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

Projet d'alimentation en eau potable en milieu rural : cas du réseau Nyenzi-Ramba-Kibezi ; commune Gihogazi, Province Karusi

Barankiriza, Stanislas; Nindoreye, Christophe; Sous la Direetion de : Dr Ir Nzeyimana Joseph

2014-11
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2309

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'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL : *« Cas du réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI ; Commune GIHOGAZI, Province KARUSI »*

Par:

BARANKIRIZA Stanislas

&

NINDOKOYE Christophe

Sous la Direction de :
Dr Ir NZEYIMANA Joseph

Projet de fin d'études présenté et défendu publiquement en vue de l'obtention d'un diplôme d'***Ingénieur Industriel*** en ***Génie Civil***.

Bujumbura, Novembre 2014

DEDICACES

A Dieu Tout Puissant ;

A mes parents;

A mes frères et sœurs ;

A mes oncles et tantes ;

A mes cousins et cousines ;

*A la famille du feu **NZIBATWANKA Didace** ;*

*A la famille **BUKURU Pasteur** ;*

*A mon collègue **BARANKIRIZA Stanislas** ;*

A celle que Dieu me réserve pour la vie ;

A tous ceux qui me sont chers ;

NINDOKOYE Christophe

A Dieu Tout Puissant ;

A mes parents;

A mes frères et sœurs ;

A mes oncles et tantes ;

A mes cousins et cousines ;

*A la famille **NIZIGIYIMANA Salvator***

*A mon collègue **NINDOKOYE Christophe** ;*

A celle que Dieu me réserve pour la vie ;

A tous ceux qui me sont chers ;

BARANKIRIZA Stanislas

Nous dédions ce projet.

REMERCIEMENTS

Le présent projet ne pourrait être achevé sans la contribution de certaines personnes à qui nous rendons hommage aujourd'hui.

Nos premiers remerciements sont adressés à Dieu Tout Puissant qui nous a guidés et qui nous a toujours accordés son amour et sa grâce.

Qu'il nous soit permis de remercier du fond du cœur , le Directeur de notre projet de fin d'études, Dr Ir Joseph NZEYIMANA, qui, malgré ses nombreuses responsabilités et ses occupations quotidiennes a accepté d'assurer pleinement le suivi de ce projet. Ses sages conseils, sa patience et sa disponibilité nous ont fortement guidés tout au long de ce travail.

Nous exprimons aussi un grand merci à tous nos éducateurs depuis l'école primaire jusqu'à l'université du BURUNDI.

Nous pensons également aux professeurs de la FSA-ITS, plus spécialement à ceux de l'Institut Technique Supérieur particulièrement ceux du département de génie civil dont les compétences et le dévouement nous ont été d'une grande utilité.

Nous tenons également à remercier tous les membres du Jury pour avoir accepté la soutenance de ce mémoire.

Nos profonds remerciements s'adressent également à l'endroit des responsables de l'Agence Burundaise de l'Hydraulique Rurale(AHR) ,de l'Institut Géographique du Burundi(IGEBU), de l'Institut des Statistiques et des Etudes Economiques du Burundi (ISTEEBU),aux personnels du département de l'hydraulique de la REGIDESO, et aux autorités administratives locales de la Commune GIHOGAZI pour avoir mis à notre

disposition certains documents et renseignements jugés indispensables pour notre projet.

Nos sincères remerciements sont aussi adressés à tous nos parents et parentés, nos amis et compagnons qui nous ont prêtés mains fortes. Qu'ils trouvent dans ce projet le couronnement de leurs efforts.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous les étudiants de l'Université du Burundi avec qui nous avons partagé peines et joies, plus particulièrement ceux du campus KIRIRI pour avoir agrémenté notre séjour à l'université du Burundi.

Merci

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.

AEP : Alimentation en Eau Potable

AG : Acier Galvanisé

CC : Chambre Collectrice

CD : Chambre de départ.

CP : Chambre de Purge.

CV : Chambre de Ventouse.

CVN : Chambre de vanne et de sectionnement.

DE : Diamètre Extérieur.

DI : Diamètre Intérieur.

DGHER : Direction Générale de l'Hydraulique et des Energies Rurales

EP : Ecole Primaire

Fbu : Francs burundais

FF : Forfaitaire

FSA : Faculté des Sciences Appliquées

ISTEEBU : Institut des Statistiques et des Etudes Economiques du Burundi

ITS : Institut Technique Supérieur

L.P : Longueur partielle.

MEM : Ministère de l'Energie et des Mines

NTU : Nephelometric Turbidity Unit (Unité de Turbidité Néphélométrique)

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

pH : potentiel d'Hydrogène.

PN	: Pression Nominale
P.T	: Prix Total
P.U	: Prix Unitaire
PVC	: Polychlorure de Vinyle
IGEBU	: Institut Géographique du Burundi
RCE	: Régie Communale de l'Eau
REGIDESO	: Régie de production et de distribution de l'eau et d'électricité
T.E.M	: Temps d'Exécution Moyen

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Taux de couverture moyenne théorique en eau potable du Burundi en 2007 3
Tableau 2: Valeurs indicatives de la qualité d'eau d'après les normes d'OMS. 9
Tableau 3: Division Administrative de la Commune GIHOGAZI 14
Tableau 4: Les précipitations mensuelles de KARUSI 17
Tableau 5: Températures maximales de KARUSI. 18
Tableau 6: Températures minimales mensuelles 19
Tableau 7: Humidités maximales mensuelles de KARUSI 20
Tableau 8: Humidités minimales mensuelles de KARUSI 20
Tableau 9: Consommation spécifique locale de l'OMS 23
Tableau 10: Population bénéficiaire du réseau 24
Tableau 11: Effectif total de l'établissement public 25
Tableau 12: Estimation des besoins en eau potable de la population bénéficiaire du réseau 27
Tableau 13: Calcul hydraulique 51
Tableau 14: Coefficients horaires en milieux ruraux. 57
Tableau 15: Coefficients horaires en milieux urbains 57
Tableau 16: Calcul de la capacité pratique des réservoirs R1 et R2 58
Tableau 17: Calcul de la capacité pratique du réservoir R3 59
Tableau 18: Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs de 5m³. 61
Tableau 19: Tableau récapitulatif des dimensions du réservoir de 4m³. 73
Tableau 20: Hauteur de la couche d'enrobage 108
Tableau 21: Travaux de canalisation 108
Tableau 22: Fourniture des conduites. 108
Tableau 23: Planification des tâches. 115

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schéma du cycle d'eau..... 7
Figure 2 : Localisation de la zone du projet..... 10
Figure3 : Position géographique de la province KARUSI..... 12
Figure4 : Carte administrative de la Province KARUSI..... 13
Figure5: Carte administrative de la Commune GIHOGAZI..... 15
Figure 6: Source d'affleurement..... 30
Figure 7 : Source de déversement..... 31
Figure 8: Source d'émergence..... 32
Figure 9 : Schéma de principe adapté pour le captage..... 35
Figure 10 : Plan type d'une chambre..... 42
Figure 11 : Illustration du profil piézométrique..... 49
Figure 12 : Plan-type d'un réservoir de 5m³..... 71
Figure 13 : Plan-type d'un réservoir de 4m³..... 82
Figure 14 : Schéma de fonctionnement du réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI..... 84
Figure 15 : Croquis des nœuds..... 87
Figure 16 : Les équipements des réservoirs..... 88
Figure 17 : Vue en plan et coupe d'une borne fontaine..... 89
Figure 18: Coupe de la tranchée de canalisation..... 107
Figure 19: Graphique de planning des travaux..... 116

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Chef-lieu de la Commune GIHOGAZI. 14
Photo 2 : Village populaire de RAMBA 25
Photo 3 : Ecole Primaire de KIBEZI 26
Photo 4 : Protection de la zone d'un captage 36

Résumé du mémoire

Le présent projet vise à répondre aux besoins en eau potable des habitants populaire de **village de RAMBA** et de l'**Ecole Primaire KIBEZI** en commune GIHOGAZI de la Province KARUSI. Notre travail est subdivisé en 10 chapitres à savoir :

CHAP. I : GENERALITES
CHAP. II : PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET
CHAP. III : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU
CHAP. IV : CHOIX DE LA SOURCE ET CAPTAGE
CHAP.V : CALCULS HYDRAULIQUES ET DIMENSIONNEMENTS DES OUVRAGES D'ADDUCTION
CHAP.VI : LE SCHEMA DE FONCTIONNEMENT ET LES CROQUIS DES NŒUDS
CHAP. VII: EVALUATION DU COÛT DU PROJET
CHAP.VIII: PLANNING DES TRAVAUX
CHAP. IX : IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET
CHAP. X : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.

- Le premier chapitre nous parle de la généralité sur l'eau, la motivation du sujet, les objectifs du projet, l'importance de l'eau sur la vie humaine, le cycle de l'eau.
- Le deuxième chapitre nous montre la localisation de la zone du projet.
- Le troisième chapitre concerne l'inventaire des besoins en eau qui est de 0.743l/s pour une population à desservir égale à 3158 en 2040.
- Le quatrième chapitre nous parle du choix de la source et le captage. La source produit un débit de 0.952l/s en provenance de 2 sources voisines (Nyenzi1,2).
- Le cinquième chapitre traite les calculs hydrauliques et le dimensionnement des ouvrages d'adduction. Nous aurons des réservoirs de $4m^3$,$5m^3$
- Le sixième chapitre nous parle du schéma de fonctionnement et des croquis des nœuds. . Ce chapitre nous permet de déterminer les pièces accessoires à la tuyauterie qu'il faut commander.
- Le septième chapitre fait l'objet de l'évaluation du coût global du projet qui est estimé à 167.676.156Fbu hors TVA.
- Le huitième chapitre nous parle du planning des travaux. Il s'agit du calendrier des activités.
- Le neuvième chapitre traite l'impact environnemental du projet .Les impacts positifs sont des avantages et les impacts négatifs des inconvénients.
- Le dixième chapitre qui est le dernier fournit des suggestions sur l'entretien et la maintenance du réseau bâti pour en assurer la pérennité.

Ce projet n'est pas encore exécuté, il est totalement gravitaire. Toutefois, nous espérons que ce travail contribuera à sa réalisation et à d'autres chercheurs qui voudraient contribuer à son amélioration ou s'en servir pour des projets similaires.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ..... **i**
REMERCIEMENTS ..... **ii**
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS. ..... **iv**
LISTE DES TABLEAUX ..... **vi**
LISTE DES FIGURES ..... **vii**
LISTE DES PHOTOS ..... **viii**
Résumé du mémoire ..... **ix**
TABLE DES MATIERES ..... **x**

CHAP. I : GENERALITES **1**
I.1. Motivation du sujet 1
I.2. Objectifs du projet 2
I.3. Importance de l'eau sur la vie humaine 4
I.4. La qualité d'eau potable selon OMS 8

CHAP. II : PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET **10**
II.1. Localisation géographique de la zone du projet. 10
II.1.1 Province KARUSI. 11
II.1.2 Commune GIHOGAZI 14
II.2. L'environnement hydraulique de la zone. 16
II.2.1 La climatologie 16
II.2.2 Hydrographie. 21
II.2.3 La desserte en eau de la Commune Gihogazi 21

CHAP. III : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU 22
III.1. Les normes appliquées pour le calcul des besoins 22
III.2. Les besoins actuels (2013-2014) 24
III.3. Les besoins en eau propre à l'horizon 2040. 26

CHAP. IV : CHOIX DE LA SOURCE ET CAPTAGE 28
IV.1 Définitions et généralité. 28
IV.2 : Classification des Sources. 29
IV.3. Choix de La Source de NYENZI 33
IV.4. Le captage de la source de NYENZI. 34
IV.4.1.Protection de la source de captage 36
IV. 4.2. Description des matériaux de captage et leur rôle. 37

CHAP. V : CALCULS HYDRAULIQUES ET DIMMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ADDUCTION. 38
V.1 Calculs hydrauliques 38
V.1.1 L'emplacement des points d'eau dans le réseau. 38
V.1.2 L'emplacement des ouvrages secondaires du réseau 39
V.1.3.Les calculs hydrauliques et détermination des conduites. 43
V.2. Dimensionnement des ouvrages. 52
V.2.1. Les réservoirs. 52
A) Capacité des réservoirs 54
B) Dimensionnement des réservoirs suivant notre projet. 59

CHAP. VI. SCHEMA DE FONCTIONNEMENT ET CROQUIS DES NŒUDS... 83
VI.1. Le schéma de fonctionnement du réseau. 83
VI.2. Les croquis des noeuds. 85

VI.3. Les équipements des réservoirs 88
VI.4. Les équipements des bornes fontaines 89

CHAP.VII. EVALUATION DU COUT DES TRAVAUX. 90

CHAP. VIII. PLANNING DES TRAVAUX. 113

CHAP. IX IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET 117
IX.1 Impacts positifs 117
IX.2 Impacts négatifs 117
IX.3. Méthodes d'atténuation des impacts négatifs 117

CHAP X: CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS 118
X.1. Conclusion générale 118
X.2. Recommandations. 119

BIBLIOGRAPHIE 120
ANNEXES. 121

CHAP. I : GENERALITES

I.1. Motivation du sujet

Sur la planète, la quantité d'eau est estimée à 1400 millions de km^3 ($1km^3$represente 1 milliard de m^3 et 1 m^3=1000 litres).L'eau douce (propre) n'en représente que 2.8% et l'eau salée 97.2% .La source d'eau douce utilisable comme nappes phréatiques, lacs, fleuves,...est d'environ 10millions de km^3 mais la répartition dans le monde est très inégale et c'est pour cela que la sécheresse règne dans beaucoup de régions.

Au Burundi, la couverture d'eau potable est d'environ 55% en milieu rural, c'est pour cela que beaucoup reste à faire pour essayer de diminuer le plus possible les maladies liées au manque d'eau.

Dans le forum des natifs de la province KARUSI, tenu en date du **8/12/2012**, les natifs se sont convenus sur plusieurs projets à réaliser, dont celui d'alimenter de l'eau potable tous les villages populaires de cette province .Cela nécessiterait au préalable des études de faisabilité pour chaque réseau, et c'est dans ce cadre que le sujet a été choisi pour donner un coup de main à ces travaux d'étude.

I.2. Objectifs du projet

L'objectif de notre projet de fin d'études concerne l'étude du réseau d'alimentation en eau potable du village populaire de RAMBA et de l'Ecole primaire KIBEZI dans la commune de GIHOGAZI en province KARUSI.

L'eau que nous aurons à capter proviendra de 2 sources, situées sur la Colline MUGERO, dans un endroit appelé communément par la population NYENZI.

Le tableau suivant nous montre le taux de couverture théorique en eau potable au Burundi en 2007 :

Province	**Taux de couverture théorique en eau potable (en %).**
BURURI	57
BUJUMBURA	71
MWARO	71
GITEGA	70
RUTANA	32
MAKAMBA	49
CIBITOKE	57
BUBANZA	32
KAYANZA	59
NGOZI	61

KARUSI	82
RUYIGI	47
CANKUZO	42
MUYINGA	40
KIRUNDO	31
MURAMVYA	80
Moyenne	***55.06***

Tableau 1: Taux de couverture moyenne théorique en eau potable du Burundi en 2007
Source : *MEM ,2007*

Après avoir analysé la situation sanitaire de la population de la commune GIHOGAZI et des autres communes de la province KARUSI et surtout celle de la population vivant dans les villages, nous avons constaté qu'aucun village n'est alimenté en eau potable alors que cette province de KARUSI enregistre beaucoup de sources d'eau non encore aménagées.

