.T (FBu)
VII.	*BORNES FONTAINES(12)*				
	Décapage	m^3	25,2	3000	88 200
	Terrassement	m^3	18	6000	135 000
	Ciment	sacs	48	25 000	1 650 000
	Sable	m^3	2,432	15000	61 500
	Gravier	m^3	5,25	20 000	146 400
	FAB $\phi 8$	pièce	6	9000	54 000
	Fil à ligaturer	Kg	1.5	3000	4 500
	Planches	pièce	45	4000	180 000
	Perches	Pièce	17	1000	17 000
	Clous	kg	5.5	3000	16 500
	Accessoires de tuyauterie	F.F	--	100000	100 000
	Sous-total VII.				2 453 100
	TOTAL1=I+II+III+IV+V+VI+VII				107095142
	Main d'œuvre (30%)				32128542,6
	Imprévus (20%)				21419028,4
	TOTAL 2				*160642713*
	TVA (18%)				28915688
	TOTAL GENERAL				**189558402**

Nous disons cent quatre vingt neuf millions cinq cent cinquante huit mille quatre cents et deux francs Burundais avec TVA.

CONCLUSION

L'eau est indispensable dans la vie quotidienne pour tout être vivant dans ses multiples besoins. Enfin, nous sommes convaincus que l'approvisionnement et la consommation d'une eau potable constituent un préalable à la bonne santé ainsi qu'au développement humain durable.

Ainsi, la réalisation du réseau d'Adduction d'Eau Potable de MIRAMA II va contribuer à améliorer les conditions de vie de la population des sous collines MIRAMA, MAKERA et RYAGAHENE ainsi que le bon fonctionnement des écoles primaires et secondaires de MIRAMA.

RECOMMANDATIONS

Nous recommandons à la commune qui est l'organe le mieux indiqué à gérer toutes les infrastructures hydrauliques de son ressort en général et du réseau d'Addiction d'Eau Potable de MIRAMA II en particulier qu'elle se charge non seulement du contrôle, de la gestion et de l'entretien mais aussi de la sensibilisation à la population aux activités d'assainissement.

Nous recommandons aussi à la Régie Communale de l'Eau (RCE) de :

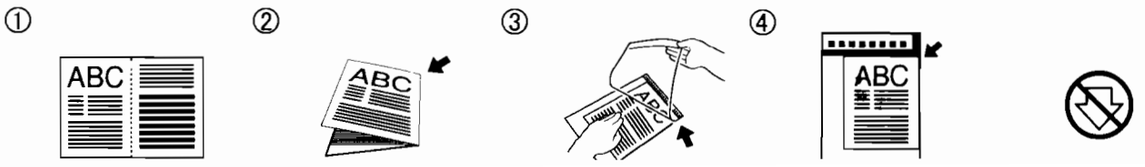
- Sauvegarder les infrastructures qui lui sont confiées par la commune
- Assurer le bon fonctionnement harmonieux du réseau
- Sensibiliser le personnel technique et les bénéficiaire du réseau de s'acquitter des redevances en vue de financer les travaux de gestion et d'entretien.

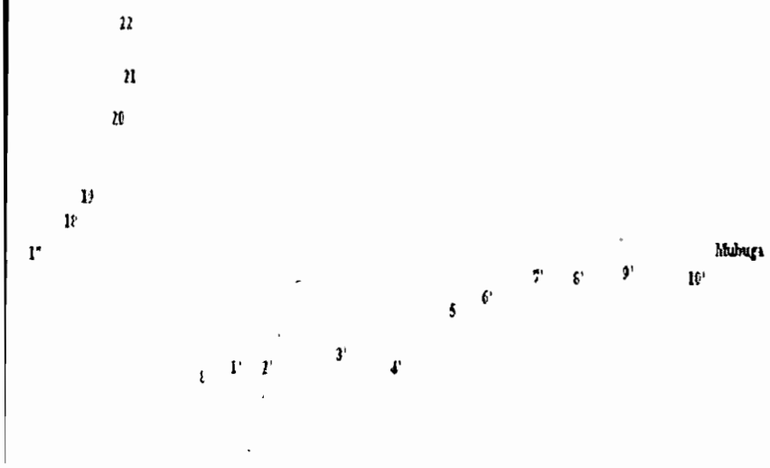


roche Dur

Plan de comparaison 1450,00 Mirama

No des points du profil	CD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Distances partielles	200	280	350	175	390	120	400 1	330	100 6	291 5	325,6	210	175	395	410	225	324	
Distances cumulées	0000	200	550	830	1000 5	1390 5	1510 5	1910 6	2240 6	2341 1	2632 6	2958.	3168 2	3343 2	3738 2	4148 2	4473 2	
Altitudes du t. naturel	1700	1689	1666 5	1640	1635	1620	1625	1630 1	1610 1	1580	1575 6	1555	1550 6	1540 1	1525 6	1530	1531 6	1515 2
Φ et longueurs des Ouvrages d'art																		

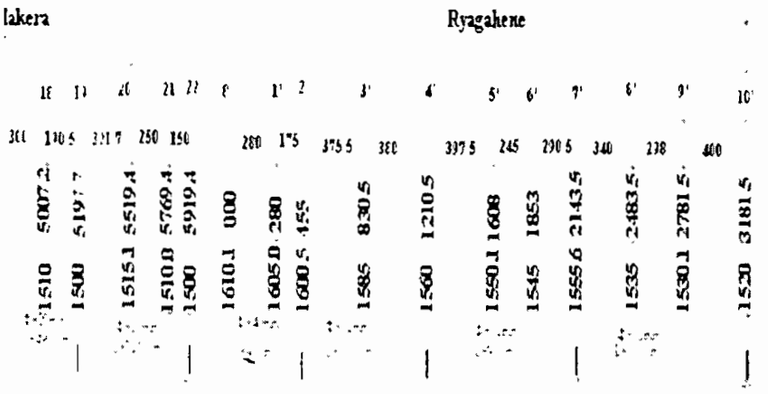




UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
SUJET: ADDUCTION D'EAU POTABLE :
CAS DU RESEAU MIRAMA II EN COMMUNE
GITEGA, PROVINCE GITEGA

CONTENU
PLAN DE SITUATION DU TRACE
PROFIL EN LONG



REALISE PAR:
ISHIMIRWE Willifried
NKURUNZIZA Clovis

DIRIGE PAR:
Ir. NDUWIMANA Donatien

Echelle
1 2000
1 2000