Lors de nos enquêtes sur la zone faisant objet de notre étude, nous avons constaté les cas suivants :

- Mauvais fonctionnement de la régie communale de l'eau ;
- Manque d'initiative des bénéficiaires pour la réparation des puits d'eau défectueux ;
- Ignorance de technologie de captage des eaux à partir des cours d'eau éloignées des villages ;

- Manque de Ressources financières pour la réalisation de tel projet.

Notre contribution est de faire **une étude adéquate et détaillée du réseau d'alimentation en eau potable** pour aider la population concernée.

D'où le titre de notre projet : **« Etude du projet d'alimentation en eau potable en milieu rural: Cas du réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI de la Commune GIHOGAZI en Province KARUSI.»**

- **Délimitation du sujet**

Cette étude se fera sur certaines collines de la commune GIHOGAZI en Province de KARUSI pour une alimentation en eau potable dans un milieu rural.

Au niveau de l'étude, nous allons insister sur :

-la détermination des besoins en eau,
-les calculs hydrauliques,
-les dimensionnements des ouvrages et,
-le coût financier du projet.

I.3. Importance de l'eau sur la vie humaine

Le système d'une alimentation en eau potable avec son objectif de capter l'eau dans le milieu naturel, la rendre potable, la transporter et la distribuer aux usagers présente des avantages dans le domaine de la santé, social et économique:

- **Sur la santé de la population**

Dans la région dans laquelle est installé le réseau d'alimentation en eau potable, Il y aura :
- une réduction des cas des maladies (choléra, diarrhée,...) liée au manque d'hygiène humaine et une eau impropre ;
- La bonne santé pour la population ;
- La réduction du taux de mortalité.

- **Sur le développement économique**

-Emploi à la population pendant l'exécution de ce réseau,
-Développement pour la commune,
-L'augmentation et l'amélioration de la productivité.

L'eau étant un élément essentiel dans la vie quotidienne des hommes, nous voyons qu'elle est l'un des facteurs les plus importants qui conditionnent l'organisation et le développement des collectives humaines.

- **Du point de vue social**

-Diminution de longue distance à la recherche de l'eau propre surtout pour les enfants et les femmes.
-En ce moment, les femmes pourront mieux s'organiser facilement dans leurs activités ménagères puisque le temps qu'elles utilisaient pour se procurer de l'eau sera réduit.

➢ **Classification de l'eau**

- **Classe A (potable)** : l'eau n'est pratiquement pas polluée, elle peut être utilisée après un simple traitement.

- **Classe B (Acceptable)** : l'eau est polluée jusqu'à un certain degré. Elle peut être utilisée comme eau potable après un traitement complexe. Elle est utilisée pour les baignoires et les loisirs.
- **Classe C (Douteuse)** : elle ne doit en aucun cas être utilisée comme eau potable et pour les loisirs corporels. Elle peut être utilisée pour l'irrigation.

➢ **Cycle hydrologique**

Sur la terre, l'eau est la seule substance qu'on trouve dans ces trois phases à l'état naturel : solide (glace, neige) en dessous de zéro degré, liquide (eau liquide) à 25°C et gazeux (vapeur d'eau) à plus de 100°C .Globalement sur la terre l'eau est en quantité constante mais, dans certaines régions, elle peut varier même fortement.

Dans l'atmosphère, l'eau existe sous forme de vapeur d'eau. Les lacs et les océans sont les réservoirs d'eau (l'eau ne fait pas beaucoup de mouvement) et les eaux des rivières quant à elles proviennent des ruissellements des pluies. Sur les mers et les océans, il y a formation de pluies par condensation de la vapeur d'eau en présence de nuage. Lorsque la quantité de vapeur d'eau dans l'atmosphère devient suffisamment grande, la vapeur se condense sur des particules en suspension dans l'air pour former les nuages suite au changement de température.

Les nuages précipitent éventuellement sous forme de pluies, de neige ou de grêle. L'eau qui est libérée retourne au sol où elle est absorbée par la végétation ou ruisselle vers les rivières et les fleuves si elle n'est pas absorbée par le sol.

L'eau peut également pénétrer lentement dans le sol vers les couches les plus profondes pour alimenter la nappe phréatique et les systèmes des fleuves et des rivières. L'eau utilise l'énergie solaire pour s'évaporer.

La figure ci-dessous montre comment fonctionne le cycle de l'eau.

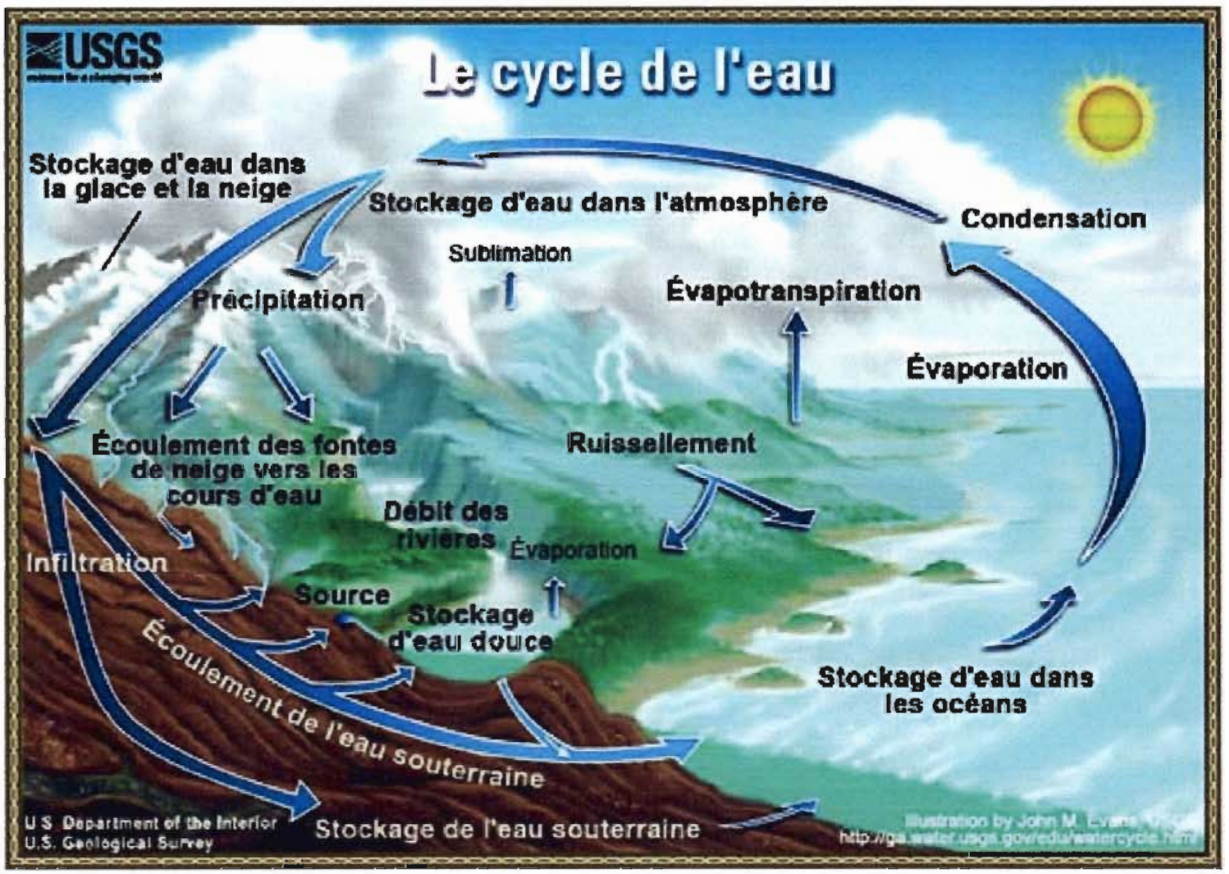


Figure 1 : Schéma du cycle d'eau

I.4. La qualité d'eau potable selon OMS

Les paramètres	Les valeurs limites d'une eau potable recommandées par l'OMS	
	Unité	Quantité
1. L'odeur	Non gênant pour le consommateur	
2. La saveur	Non déplaisant	
3. La turbidité	N T U	5
4. La couleur	UCV (incolore)	15
5. Le PH	-	De 6,5 à 9,2
6. Le clore libre	mg/l	De 0,2 à 0,5
7. La dureté	mg $CaCo_3$	500
8. Le nitrate (NO_2^-)	mg/l	50
9. Le nitrite	mg/l	3
10.Ammoniaque (NH_4^+)	mg/l	1
11. Coliforme totaux	Colonie/ml	1000
12. Coliforme fécaux	Colonie/ml	0
13. Conductivité	mS/Cm	700
14. Escherichia coli	Colonie/100ml	0
15.Matière en suspension	mg/l	500
16. Sodium (Na^+)	mg/l	20
17. Fer (Fe^+)	mg/l	0.3
18. Calcium (Ca^{++})	mg/l	75
19. Température	^0C	25
20. Sulfate (SO_4^{--})	mg/l	200

21.Gaz carbonique(CO_2)	mg/l	0
22. Potassium (K^+)	mg/l	10
23 .Phosphate (PO_4^-)	mg/l	7
24. Magnésium (Mg^{++})	mg/l	50
25. Demande chimique en O_2 : DCO	mg/l dansKM_nO_4	5

Tableau 2: Valeurs indicatives de la qualité d'eau d'après les normes d'OMS

CHAP. II : PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET

II.1. Localisation géographique de la zone du projet.

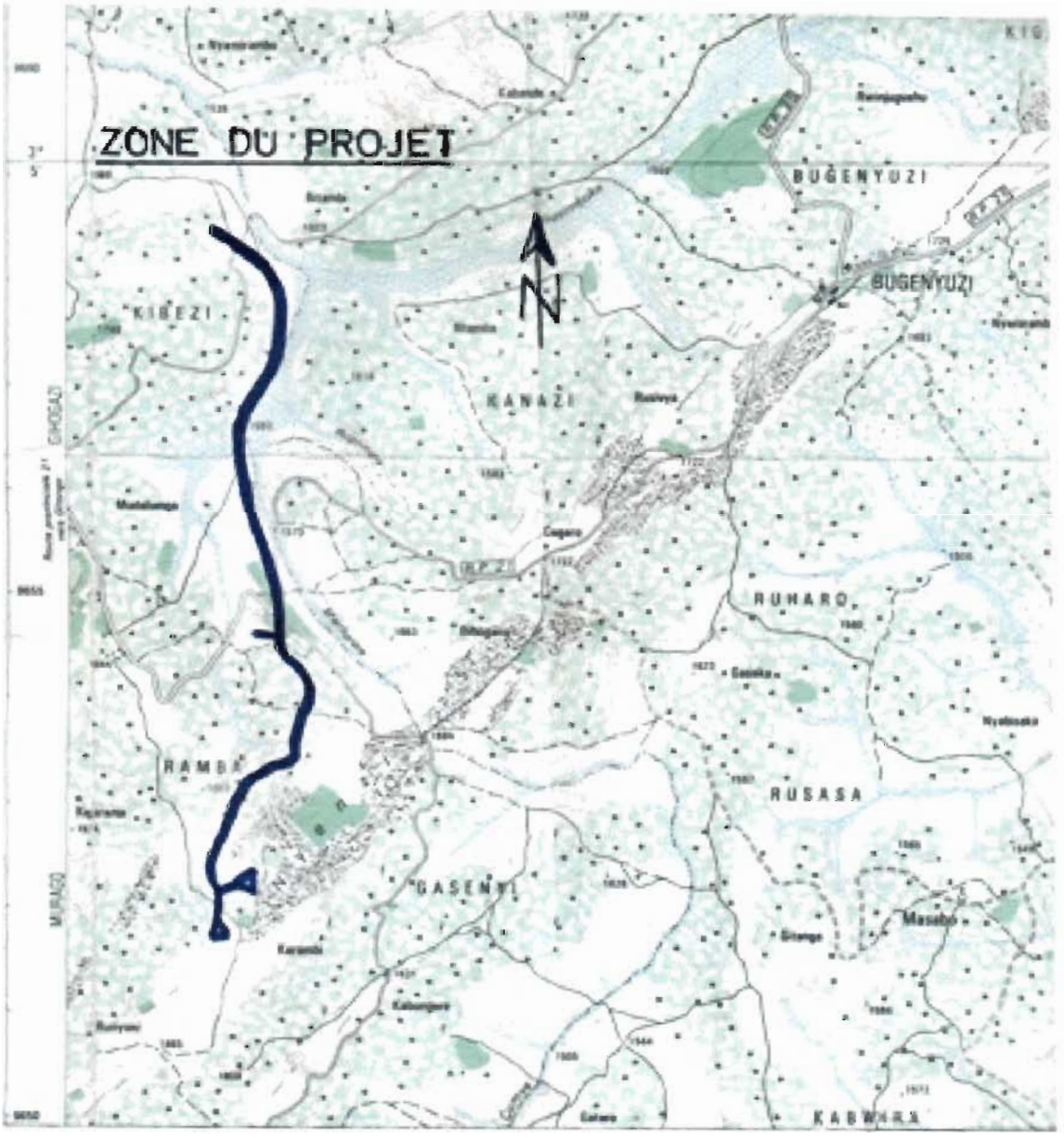


Figure 2 : Localisation de la zone du projet.

II.1.1 Province KARUSI.

La province de KARUSI dans laquelle se trouve notre projet est située au nord du pays et fait frontière avec :

- La province de GITEGA au Sud-ouest et à l'Ouest
- La province de NGOZI au Nord-ouest et au Nord
- La province de MUYINGA à l'Ouest et au Nord-ouest
- La province de CANKUZO à l'Est
- La province de RUYIGI au Sud.

Elle est composée de sept communes à savoir :

- Commune Gitaramuka
- Commune Buhiga
- Commune Bugenyuzi
- Commune Gihogazi
- Commune Shombo
- Commune Nyabikere
- Commune Mutumba.

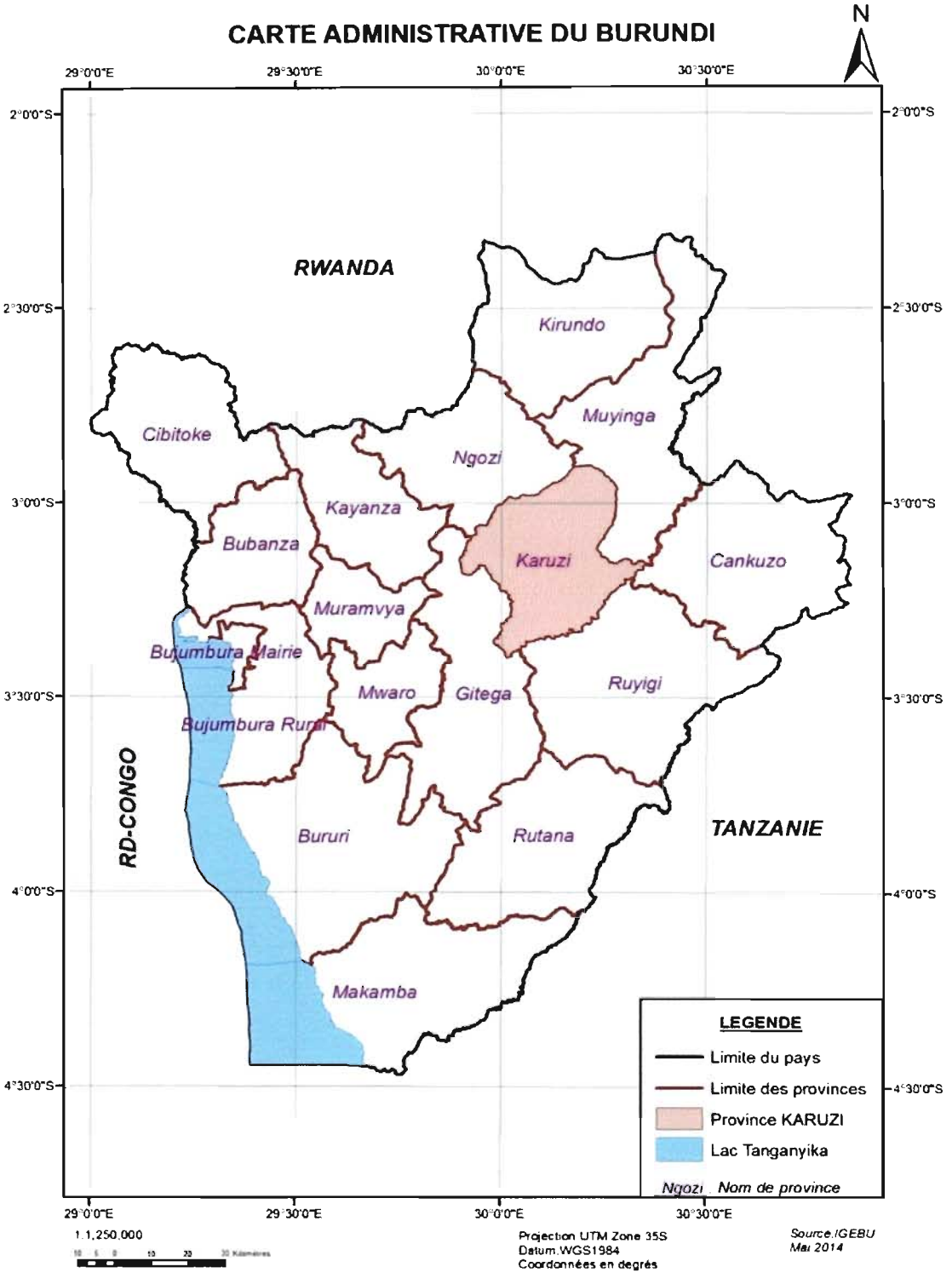


Figure3 : Position géographique de la province KARUSI.

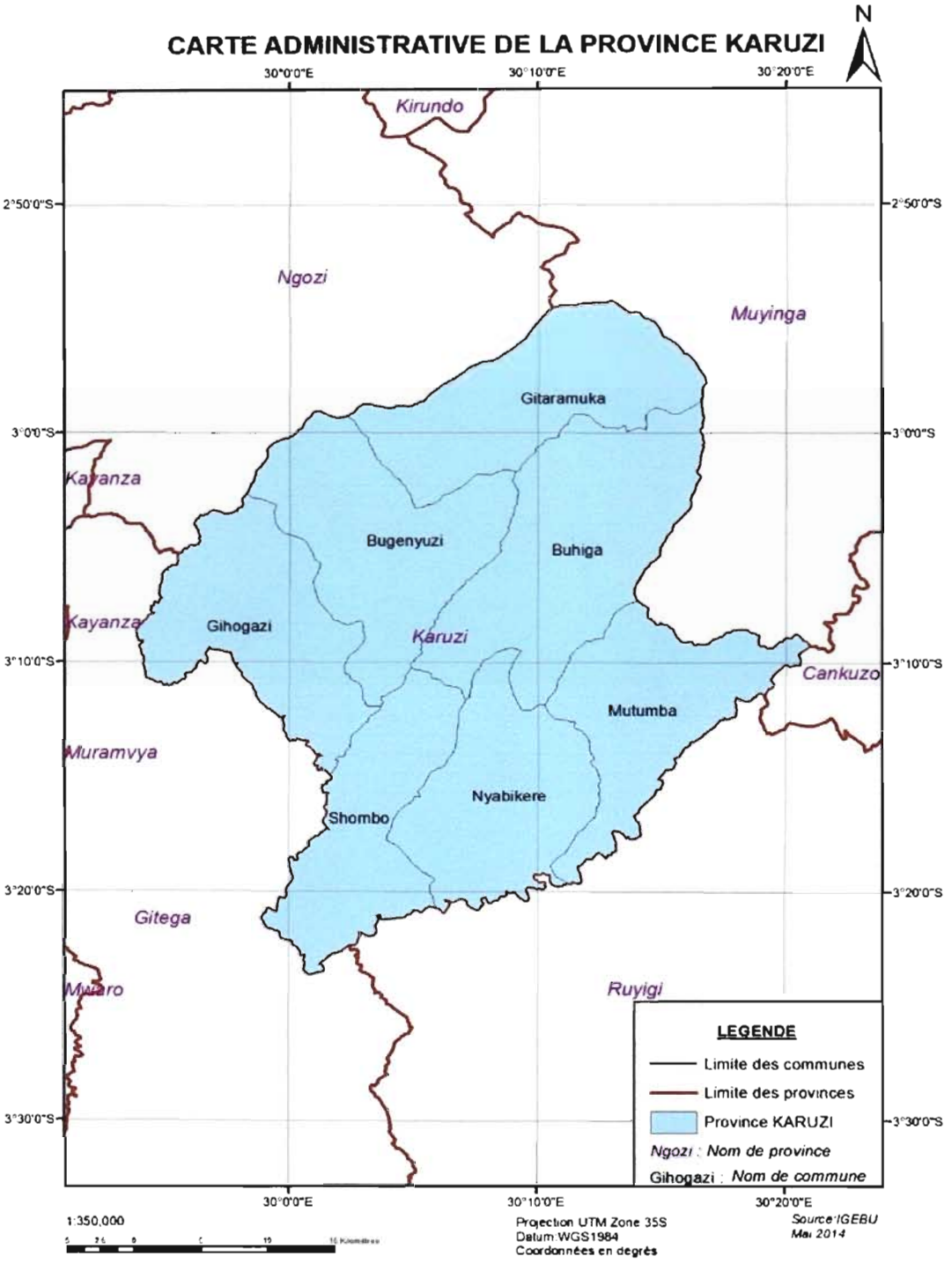


Figure4 : Carte administrative de la Province KARUSI

II.1.2 Commune GIHOGAZI.

La commune de GIHOGAZI a 3 zones administratives qui sont : GIHOGAZI, RUSAMAZA et MUNANIRA.

Elle comprend 21 collines de recensement subdivisées en 43 sous-collines.

ZONE	COLLINE DE RECENSEMENT
GIHOGAZI	*Gihogazi, Kibezi, Ramba, Murago, Taba, Kizingoma,Mugogo.*
RUSAMAZA	*Bihembe, Gasenyi,Gasivya, Bikinga, Mugero, Rusamaza,Muzenga, Nyamiyaga.*
MUNANIRA	*Kivoga, Munanira, Ruganira, Mushikanwa, Rutegama, Ruyaga.*

Tableau 3: Division Administrative de la Commune GIHOGAZI



Photo 1 : Chef-lieu de la Commune GIHOGAZI.

II.1.2 Commune GIHOGAZI.

La commune de GIHOGAZI a 3 zones administratives qui sont : GIHOGAZI, RUSAMAZA et MUNANIRA.

Elle comprend 21 collines de recensement subdivisées en 43 sous-collines.

ZONE	COLLINE DE RECENSEMENT
GIHOGAZI	*Gihogazi, Kibezi, Ramba, Murago, Taba, Kizingoma,Mugogo.*
RUSAMAZA	*Bihembe, Gasenyi,Gasivya, Bikinga, Mugero, Rusamaza,Muzenga, Nyamiyaga.*
MUNANIRA	*Kivoga, Munanira, Ruganira, Mushikanwa, Rutegama, Ruyaga.*

Tableau 3: Division Administrative de la Commune GIHOGAZI



Photo 1 : Chef-lieu de la Commune GIHOGAZI.

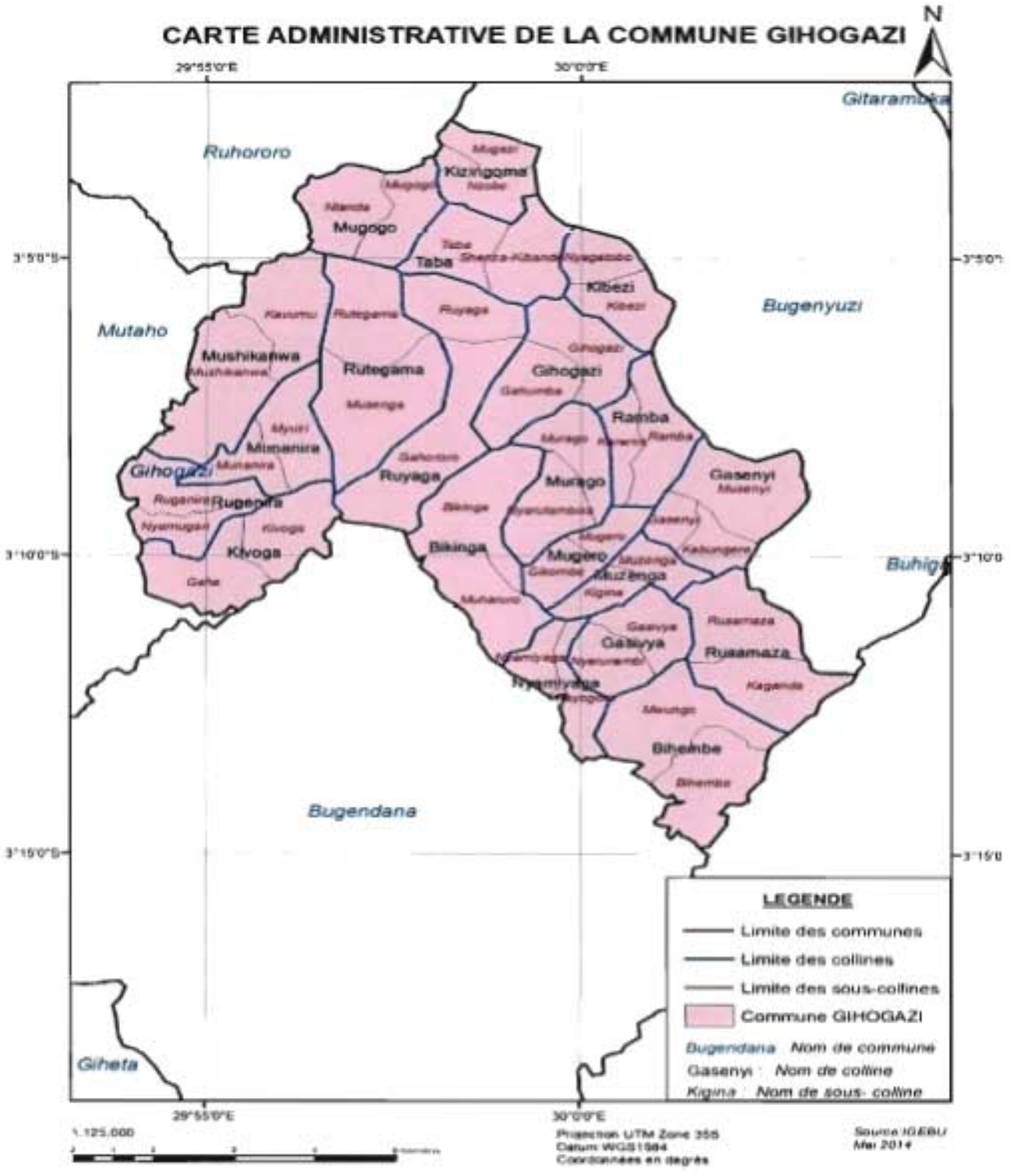


Figure5: Carte administrative de la Commune GIHOGAZI.

II.2. L'environnement hydraulique de la zone.

La commune GIHOGAZI est délimitée au nord par la commune RUHORORO de la province NGOZI, au Sud-ouest par la commune BUGENDANA de la province GITEGA, à l'Est par la commune BUGENYUZI, à l'Ouest par la commune MUTAHO de la province GITEGA et au sud par la commune SHOMBO.

Elle a une superficie de 192.40km^2.C'est une commune très peuplée avec une densité de 441.49 hab/km^2.

La commune s'étend sur une seule région naturelle de KIRIMIRO et le relief caractéristique est un plateau central d'altitude moyenne de 1600 à 1900m. Les sols dominants sont des frisols, les ferrisols et les sols à bas fond qui sont acides et nécessitent des amendements organiques et calcaires afin d'augmenter leur productivité.

II.2.1 La climatologie

La climatologie dans la province de Karusi est donnée dans les tableaux suivants à partir des précipitations mensuelles, des températures minimales et maximales, des humidités minimales et maximales. Nous avons collecté les données relatives aux précipitations mensuelles (en mm), aux températures minimales et maximales (en ^{0}C) à partir de l'an 1995 jusqu'en 2013 et celles des humidités minimales et maximales à partir de l'an 2000 jusqu'en 2013. (Source : IGEBU, Mai 2014).

Tableau 4: Les précipitations mensuelles de KARUSI

Année\mois	J	F	M	A	M	Jn	Jt	At	S	Oct	N	D
1995	149.6	105.5	32	40.3	78	10.4	0	0	26.5	62.7	40.6	119.9
1996	136.2	124.8	68	70.7	17	0	0	17.6	103.6	49.4	116.6	69.6
1997	114.6	128.1	173.7	167.9	123.9	10.3	0	10.6	3.2	133.8	213	247.8
1998	206.1	360.3	495.2	159.5	71.9	5.5	0	0	4.5	110.7	7.8	111.8
1999	99.3	91.9	223.1	174	34.4	0	0	91.7	54.8	45.3	272.8	210.9
2000	117.8	175.1	189	65.5	26.8	0	0	0	2.3	15.8	475.4	211
2001	175.2	101.6	121.9	127.8	116.1	0	93.5	0.5	257.1	317.8	208.4	201.6
2002	276.6	80.6	264.2	251.1	242.7	0	0	0	0	75.8	260.9	221.9
2003	105.9	71.4	171	181.7	101.7	0	0.5	2.6	45.4	89.9	133.7	135.4
2004	156	187	273.1	247	4	0	0	9.5	83.4	53.6	146.4	173.4
2005	145.7	61.2	118.2	166.9	90.4	8.8	0	79	69.9	37.6	93.4	110.9
2006	151.3	159.1	137	161.7	156.2	0	0	30.1	74.3	281	317.8	225.9
2007	157.5	151.9	97.7	145.4	52.5	22.6	20.7	15.9	11.4	114.9	210.9	61.8
2008	145.8	203.7	212.1	160.9	32.2		9	7.7	29.8	114.1	64.4	62.6
2009	111.2	136.1	91.5	167.6	39.5	0.2	1	27.9	53.5	38.7	136.1	136.5
2010	201.9	148.7	226.4	121.8	65.4	1.2	0	0	49.2	52.2	124.1	152.6
2011	121.7	82.3	237.1	239.8	44.3	2.1	23	0	91.6	162	237.9	181
2012	15.2	128.7	96.9	177.3	60.4	21.1	0	28.7	10.2	127	162.8	149.2
2013	121.1	102.2	144.6	160.2	30	0	0	39.3	49.9	84.6	105.4	269.1

Source : IGEBU, Mai 2014

Tableau 5: Températures maximales de KARUSI.

Année\mois	J	F	M	A	M	Jn	Jt	At	S	Oct	N	D
1995	25.7	25.2	26.0	24.7	24.5	25.7	26.6	28.0	28.5	25.8	25.4	25.4
1996	25.2	26.7	26.0	25.8	25.6	25.6	26.5	27.2	27.4	27.3	25.4	26.1
1997	-	25.0	26.9	24.7	24.9	25.9	26.2	28.6	30.4	27.4	24.2	24.2
1998	24.6	25.3	25.7	25.9	26.0	26.8	26.9	-	-	26.8	26.9	25.6
1999	25.3	28.2	24.9	24.9	25.9	26.3	26.5	26.1	27.2	27.6	24.3	24.9
2000	26.1	24.5	24.6	25.2	26.8	26.5	27.3	27.8	28.9	27.5	24.4	25.0
2001	24.0	25.4	25.4	25.7	25.0	25.3	25.3	27.2	26.0	25.5	25.7	24.8
2002	24.7	27.1	24.9	25.6	25.8	26.5	26.5	26.9	28.4	27.1	24.5	24.6
2003	25.9	28.1	25.9	25.4	25.5	25.4	26.7	27.3	27.1	27.3	25.7	25.2
2004	25.7	24.9	26.0	24.9	27.2	27.3	28.1	28.7	28.3	28.4	26.0	27.2
2005	26.5	29.3	27.8	28.2	27.6	27.6	28.8	28.7	29.3	29.2	28.1	27.8
2006	27.2	28.1	28.1	26.5	27.2	27.5	27.1	29.0	29.4	29.2	25.2	25.0
2007	26.3	27.5	27.1	27.1	27.0	26.5	26.9	27.5	28.8	28.3	26.0	26.3
2008	25.8	25.5	25.6	26.2	26.9		26.4	28.3	30.0	27.6	25.9	27.0
2009	26.7	26.7	26.9	25.9	27.0	27.8	28.4	29.0	29.8	29.0	27.2	27.1
2010	28.2	28.8	27.4	28.3	28.3	28.3	28.4	29.7	28.9	28.9	28.1	27.7
2011	27.7	28.5	27.6	28.0		29.1	30.1	29.7	29.1	27.6	26.2	27.6
2012	29.1	28.8	28.5	27.8	27.5	28.6	30.2	30.7	30.3	29.1	28.2	28.4
2013	30.4	30.1	29.3	29.1	29.5	30.7	31.1	30.6	30.1	30.4	28.1	28.5

Source : IGEBU, Mai 2014

Tableau 6: Températures minimales mensuelles

Année\mois	J	F	M	A	M	Jn	Jt	At	S	Oct	N	D
1995	11.1	11.3	12.0	12.6	12.6	11.6	10.4	10.4	13.4	11.7	11.7	11.6
1996	11.0	11.9	11.6	12.3	12.1	10.3	9.7	10.4	11.4	12.7	12.1	12.6
1997	12.5	11.4	11.9	11.4	11.2	10.1	10.0	10.2	10.3	12.7	12.1	12.5
1998	13.1	12.6	12.0	13.5	13.6	10.5	10.0	1.0	1.2	11.7	12.5	11.9
1999	12.9	11.6	10.9	10.2	10.5	9.0	8.3	10.9	11.2	14.1	11.7	11.9
2000	11.5	11.1	11.1	11.4	11.7	11.0	10.1	11.3	11.5	11.7	12.2	12.8
2001	13.1	12.1	12.9	13.1	12.5	11.4	10.6	11.5	12.1	11.5	12.4	12.2
2002	12.9	13.0	12.3	12.3	12.6	10.6	10.7	11.1	11.0	12.3	12.9	15.9
2003	12.6	12.3	12.6	12.9	13.0	12.2	11.2	11.5	13.0	13.4	13.2	13.1
2004	13.1	13.2	13.4	14.5	12.9	10.8	9.8	12.3	13.0	13.6	12.9	13.8
2005	13.2	13.7	14.0	14.2	14.0	12.5	12.0	12.7	12.7	13.2	13.2	13.3
2006	12.5	13.4	12.6	12.5	12.8	11.9	11.7	12.8	12.3	13.4	12.9	12.5
2007	13.5	13.2	13.0	12.7	12.8	12.0	11.6	11.4	13.2	12.9	13.2	13.6
2008	12.5	13.2	12.5	13.0	12.9	11.9	11.3	12.7	13.0	13.3	13.6	13.3
2009	12.5	12.9	13.5	13.1	13.5	12.6	11.6	12.6	13.1	13.4	13.7	13.6
2010	14.0	14.2	13.7	14.0	13.8	12.8	12.3	12.2	13.1	13.7	28.1	13.7
2011	13.6	13.2	13.2	13.5	13.4	12.6	11.4	12.7	13.1	13.4	13.3	13.6
2012	13.3	13.0	13.1	13.7	13.4	11.9	11.2	11.8	12.8	13.4	13.7	13.5
2013	13.9	13.1	13.7	14.1	13.0	10.8	10.2	11.7	12.6	13.1	12.9	13.6

Source : IGEBU, Mai 2014

Tableau 7: Humidités maximales mensuelles de KARUSI

Année\mois	J	F	M	A	M	Jn	Jt	At	S	Oct	N	D
2000	98	99	99	97	96	90	78	77	79	92	99	99
2001	100	99	99	99	100	97	92	90	98	99	99	100
2002	100	99	100	100	98	95	92	81	83	94	99	100
2003	100	99	100	100	99	97	91	92	94	97	99	100
2004	99	99	99	100	97	90	88	84	88	91	98	97
2005	99	97	98	97	97	123	97	88	91	90	92	93
2006	95	94	95	96	95	93	91	91	89	88	96	97
2007	94	97	97	96	96	95	94	93	90	95	97	95
2008	98	97	99	96	96		96	96	92	97	98	98
2009	99	99	98	99	96	94	93	92	92	93	94	95
2010	97	97	97	95	95	95	91	89	93	92	94	95
2011					95	95	94	94	96	96	96	97
2012	96	97	97	97	96	96	93	94	94	95	96	96
2013	96	97	96	98	97	95	94	94	94	96	97	97

Source : IGEBU, Mai 2014

Tableau 8: Humidités minimales mensuelles de KARUSI

Année\mois	J	F	M	A	M	Jn	Jt	At	S	Oct	N	D
2000	50	54	54	51	43	35	29	29	28	34	54	55
2001	60	55	58	54	53	46	40	37	42	41	48	55
2002	59	51	53	52	47	39	35	33	29	37	53	55
2003	47	43	50	53	52	45	36	35	40	42	49	52
2004	56	55	54	62	48	40	36	37	42	47	62	63
2005	59	49	57	54	61	54	48	44	47	46	52	53
2006	57	54	53	59	59	53	55	51	45	49	67	69
2007	65	58	57	60	58	58	51	52	48	52	63	61
2008	64	63	63	60	59		50	46	51	56	65	58
2009	58	61	60	61	59	50	46	42	42	48	57	56
2010	54	51	59	57	55	49	41	35	46	47	51	55
2011	59	52	60	60	54	47	40	42	46	56	62	59
2012	49	50	53	58	57	50	37	37	42	47	54	52
2013	49	48	52	53	48	37	32	34	42	43	51	53

Source : IGEBU, Mai 2014

II.2.2 Hydrographie.

Les cours d'eau importants de la province KARUSI sont : Ruvubu, Ndurumu, Kinyankuru.

II.2.3 La desserte en eau de la Commune Gihogazi

La commune de Gihogazi compte au total 137 bornes fontaines dont 70 sont en bon état et 67 en mauvais état.

Elle rassemble ensuite 320 sources déjà aménagées dont 218 sont en bon état et 102 qui nécessitent une réhabilitation.

CHAP. III : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

III.1. Les normes appliquées pour le calcul des besoins

Le calcul des besoins en eau potable dans l'étude d'une alimentation en eau potable repose d'abord sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est-à-dire la population bénéficiaire ainsi que les équipements et établissements publics et privés qui sont en général des hôpitaux, écoles, centres de santé, usines, marchés,.....demandant une consommation en eau plus élevée et ensuite déterminer les besoins éventuels en eau.

Pour déterminer les besoins actuels et futurs en eau potable, on doit déterminer les besoins pour la population résidente, les besoins pour les équipements publics et sociaux sans toute fois oublier les besoins pour les particuliers. Toutes ces données sont déterminées en fonction de la durée de vie du réseau. Cette durée est comprise en générale entre 20ans et 30ans.

Notons ici que l'horizon de planification du projet est fixé à 26 ans (2014-2040). Comme tout projet d'AEP doit couvrir les besoins en eau de la population environnante de la zone du projet et sur une période préalablement déterminée ; ainsi, chaque étude doit commencer par la détermination :

- des besoins actuels et futurs en eau potable de la population ;
- de l'étendue de la zone du projet ;
- de l'horizon (période déjà précisée) ;
- des caractéristiques de la population.

Au Burundi, les normes de calcul des besoins en eau dans l'étendue des réseaux gravitaires d'alimentation en eau potable présentent les valeurs ci-dessous :

Tableau 9: Consommation spécifique locale de l'OMS

Besoins	Unité	Valeurs de l'OMS	Valeurs locales(DGHER)
1. Consommation domestique			
– Puits, bornes fontaines	l/j/hab.	5-25	20
– Branchements particuliers	l/j/hab.	70-250	100
2. Etablissements publics			
– Ecole primaire	l/j/élève	15-30	5
– Ecole polyvalente	l/j/élève	15-30	5
– Foyer social	l/j/personne	15-30	10
– Prison	l/j/personne	25-40	20
– Bureau communal	l/j/personne	24-30	15
– Centre de négoce	l/j/personne	15-20	10
– Dispensaire maternité	l/j/lit	220-300	150
– Centre de santé	l/j/lit	220-300	150
– Ecole ª internat	l/j/élève	90-140	30
– Camps militaires	l/j/soldat	140	30
– Communauté religieuse	l/j/personne	-	250
– Catéchuménat	l/j/personne	-	5
– Ateliers divers	l/j/personne	-	5
3. Bétails			
– Vaches	l/j/tête	25-35	15-75
– Moutons	l/j/tête	15-25	1.5-7
– Chèvres	l/j/tête	15-25	1.1-4.1
– Porcs	l/j/tête	10-15	-

III.2. Les besoins actuels (2013-2014)

L'évaluation de la population habitant la zone du projet se fait sur base des données du recensement ou d'une enquête menée auprès de l'administration.

D'autres services comme l'ISTEEBU peuvent fournir des données statistiques fiables.

Pour cette étude, l'effectif de la population de la zone concernée par cette étude a été connu grâce au récent recensement des bénéficiaires des moustiquaires imprégnés effectué par les chefs des collines avec l'appui du CED CARITAS, et une enquête menée dans l'EP KIBEZI.

Selon le troisième R.G.P.H de 2008, la taille moyenne des ménages de la province KARUSI est de 6personnes par ménage.

Ainsi, la population actuelle est donnée par le tableau suivant :

Tableau 10: Population bénéficiaire du réseau.

Village populaire	**Nombre de ménages**	**% desservi**	**Population actuelle bénéficiaire**
Ramba	301	100	1806

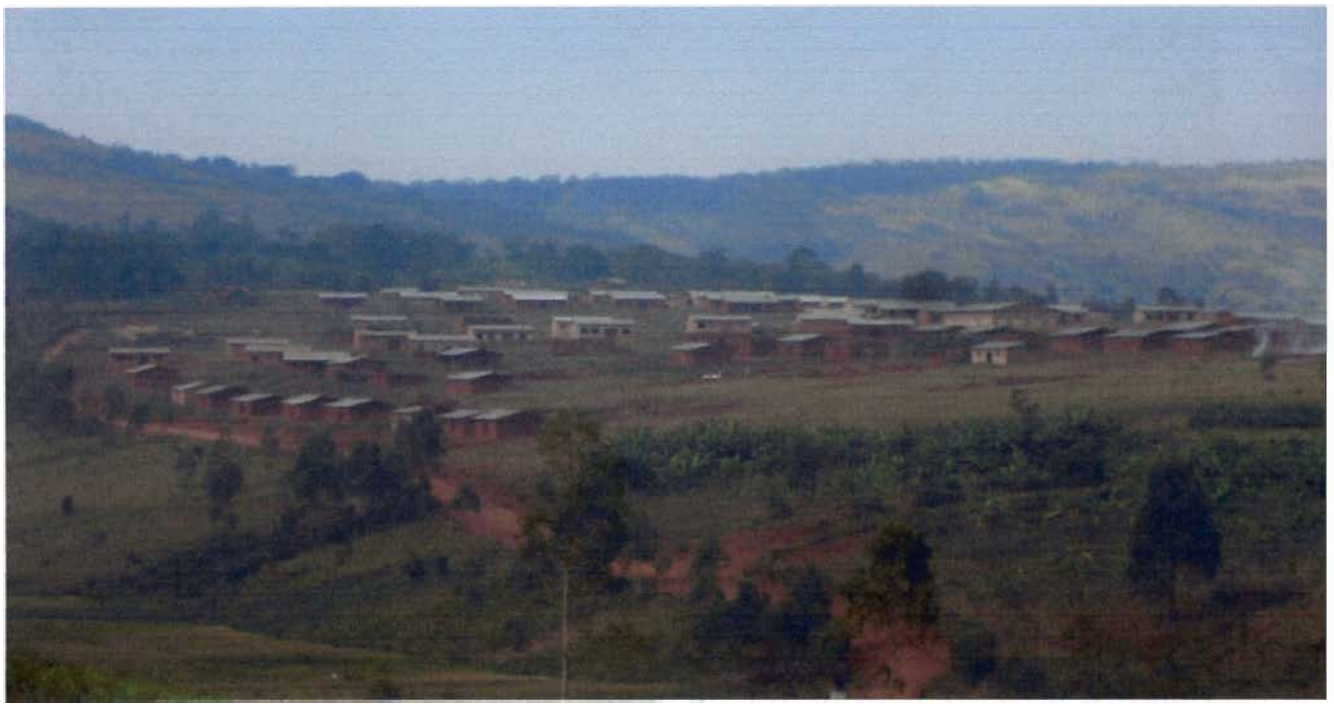


Photo 2 : Village populaire de RAMBA

Etablissements publics :

Pour les établissements publics, les effectifs et les utilisateurs actuels ont été dénombrés à partir d'enquêtes sur terrain lors des visites sur terrains.

Pour notre projet, nous avons un seul établissement. Voici le tableau illustratif :

Tableau 11: Effectif total de l'établissement public

Etablissement	**Effectif**
E.P Kibezi	601



Photo 3 : Ecole Primaire de KIBEZI

III.3. Les besoins en eau propre à l'horizon 2040.

A l'horizon 2040, l'estimation de la population est obtenue à partir de la relation suivante :

$$P_n = P_0 * t^n$$

Avec :

P_n *:* Population après n années (Population projetée).
P_o : Population actuelle
t *:* taux d'accroissement naturel (en %)
n *:* nombre d'années

D'après le R.G.P.H de 2008, la commune GIHOGAZI avait une population de 67627 habitants. Avec le recensement des bénéficiaires des moustiquaires imprégnés effectuée en 2013 par les chefs des collines avec l'appui de CED CARITAS, la population était de 84994 habitants.

Cela nous permet de calculer le taux de croissance après 5 ans par la relation suivante :

$$t=1\%*(84994/67627)^{1/5}=1.05\%$$

- **Calcul des besoins en eau de la population**

Tableau 12: Estimation des besoins en eau potable de la population bénéficiaire du réseau.

Estimation en 2014				Estimation en 2040		
Désignation	Bénéficiaires	Normes	Besoins (m^3/jr)	C_{maj}	P_n	Besoins (m^3/jr)
Village RAMBA	1806	20	36.12	1.312	2369.472	47.395
EP KIBEZI	601	5	3.005	1.312	788.512	3.943
Total			**39.125**			**51.338**
Pertes (25%)			**9.78125**			**12.8345**
Total général			**48.90625**			**64.1725**
Besoins en l/s			**0.556**			**0.743**

A partir de ce tableau, nous pouvons affirmer que compte tenu des besoins de la population qui ne s'élèvent qu'à 0.743l/s en 2040, avec des sources qui offrent un débit de 0.952l/s ; le réseau peut être bâti et aura une longévité qui ira sans doute au-delà de la marge considérée dans ce projet.

CHAP. IV : CHOIX DE LA SOURCE ET CAPTAGE

IV.1 Définitions et généralité.

Le captage, par définition, est une opération qui consiste à mettre ensemble tous les filets d'eau de la source en les acheminant jusqu'aux infrastructures appropriées (galeries, drains,...) et aussi les amener vers la chambre collectrice à laquelle sera branchée la conduite d'alimentation.

Comme c'est très rare qu'une source sorte de la terre à un endroit unique, le captage se fait par tranchée. Le plus souvent plusieurs émergences d'eau sont réparties sur une certaine distance.

Le captage mal fait entraine la mise hors service de toute l'adduction d'eau. Un captage n'est plus accessible qu'après avoir été embrayé.
L'expérience pour une personne chargée d'interpréter la signification des courants d'une source souterraine est très nécessaire pour bien dimensionner l'aire de captage, planifier et surveiller l'exécution.
La réalisation du captage se fait de façon que l'eau de la source soit protégée des pollutions dues à l'accident, à la négligence ou à la malveillance.

Un captage d'une source doit être construit de manière simple, économique et pratique. Le captage dépend des facteurs suivants :

- La situation topographique ;
- La structure du sol ;
- La source en présence.

La profondeur et le genre de construction d'un captage dépendent entre autre :

- des considérations géologiques et sanitaires ;
- de la nature du sol recouvrant le terrain de rétention d'eau.

De toute façon, le captage est exécuté de manière à :

- Collecter le maximum d'émergence ;

- ❖ Eviter toutes les infiltrations d'eau ;
- ❖ Empêcher que les particules fines entrent dans le tuyau perforé;
- ❖ Eviter tout risque de contamination après la construction et dévier les écoulements des eaux de la surface qui pourront se déverser dans la zone de captage.

L'eau doit être captée sur une couche imperméable. Il faut également éviter de faire sauter des roches à proximité du captage. Tout au long de la construction du captage, il faut que la source puisse s'écouler librement. On distingue trois parties principales dans un captage de source :

1. Le captage mince.
2. La conduite alimentant la galerie de contrôle
3. La galerie de contrôle qui comprenant :
    - Un bassin d'entrée
    - Une chambre de commande.

La galerie de contrôle ou de visite permet de vérifier en tout temps la qualité et le débit de l'eau ; elle comprend le plus souvent un bassin de sédimentation.

IV.2 : Classification des Sources.

Sur la terre, l'eau se présente sous trois formes à savoir :

- l'eau de surface (mers, lacs, océans,.....) ;
- l'eau souterraine ;
- l'eau atmosphérique.

L'eau souterraine est considérée comme une source d'eau potable, car en s'infiltrant elle traverse de nombreuses couches du sol, ce qui permet de la rendre pure et se mélanger avec les sels minéraux.

L'alimentation de la source est influencée par la perméabilité du terrain, la porosité des grains constituant le sol, le degré de rétention des eaux météoriques.

On appelle source d'eau, une eau de nappe souterraine sortant du sol naturellement.

On distingue 3 principales formes de sources :

- Sources d'affleurement ;
- Sources de déversement ;
- Sources d'émergence.

a) Source d'affleurement

Les sources d'affleurement sont les résultats de l'apparition de l'eau le long de la surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe. L'eau apparaît dans une vallée ouverte dans une formation perméable de roche fissurée et qui présente au fond une couche du sol compacte et imperméable. Elles sont intéressantes à capter à cause de leurs débits important mais aussi tarissent rarement

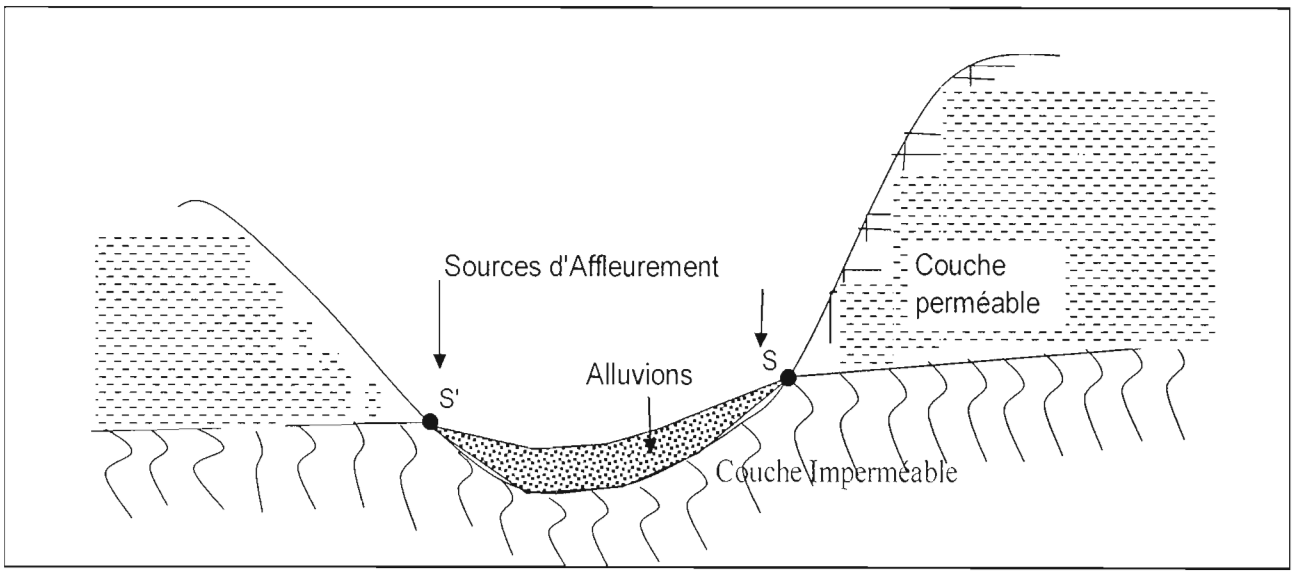


Figure 6: Source d'affleurement.

b) Sources de déversement.

Elles se rencontrent dans les roches fissurées en surface. Elles ont un débit généralement faible et peuvent tenir facilement. Ce sont ces sources qu'on trouve sur le sol en granite, l'eau apparait aux points de rencontre. Le captage de ces sources importe peu compte tenu de leur débit relativement faible.

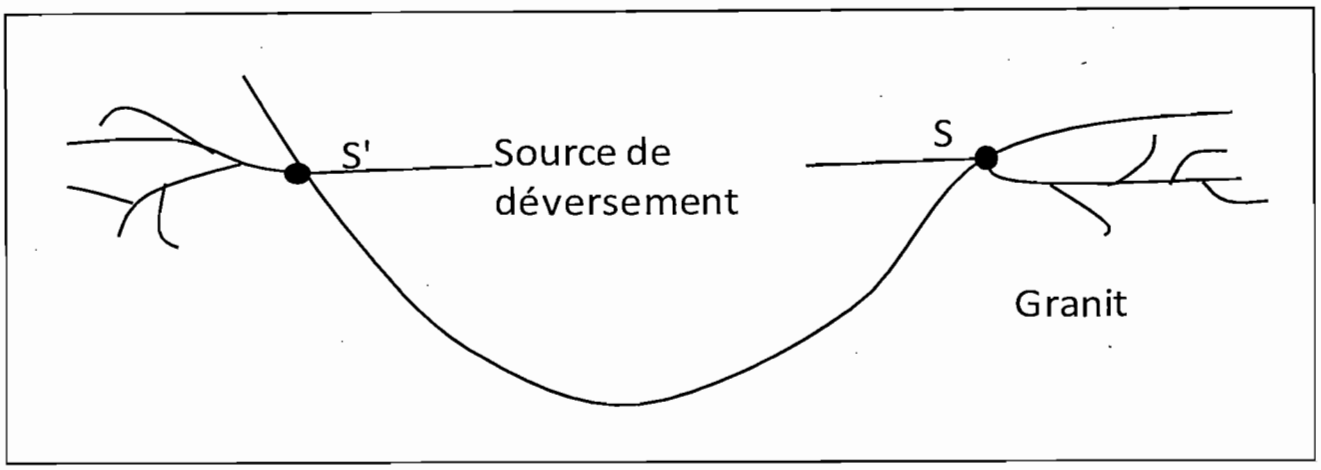


Figure 7 : Source de déversement

c) **Les sources d'émergence**

Lorsque la couche perméable est fissurée en direction du sol, on peut avoir un débit important alimentant un trou d'eau par une ou plusieurs fractures où l'on peut voir l'eau bouillonnée. Cette eau apparaît le plus souvent au fond de la vallée. Les sources d'émergence prennent naissance lorsque la surface piézométrique d'une nappe rencontre la surface topographique sans que le substratum imperméable soit nécessairement affleurant. Bien entendu, elles se trouvent normalement dans les points bas du sol ; d'où leur nom secondaire de sources de thalweg.

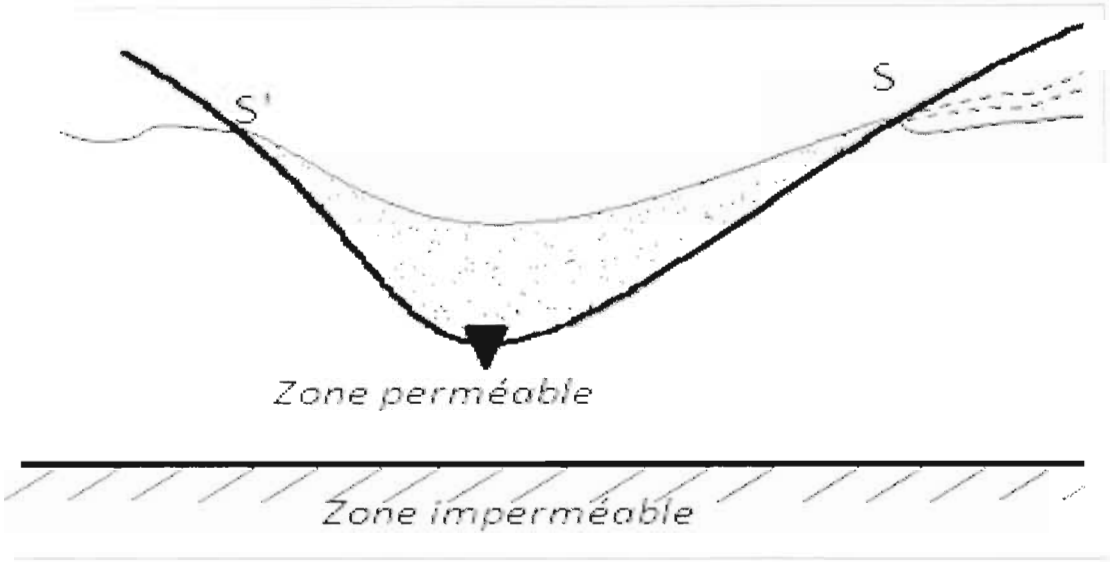


Figure 8: Source d'émergence

Classification des eaux terrestres

➢ La classification des eaux selon la qualité

- Les eaux souterraines : sont plus propres par rapport aux autres car elles contiennent des minéraux et des éléments utiles a l'homme. Elles proviennent de l'infiltration des eaux de pluie dans un terrain perméable .Lorsqu'elles rencontrent une couche imperméable, elles forment une nappe aquifère .La première nappe rencontrée sous le sol est appelée nappe phréatique.
- Les eaux atmosphériques: sont moins sales car dans l'atmosphère il ya moins de saletés.
- La dernière place est occupée par les eaux de surface qui sont en contact avec toutes les saletés. Il s'agit des cours d'eaux (rivières ou fleuves) et des retenues naturelles ou artificielles.

➢ La classification des eaux selon la quantité

- Les eaux de surface sont plus denses car elles occupent un volume de $10^{17}m^3$
- Les eaux souterraines suivent car elles occupent un volume de $2.5x10^{15}m^3$
- Enfin, les eaux atmosphériques qui occupent un volume de$10^{13}m^3$

IV.3. Choix de La Source de NYENZI

✓ **Les sources visitées.**

En date du **25 octobre 2013**, nous avons effectué la première visite sur terrain afin de pouvoir identifier les sources pouvant alimenter le village populaire de RAMBA ainsi que l'EP KIBEZI.

Toutes les sources visitées sont situées dans la commune GIHOGAZI, zone RUSAMAZA.

La première source visitée était la source de Kayezo située dans la frontière commune des collines RAMBA – MUGERO à une altitude égale à 1595m.

Le débit mesuré était de **0.41 l/sec.**

En deuxième lieu, nous avons visité deux sources situées sur la colline de MUGERO, sous-colline MUGERO et qui sont plus proches l'une de l'autre.

Ces deux sources ayant le même nom de NYENZI sont caractérisées par les paramètres altitude et débit suivants :

Source NYENZI $_1$ située sur la colline MUGERO à une altitude de 1617m.

Avait le débit de **0.44 l/sec.**

Source NYENZI $_2$ située sur la colline MUGERO à une altitude de 1610m avait le débit de **0.512 l/sec.**

Un peu loin de là, sur la même colline de MUGERO, nous avons visité et identifié une autre source NYENZI$_3$ située à une altitude de 1628m. Le débit mesuré était de **0.39l/sec.**

La dernière source visitée et identifiée est la source GATARE de la colline MUGERO située à une altitude de 1650m. Le débit mesuré était de **0.34l/sec.**

- ✓ **Le choix de source de NYENZI**

Après la visite de toutes ces sources, nous avons jugé bon de capter celles dénommées NYENZI.

Le choix de ces deux dernières a été dicté par son altitude de 1610m et son débit qui est de 0.952 l/sec, débit largement suffisant pour couvrir les besoins.

IV.4. Le captage de la source de NYENZI.

Les deux sources NYENZI sont toutes des sources d'émergence sortant d'une roche. Pour ces dernières, les chambres de captage comprennent une crépine en PVC perforé pour éviter que des particules solides puissent s'introduire dans les conduites, une couche de gravier pour filtrer l'eau et une couche d'argile pour couvrir la chambre de captage.

Comme nous avons deux sources différentes, nous avons besoin de rassembler toute cette quantité d'eau. Cela se fera dans une chambre collectrice qui pourra être construite tout près du lieu des zones de captage.

Par après, le réseau va comprendre d'autres ouvrages comme : la chambre de départ, la chambre collectrice, la chambre de vanne, chambre de vanne et de sectionnement, les ouvrages de stockage et de distribution comme les réservoirs et les bornes fontaines.

Le schéma de captage est donné par le schéma ci-après :

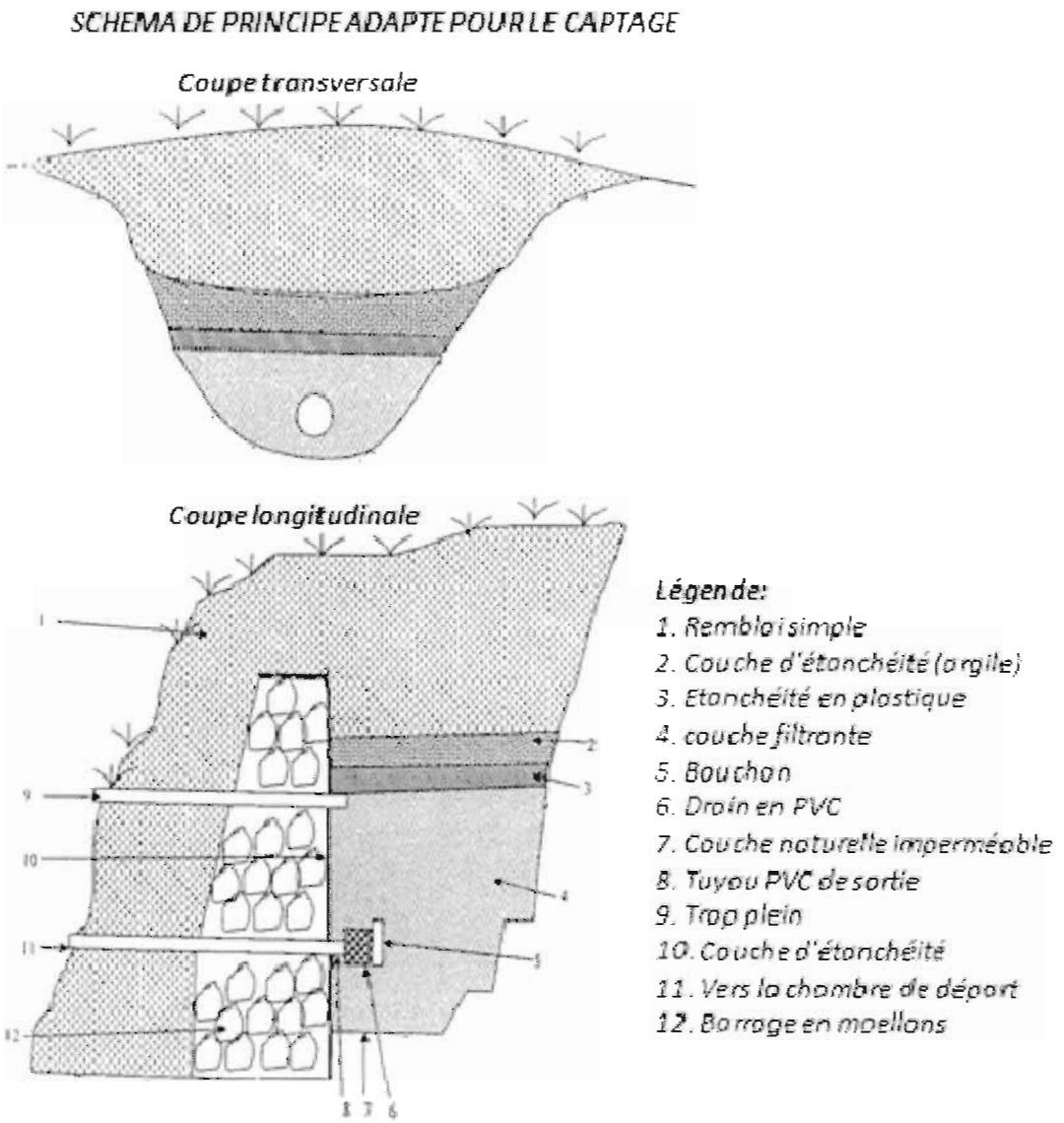


Figure 9 : Schéma de principe adapté pour le captage.

IV.4.1.Protection de la source de captage

Pour bien assurer la protection de la source de captage contre les animaux qui peuvent entrer dans la zone de captage et ainsi détruire le captage, les eaux de ruissellement qui peuvent s'infiltrer et polluer les eaux captées etc., quelques mesures de protection sont indispensables :

- clôturer le captage en utilisant les tubes métalliques ceinturés par les fils barbelés ;
- Réaliser un fossé de drainage qui pourra évacuer latéralement les eaux de surface en amont du captage ;
- Couper tous les arbres ayant de longues racines qui se trouvent tout au tour du captage (jusqu'à un rayon de 15 m) car ces racines peuvent détruire la couche d'imperméabilisation.
- Semer l'herbe (gazon) sur l'aire de captage

Voici l'exemple de la protection de la zone d'un captage.



Photo 4 : Protection de la zone d'un captage

IV. 4.2. Description des matériaux de captage et leur rôle.

Les matériaux utilisés dans le captage sont :

- Les moëllons,
- Le sable,
- Le gravier,
- L'argile,
- Le ciment.

Le sable et le gravier servent de filtre dans la chambre de captage.
L'argile sert à couvrir la chambre de captage pour assurer une étanchéité contre les eaux de surface.

CHAP. V : CALCULS HYDRAULIQUES ET DIMMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ADDUCTION.

Introduction

L'alimentation en eau potable permet de porter l'eau à partir de la source jusqu'aux ouvrages de stockage (des réservoirs) qui permettent d'accumuler une quantité d'eau nécessaire pour alimenter les milieux concernés. L'eau part du captage jusqu'aux bénéficiaires par des conduites.

Il faut alors mener des calculs permettant d'aboutir à des valeurs qui donnent une quantité d'eau nécessaire et ainsi dimensionner les différents ouvrages d'adduction qui jouent un rôle important dans la distribution. Il s'agit entre autre des réservoirs, des chambres de vanne, des chambres de ventouse, des chambres de purge,.....
Ceci se fait ainsi dans le souci d'obtenir une quantité et une qualité d'eau exigées et souhaitées.

Pour tout cela, nous allons essayer d'analyser tous les paramètres et détails, partant de l'amont (zone de captage) jusqu'à l'aval (lieu de distribution).

V.1 Calculs hydrauliques

V.1.1 L'emplacement des points d'eau dans le réseau.

- ✓ **Emplacement des réservoirs**

En général, les réservoirs doivent être placés tout près de l'endroit où la consommation est la plus forte. Il faut essayer de le placer à proximité du centre de gravité de la zone à alimenter. Il s'agit donc d'un réservoir appelé «Réservoir au centre de gravité».

Une distance de 500m est aussi prise en considération, c'est-à-dire que le bénéficiaire le plus éloigné pourrait être à une distance maximale de 500m.

✓ **Altitude des réservoirs**

Le réservoir doit être situé à une altitude supérieure à celui du lieu de puisage afin de donner une pression suffisante aux bénéficiaires. On cherche donc une distance la plus longue entre le réservoir et le bénéficiaire, puis on calcule la pression hs qu'il faut prévoir pour le bénéficiaire.

Puisqu'il ya toujours perte de charge hv entre le bénéficiaire et le réservoir, on calcule alors la pression totale qui devient **h=hs+hv.**

Pour les villages ayant des bâtiments qui ne comptent d'étage, la pression de service au dessus du sol ne doit pas être inferieure à 0.8 bar (8m).
Dans les villes où il ya des maisons en étage, cette pression peut être de 1.2bar par rapport à 2bar (12m par rapport à 20m).Lorsqu'il ya des maisons de grande hauteur, cette pression hs peut atteindre 2 bar par rapport à 3 bar (20m par rapport à 30m).

V.1.2 L'emplacement des ouvrages secondaires du réseau

Les chambres constituent les ouvrages de réseau. Elles jouent de différents rôles et sont placées dans des endroits différents selon la nécessité.

Sauf la chambre de captage et la chambre de départ dont les dimensions peuvent varier d'un ouvrage à l'autre suivant différents paramètres comme le débit de la source, la topographie du lieu de captage, la géologie du site, ...,toutes les autres chambres sont de mêmes dimensions comme le montre le plan-type d'une chambre(cfr Page 42).

En ce qui est du dimensionnement, on procède comme on l'a fait pour les réservoirs sauf qu'ici, pour la dallette de couvercle et le radier de fondation, on ne tient pas compte des surcharges. On va utiliser les aciers $Ø_8$ comme armatures dans la dallette de couvercle et radier de fondation.

Les dimensions utilisées sont lues sur le plan-type. Le dimensionnement se fait dans le calcul du coût du projet.

❖ Chambre de captage

La chambre de captage est ouvrage qui consiste à collecter toutes les émergences d'une source pour les conduire dans un ouvrage visitable appelé chambre collectrice dans le cas de plusieurs sources ou dans une chambre de départ dans le cas d'une seule source.

❖ chambre de départ

C'est un ouvrage qui suit directement le captage, construit souvent en moëllons, elle est destinée à collecter l'eau de la source avant de passer dans le réseau. Elle est souvent répartie en 2 compartiments : le premier pour décanter les particules solides et l'eau passe ensuite au dessus du seuil plat pour se déverser au second pour le départ.

❖ chambre d'équilibre ou brise charge

Elle a pour rôle d'égaliser les pressions lorsque les eaux qui proviennent de deux sources se trouvent sur les altitudes différentes.

La brise charge limitera la pression de service et comprend :

- ✓ Une conduite d'arrivée munie d'une vanne qui limite le débit,
- ✓ Un trop plein,
- ✓ une conduite de départ munie d'une crépine '
- ✓ Enfin, il faudra installer dans un regard un réducteur de pression.

❖ Chambre de purge

C'est un ouvrage situé aux différents points bas du réseau pour faciliter l'élimination des dépôts solides contenues dans les conduites .Un Té est placé sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie en bas de la conduite. Il y a également montage d'une vanne à bille sur cette sortie avec obligatoirement un tuyau qui rejoindra un terrain naturel incliné à 2%.

❖ Chambre de ventouse

Elle est aussi appelée purge d'air. Elle est construite aux différents points hauts de la canalisation pour l'évacuation de l'air occlus.

L'air, incompressible, est le pire ennemi de l'installation. Les bouchons d'air se compriment et décompriment créant ainsi des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent les plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre les déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par des ventouses.

Un Té est placé sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie vers le haut de la conduite.

❖ Chambre de vanne et de sectionnement (CVN)

Elle est aussi appelée chambre de répartition qui est un ouvrage permettant de repartir le débit dans les différents branchements du réseau. Un Té et des vannes glissières sont installés au réseau afin de régler le débit dans les différents branchements.

Le plan type standard de toutes les chambres est représenté sur la figure ci-dessous.

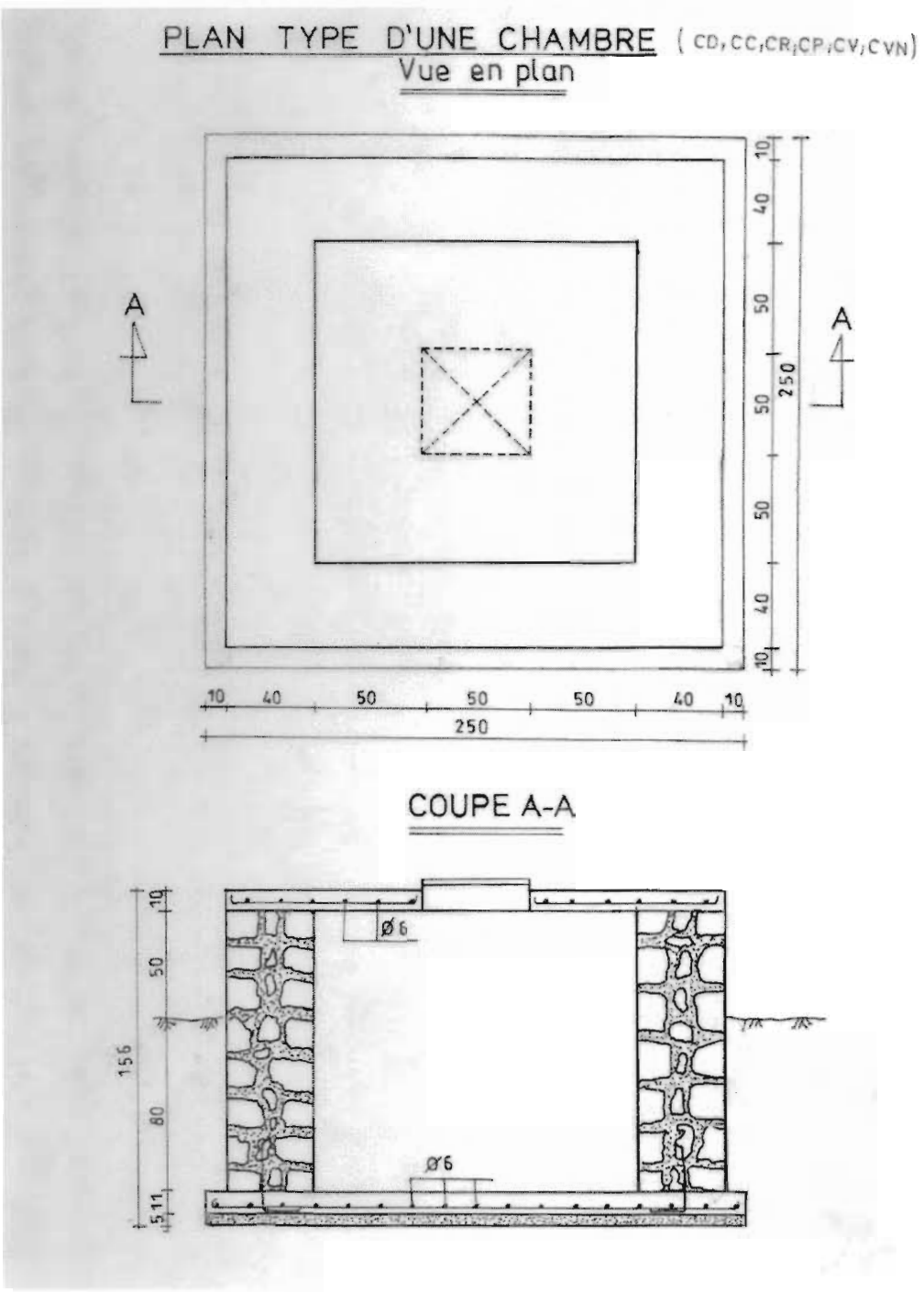


Figure 10 : Plan type d'une chambre

V.1.3.Les calculs hydrauliques et détermination des conduites.

- **Les conduites**

Dans le moment du débit de pointe, ces conduites devront transporter une grande quantité d'eau.
En fonction de la population du village de RAMBA et de l'école primaire de KIBEZI que seront alimentées en eau potable, notre projet utilisera un réseau ramifié comme réseau de distribution. Les diamètres des différentes conduites sont calculés à partir des débits de l'eau qui circule dans les différents tronçons.

Catégorie des conduites

Les conduites couramment utilisées sont essentiellement :

- Les conduites en fontes ;
- Les conduites en acier ;
- Les conduites en béton armé et en béton précontraint ;
- Les conduites en amiante ciment ;
- Les conduites en matière plastique (PVC).

Dans toutes ces catégories de conduites, nous avons préféré utiliser des conduites en matière plastique puisque ce sont-elles qui sont souples, légères, facile à poser et ayant une faible rugosité. Chaque conduite à une longueur de 6m avec un emboitement à l'une des extrémités pour faciliter le collage aux autres. Ces conduites résistent mal à la pression nominale(PN).En fonction de leur résistance à la pression nominale, on les classe en 3 catégories à savoir :

- PVC PN6 : qui résistent à la pression nominale jusqu'à 6 bars.
- PVC PN10 : qui résistent à la pression nominale jusqu'à 10 bars ;

- PVC PN16 : qui résistent à la pression nominale jusqu'à 16 bars.

Leurs diamètres varient de 16mm à 300mm.

Au BURUNDI, les conduites couramment utilisées ont un diamètre variant de 20 à160mm :20 ; 25 ; 32 ; 40 ; 50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 160(en mm).

Les conduites en acier ont une grande résistance à de haute pression.

Les conduites en béton armé ont une grande durée d'utilisation et peuvent même dépasser 100 ans, elles pèsent lourdement, par conséquent elles sont plus résistantes à la rupture et aux fuites, on ne les coupe pas pour ajuster la longueur et sont difficiles pendant les raccords.

Calculs hydrauliques des conduites

Quatre points sont nécessaires pour dimensionner les conduites :

a) La vitesse

Dans notre projet, la valeur acceptable de la vitesse de l'eau dans les conduites est comprise entre 0.3m/s et 0.6m/s, une valeur qui est fonction du diamètre de la conduite et du débit(Q) de l'eau dans la conduite.

$$Q=V.S$$

Avec : Q : débit en m^3/s

S : section de la conduite en m^2

V : vitesse de l'eau en m/s

$S = \frac{\pi * D^2}{4}$ *pour une section circulaire*

Diamètre $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$

Dans ce cas, $V = \frac{4Q}{\pi * D^2}$

Une vitesse supérieure à 0.6m/s est susceptible d'accroitre l'importance du coup de bélier, qui croit avec la vitesse de l'eau dans les conduites.

b) Le débit

Le débit de chaque tronçon est déterminé en fonction du débit d'amont et du débit d'alimentation qui s'y est retranché. Il est exprimé en m^3/s.

c) Le diamètre

Le diamètre intérieur est connu donc déterminé en fonction du débit en tenant compte que la vitesse d'écoulement soit maintenue entre 0.3 et 0.6m/s.

d) Les pertes de charge

Les pertes de charge sont des pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On trouve :

- Les pertes de charges linéaires qui correspondent aux frictions de l'eau contre les parois de la conduite ;
- Les pertes de charge singulières qui correspondent à la présence d'un obstacle particulier. Ce sont celles qui sont occasionnées par les singularités :

  Coudes, vannes, clapet, branchements etc

Ces pertes de charges sont fonction du débit Q, de la vitesse V, du diamètre D, de la rugosité de la conduite ainsi que sa viscosité cinématique $\boldsymbol{\upsilon}$ ($\boldsymbol{\upsilon} = \frac{10^{-6}\, m^2}{s}$ à $25°C$).

e) Les pertes de charges linéaires

Les pertes de charges linéaires sont calculées en utilisant certaines tables qui facilitent le travail .Ces dernières peuvent être également calculées à partir des relations suivantes :

Selon PAVLOVSKY

$$j = 0{,}00105\ Q^{1,774}\ D_I^{-4,774}$$

Avec j : perte de charge linéaires unitaire

Q : Débit en m^3/S

. D : Diamètre de la conduite

Selon DARCY-WEISBACK :

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

Où λ : Coefficient de frottement qui est fonction de (Re, ε/D)

$$Re = \frac{V*D}{\upsilon}$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds ;

ε : Rugosité absolue (aspérité)

D : Diamètre de la conduite.

V : vitesse d'écoulement d'eau

g : Accélération de la pesanteur.

υ : Viscosité cinématique de l'eau à 15°C = $10^{-6} m^2/s$.

Selon la nature, le diamètre de la conduite, le nombre de Reynolds, les types de tuyaux et selon les auteurs, le coefficient de perte de charge peut être déterminé par des expressions différentes.

Le calcul de λ se fait comme suit :

1. D'après COLEBROOK et WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left[\frac{K}{3{,}7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right]$$

Cette formule peut être utilisée pour tous les types de tuyaux.

2. Pour PRANDTHD NIKURADZE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.74 + 2\log\frac{D}{2K}$$

Celle-ci est utilisée les tuyaux en fonte, en aciers et en béton armé.

3. Pour HEINRICH BLASIUS :

$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{1/4}}$: Cette formule est utilisée pour les tuyaux lisses

4. Selon PRANDTL – KARMAN :

$1/\lambda = -2\log\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}$: (Pour des conduites lisses).

5. Selon JOHNANN NIKURADSE :

$\sqrt{1/\lambda} = -2\log\frac{K}{3,7D}$ (Pour des conduites rugueuses).

Le coefficient de rugosité K varie selon la nature de la conduite :

Nature de la conduite	**K**
Tube PVC neuf	0.001
Tube PVC usé	0.003
Tube en acier rouillé	0.05
Tube en béton lisse	0.6
Tube en béton brut	1.5

Pour les pertes de charges singulières : $\Delta H = \frac{K*V^2}{2g}$

Où :

K : coefficient de perte de charge singulière.

Dans nos calculs, la procédure utilisée est la suivante :

Pour un tronçon de longueur L (km), les pertes de charges totales sont données par : J = j*L

Avec j : perte de charge linéaire unitaire en m/m,

J : perte de charge linéaire totale en m ;

L : longueur en m.

On détermine ainsi la pression au sol.

Entre deux sections 1 et 2 de même débit, le théorème de Bernoulli appliqué entre ces deux sections nous permet d'écrire :

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

Où

$J_{1\text{-}2}$: perte de charge totale engendrée dans le tronçon 1-2 ;

zi : l'énergie potentielle,

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

$\frac{V^2}{2g}$: L'énergie cinétique. (V en m/s et g en m/s^2)

En tenant compte que $\frac{V^2}{2g}$ est négligeable et que la pression initiale est nulle (car nous ne tenons pas compte de la pression atmosphérique), on a :

Pression au sol = cote piézométrique – cote au sol.

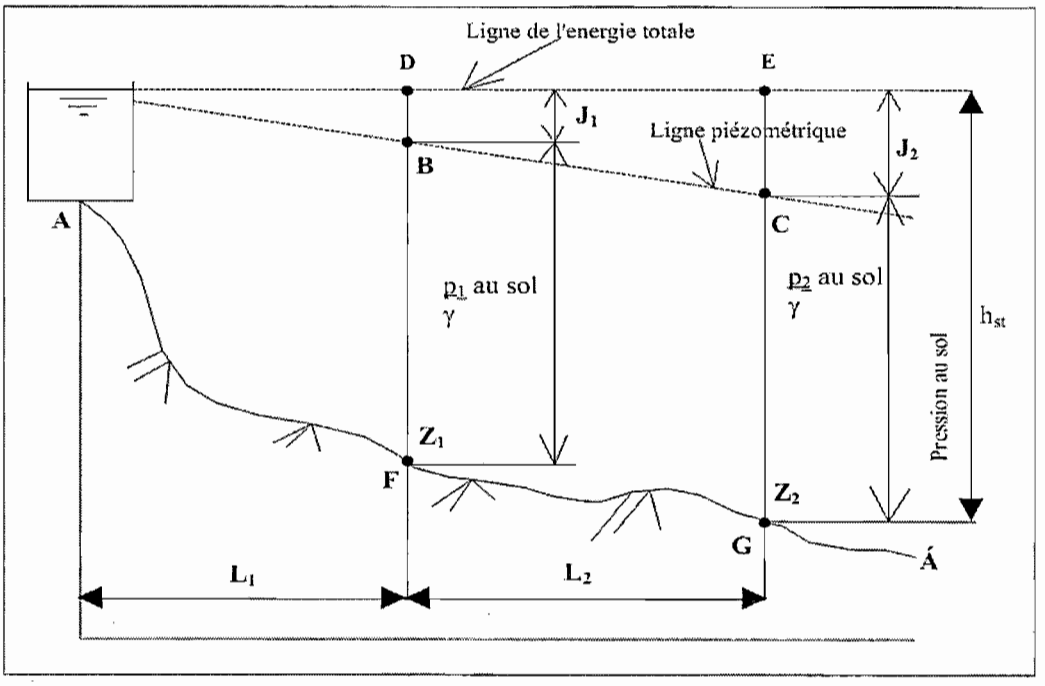


Figure 11 : Illustration du profil piézométrique

Ligne AÁ : Ligne du sol (pose des conduites)

- **Etude du tracé.**

Le tracé des conduites va tenir compte d'accessibilité, de la topographie du terrain (pour éviter les points hauts et bas), des aspects économiques (pour limiter les longueurs à poser), de l'occupation du sol à traverser et de leur qualité (sol cultivé, boisement ou zones rocheuses).

L'importance de ce tracé est de pouvoir acheminer un débit et une pression répondant aux demandes de la population à desservir dans tout les cas possible.

Les précautions prises en considération sont :

- Le tracé doit être direct de la source au réservoir,
- Suivre si possible les accotements des voies publiques pour éviter l'empiétement sur les propriétés privées,
- Les conduites sont enterrées pour pouvoir les protéger,
- Prévoir des profondeurs et des sur profondeurs afin de limiter les points hauts,
- Vérifier que la hauteur piézométrique se maintient au-dessus du sol afin de s'assurer que la conduite reste constamment pleine,
- Les tracés à profil horizontal seront évités en les substituant avec un profil avec des montées lentes,
- Prévoir des chambres de ventouses sur des points hauts et des chambres de purge sur les points bas du réseau.

Calculs hydrauliques proprement dits.

TRONCON	L.P(m)	Débit (m^3/s)	CONDUITES				V	j	J	ALTITUDE(m)		H piézo(m)		Pression(m)	
			Type	DE(mm)	PN	DI(m)	(m/s)	(m/m)	(m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD1-CC1	250	0.000512	PVC	50	PN10	0.0452	0.3192	0.0040	1.0040	1700.000	1680.000	1700.000	1698.996	0.000	18.996
CC1-CR1	645	0.000952	PVC	63	PN10	0.0570	0.3733	0.0040	2.5722	1680.000	1647.500	1680.000	1677.428	0.000	29.928
CR1-CP1	780	0.000952	PVC	63	PN10	0.0570	0.3733	0.0040	3.1106	1647.500	1620.000	1677.428	1674.317	29.928	54.317
CP1-CV1	750	0.000952	PVC	63	PN10	0.0570	0.3733	0.0040	2.9909	1620.000	1640.000	1674.317	1671.326	54.317	31.326
CV1-CVN1	780	0.000952	PVC	63	PN10	0.0570	0.3733	0.0040	3.1106	1640.000	1630.000	1671.326	1668.216	31.326	38.216
CVN1-CR2	925	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	11.9339	1630.000	1588.750	1668.216	1656.282	38.216	67.532
CR2-CP2	995	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	12.8370	1588.750	1563.000	1656.282	1643.445	67.532	80.445
CP2-CV2	550	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	7.0959	1563.000	1580.000	1643.445	1636.349	80.445	56.349
CV2-CP3	650	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	8.3860	1580.000	1573.000	1636.349	1627.963	56.349	54.963
CP3-CR3	550	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	7.0959	1573.000	1583.750	1627.963	1620.867	54.963	37.117
CR3-R3	550	0.000252	PVC	32	PN16	0.0272	0.4339	0.0129	7.0959	1583.750	1600.000	1620.867	1613.771	37.117	13.771
CD2-CC1	240	0.000440	PVC	50	PN10	0.0452	0.2744	0.0031	0.7366	1700.000	1680.000	1700.000	1699.263	0.000	19.263
RAMIFICATION															
CVN1-R1	60	0.000700	PVC	50	PN10	0.0452	0.4365	0.0070	0.4197	1630.000	1625.000	1668.216	1667.796	38.216	42.796
R1-R2	90	0.000350	PVC	40	PN10	0.0362	0.3402	0.0059	0.5313	1625.000	1620.000	1667.796	1667.265	42.796	47.265

Tableau 13: Calcul hydraulique

V.2. Dimensionnement des ouvrages.

Introduction.

C'est dans l'objectif d'effectuer des calculs pour bien dimensionner les ouvrages hydrauliques et les ouvrages d'adduction afin d'assurer une alimentation efficace en eau potable ; du point de captage jusqu'à tous les points de distribution.

V.2.1. Les réservoirs.

L'ouvrage qui permet le stockage de l'eau est un «réservoir».Il permet également de relier les organes d'adduction et la distribution.

✓ Définition et rôle d'un réservoir

Un réservoir est un ouvrage qui permet d'emmagasiner l'eau destinée à être utilisée en cas de besoin.
Le stockage de l'eau dans un réservoir permet d'en économiser, en éviter le gaspillage pendant la nuit. Pendant les heures de pointe, il permet de fournir une quantité d'eau suffisante et pendant les heures creuses, il permet de fournir un débit excédentaire d'adduction.
Le stockage de l'eau dans un réservoir permet également d'accumuler une quantité d'eau pouvant servir dans certains cas spéciaux comme l'incendie, la rupture d'une conduite, arrêt d'un pompage (s'il s'agit d'un système de pompage) suite à une panne de la pompe ou coupure d'électricité,.....

✓ Types de réservoirs

On distingue les différents types de réservoir suivants :
-la nature des matériaux de construction,

- la position du réservoir par rapport au sol
- la forme de la base

Suivant la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs en béton armé
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs métalliques.

Suivant la position du réservoir par rapport au sol, on distingue :

- Les réservoirs enterrés
- Les réservoirs semi- enterrés
- Les réservoirs surélevés.

Selon la forme de la base, on distingue :

- Les réservoirs cylindriques
- Les réservoirs parallélépipédiques
- Les réservoirs quelconques

✓ Principaux éléments constructifs d'un réservoir

Un réservoir est constitué principalement par :

1. Le radier
2. Les parois
3. Une dallette pour couvercle

✓ Principe de construction des réservoirs et leur entretien

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables afin d'assurer leur sécurité. Ce sont des ouvrages qu'il faut protéger contre les eaux souterraines d'infiltration, les eaux de pluie, les poussières,.....et doivent rester à l'abri de la lumière, de la chaleur et doivent être visitables et en milieu accessible.

La dallette de couverture et le radier sont construits en béton-armé tandis que les parois sont construites en maçonnerie de moellon.

La dallette de couverture comporte un regard qui est une ouverture de 50cm x 50cm permettant ainsi aération et accès à l'intérieur du réservoir.

L'intérieur du réservoir est revêtu d'un enduit étanche du mortier de ciment et la partie de l'extérieur en contact avec le sol est recouverte d'un enduit bitumineux.

Quant à l'entretien des réservoirs, il faut chaque fois veiller s'il n'ya pas formation des fissures .Ceci peut entrainer la corrosion des armatures suite à l'atmosphère humide qui y règne.

Le nettoyage de la cuve doit se faire avec grand soin. Cette opération est très importante et comprend les phases suivantes :

- Isoler et vider la cuve ;
- Eliminer les dépôts venus des matières en suspension sur les parois ;
- Examiner celles-ci et leur mettre en forme éventuelle ;
- Désinfecter à l'aide des produits chlorés ;
- Remettre le réservoir en service.

A) Capacité des réservoirs

- Généralités

La capacité d'un réservoir se détermine en tenant compte de la variation du débit à l'entrée et à la sortie. On peut aussi tenir compte des réserves nécessaires si on veut avoir une alimentation continue.

Pendant la période où on a une faible consommation, l'eau doit être emmagasinée pour être utilisée dans les heures de pointe. La capacité du réservoir va dépendre de la consommation des habitants et être répartie sur 24h.

- **Capacités théoriques.**

Le calcul de la capacité théorique du réservoir est basé sur la répartition des différents débits distribués pouvant être différente d'une zone à alimenter à une autre.
Nous allons nous baser sur le débit horaire moyen (Q_h) qui est la quantité d'eau consommée répartie sur une journée, c'est-à-dire sur 24heures.

$$Q_h = \frac{C_j}{24}$$

Avec Q_h : Débit horaire moyen en m^3/h.
C_j : Consommation journalière en m^3.

On peut aussi calculer la capacité théorique du réservoir soit par la méthode graphique soit par la méthode numérique.

a) Méthode graphique.

A partir des données suivantes :

- consommation horaire $Q_h = f(t)$.
- afflux dans le réservoir.

Déterminer la courbe des consommations désignée par Q_h et la courbe cumulée des afflux qui est désignée par Q_a. La capacité théorique est ainsi la somme des deux distances maximales entre les courbes de consommation cumulées et celles des afflux cumulées se trouvant chacune à un côté de la courbe.

b) Méthode numérique.

Soient Q_e ; la quantité d'eau entrant dans le réservoir et Q_s; la quantité d'eau sortant dans le réservoir. Le volume d'eau entrant dans le réservoir (Ve) et le

volume d'eau sortant dans le réservoir (Vs) sont donnés par les formules suivantes :

$$Ve = Qe * T = \int_0^t Qe\,(t)\,dt$$

$$Vs = Qs*T = \int_0^t Qs(t)dt$$

Avec Ve : volume entrant dans le réservoir au temps T

Vs : volume sortant dans le réservoir au temps T

Ve, Vs en m^3/h

Lorsque *Ve-Vs >0* ; on est dans les heures creuses où la consommation est minimale, c'est le ***supplément.***

Lorsque *Ve-Vs <0* ; on est dans les heures de pointe où la consommation est maximale, cette quantité s'appelle ***déficit.***

On définit ainsi la capacité théorique du réservoir comme étant égale à la somme des valeurs absolues du grand déficit et du grand supplément c'est-à-dire la somme de ces deux valeurs au moment où elles touchent leur maximum journalier en valeur absolue.

Capacité théorique : le plus grand supplément + le plus grand déficit

(Tous en valeur absolue)

De la capacité théorique, on définit ainsi la capacité pratique du réservoir.

La capacité pratique du réservoir sera égale au produit de la capacité théorique et du coefficient de pointe. Ce coefficient est pris égal à 1.5.

Capacité pratique=Capacité théorique * 1.5

Suivant le milieu où on veut construire le réservoir, on applique les coefficients horaires aux consommations pour tenir compte des variations horaires.

En milieu rural, on a :

Tableau 14: Coefficients horaires en milieux ruraux.

Temps en heure	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
coefficient	0	0,45	2,0	1,55	2.0	1,60	0,15	0

En milieu urbain, on a :

Tableau 15: Coefficients horaires en milieux urbains.

Temps en heure	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
coefficient	0,2	0,3	2,0	1,2	2,10	1,80	1,0	0,5

Les tableaux ci-dessous relatifs au calcul de la capacité théorique et pratique des réservoirs de notre projet sont établis suivant les formules ci-après :

$$Q_{sp} = Q_e.Ch$$

$$V_{Sp} = Q_{Sp}.T$$

$$V_{SC} = \sum V_{Sp}$$

$$V_{ep} = QE.T$$

$$V_{ec} = \sum V_{ep}$$

Avec :

Q_e : Débit entrant dans le réservoir en m^3/h

Q_{sp} : Débit sortant partiel en m^3/h

V_{ep} : Volume entrant partiel en m^3

V_{ec} : Volume entrant cumulé en m^3

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

V_{SC} : Volume sortant cumulé en m^3

T : Temps en heures

Ch : Coefficient horaire

Les tableaux suivants montrent le calcul de la capacité pratique et théorique des réservoirs de notre projet.

Réservoir R1 et R2

Temps (h)	Ch	QE (m^3/h)	Qsp (m^3/h)	Vsp(m^3)	Vsc (m^3)	VEp (m^3)	VEc (m^3)	VEc-VSc (m^3)
2	0.00	0.35	0.0000	0.0000	0	0.7000	0.6000	0.6000
4	0.45	0.35	0.1575	0.6300	0.6300	1.4000	2.0000	**1.3700**
1	2.00	0.35	0.7000	0.7000	1.3300	0.3500	2.3500	1.0200
5	1.55	0.35	0.5425	2.7125	4.0425	1.7500	4.1000	0.0575
2	2.00	0.35	0.7000	1.4000	5.4425	0.7000	4.8000	-0.6425
5	1.60	0.35	0.5600	2.8000	8.2425	1.7500	6.5500	**-1.6925**
3	0.15	0.35	0.0525	0.1575	8.4000	1.0500	7.6000	-0.8000
2	0.00	0.35	0.0000	0.0000	8.4000	0.7000	8.3000	-0.1000

Tableau 16: Calcul de la capacité pratique des réservoirs R1 et R2

La capacité théorique =|Grand supplément| + |Grand déficit|

La capacité théorique = |1.370m³|+|-1.6925m³|=**3.0625m³**

La capacité pratique= La capacité théorique x 1.5

La capacité pratique= 3.0625m³ x1.5 =**4.59375 m³**

La capacité normalisée est de **5m³**

Réservoir R3

Temps(h)	Ch	QE (m^3/h)	Qsp (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	VEp (m^3)	VEc (m^3)	VEc-VSc (m^3)
2	0.00	0.252	0.0000	0.0000	0.0000	0.5040	0.7040	0.7040
4	0.45	0.252	0.1134	0.4536	0.4536	1.0080	1.7120	**1.2584**
1	2.00	0.252	0.5040	0.5040	0.9576	0.2520	1.9640	1.0064
5	1.55	0.252	0.3906	1.9530	2.9106	1.2600	3.2240	0.3134
2	2.00	0.252	0.5040	1.0080	3.9186	0.5040	3.7280	-0.1906
5	1.60	0.252	0.4032	2.0160	5.9346	1.2600	4.9880	**-0.9466**
3	0.15	0.252	0.0378	0.1134	6.0480	0.7560	5.7440	-0.3040
2	0.00	0.252	0.0000	0.0000	6.0480	0.5040	6.2480	0.2000

Tableau 17: Calcul de la capacité pratique du réservoir R3

La capacité théorique =|Grand supplément| + |Grand déficit|

La capacité théorique = |1.2584m^3|+|-0.9466|=**2.205m^3**

La capacité pratique= La capacité théorique x 1.5

La capacité pratique= 2.205m^3 x 1.5 =**3.3075 m^3**

La capacité normalisée est de **4m^3**

B) Dimensionnement des réservoirs suivant notre projet.

Avant même de déterminer les dimensions du réservoir, il faut d'abord faire le choix de la forme à exécuter. Il existe de différentes formes comme la forme parallélépipédique et la forme cylindrique.
Chaque forme est choisie suivant les paramètres qu'exige le concepteur.
Pour notre projet, nous avons choisis la forme cylindrique pour les raisons suivantes :

- le coût du réservoir cylindrique est moins grand par rapport à celui parallélépipédique
- Il résiste mieux aux efforts normaux de traction déterminés par cette relation :

$F_n=P_n.R_r$ avec : F_n : Force normale
P_n : Pression normale uniforme
R_r : Rayon du réservoir

Pour déterminer les dimensions du réservoir, il faut tenir compte de :

- la hauteur utile de l'eau
- de la hauteur au dessus du radier.

Calcul des dimensions du réservoir

I. Réservoir de 5m³

Le calcul de la capacité du réservoir nous donne le volume qui nous est beaucoup utile pour le calcul des autres dimensions.

Ces dimensions sont données par les formules de FONLLADOSA suivantes :

❖ Le diamètre

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

Avec D : diamètre intérieur du réservoir (m).
V : volume du réservoir (m³).

$$D= \sqrt[3]{5} =2.40$$

❖ La hauteur

La hauteur utile du réservoir est donnée par la formule suivante :

$$Hu = 0{,}46 * D$$

Avec Hu : hauteur utile d'eau en m.
D : diamètre intérieur.

$$Hu= 0.46*2.40m=1.1052m$$

Avec la hauteur utile de l'eau, on ajoute une autre hauteur appelée hauteur libre qui est une hauteur qui sera occupée par l'air entre le niveau de l'eau et le couvercle. Elle est comprise entre 20cm et 50 cm.
On calcule ainsi la hauteur totale du réservoir par la formule suivante:

$$H = Hu + Hl$$

Avec H : hauteur totale du réservoir en m
Hu : hauteur utile en m
Hl : hauteur libre en m.

Pour notre projet, prenons une hauteur libre égale à 50m et calculons la hauteur totale.

$$H=1.1052m+0.50m=1.6052m \approx 1.70m$$

Réservoir / Dimensions	$5m^3$
Hauteur des parois (m)	1.70
Hauteur maxi. de l'eau (m)	1.1052
Ø intérieur (m)	2.40
Ø extérieur (m)	3.20
Ø de la fondation (m)	3.40
Ø du couvercle (m)	3.40
Epaisseur des parois (m)	0.40
Epaisseur de la fondation (m)	0.20

Tableau 18: Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs de $5m^3$.

Dimensionnement

Le dimensionnement de notre réservoir porte sur la dalle de couvercle ainsi que le radier qui est un élément support du réservoir.

a)Dalle de couvercle.

Une dalle de couvercle est un élément plat de faible épaisseur par rapport aux autres dimensions. Selon la norme DIN 1045, un élément dont la largeur dépasse 5 fois l'épaisseur peut être considéré comme une dalle.
Une dalle protège l'eau contre les intempéries et d'autres matières nuisibles à l'eau potable.

Cherchons d'abord le côté de notre dalle :

- Diamètre intérieur : 2.40m.
- Epaisseur des parois : 0.40m.
- Débordement : 0.10m.

Pour le dimensionnement, on assimile une dalle circulaire à une dalle carrée de côté égale au diamètre de la dalle, c'est-à-dire Lx=Ly=D.

Lx=Ly= 2.40m+(0.40x2)+(0.10x2)=3.40m

- **Calcul de la hauteur utile**

Selon la norme DIN 1045, la hauteur utile est donnée par la relation suivante :

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

Avec h : hauteur utile
l : largeur de la dalle

α est fonction des conditions d'appui. Pour notre cas, α =1.

$h \geq \frac{1*3.40}{35} = 0.097m \approx 10cm$

- **Calcul de l'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur d de la dalle est donnée par la relation suivante :

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

Avec d : épaisseur de la dalle
h : hauteur utile
e : enrobage
$\emptyset_s$: Diamètre des aciers

Prenons $\emptyset_s$ =10mm ; e=10mm et calculons d.

$$d = 10cm + 1cm + \frac{1}{2}cm = 11.5cm \text{ soit } d = 12cm.$$

❖ **Calcul des charges**

Les charges à considérer sont de deux sortes :

- Charges permanentes par unité de surface qui sont dues au poids propre de la dalle
- Charges d'exploitation par unité de surface qui sont en principe des surcharges.

Calcul des charges permanentes.

$$g = \gamma_b \, x \, d$$

Avec g : charge permanente
γ_b : masse volumique du béton égale à 25KN/m³
d : épaisseur de la dalle.

$g = 1KN/m^2 \, x \, 25 \, x 0.12 = 3.00 \, KN/m^2$

Calcul des charges d'exploitation.

Pour cette charge, nous admettons que deux personnes peuvent assurer l'entretien au dessus du réservoir. La charge attribuée à personne étant de 1KN/m², la charge totale d'exploitation devient :

$$p = 1KN/m^3 \times 2 = 2KN/m^2.$$

Calcul de la charge totale

La charge totale q est égale à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

$$q = g+p$$

$$q=1KN/m^2x(3.00+2.00) = 5.00KN/m^2.$$

❖ **Calcul des solicitations**

Les sollicitations produites par les charges permanentes et les charges d'exploitation peuvent se présenter de manières différentes :

l_y : La grande portée de l'élément ;

l_x : La petite portée de l'élément.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{3.40} = 1$$

Donc $f_x^0 = 20,0$ et $f_y^0 = 20,0$

Avec f_x^0 et f_y^0 les coefficients pour le calcul des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode proposée par PIERRE et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément reparties.

Notre dalle est donc sans armature de torsion.

❖ Calcul des moments entravés.

Les moments entravés sont donnés par les relations suivantes :

$$Mt_x = q\frac{l_x^2}{f_x^0} \quad \text{et} \quad Mt_y = q\frac{l_y^2}{f_y^0}$$

Avec Mt_x : moment entravé dans le sens des x
Mt_y : moment entravé dans le sens des y

$Mt_x = 1KNm * \frac{5*(3.40)^2}{20} = 2.89KNm.$

$Mt_y = 1KNm * \frac{5*(3.40)^2}{20} = 2.89\ KNm.$

❖ Détermination de la section des armatures

Ici, il est question de calculer les moments fléchissant réduits par les relations suivantes :

$$ms_x = \frac{Mt_x}{bh_x^2 f_{cu}} \quad \text{et} \quad ms_y = \frac{Mt_y}{f_{cu} bh_y^2}$$

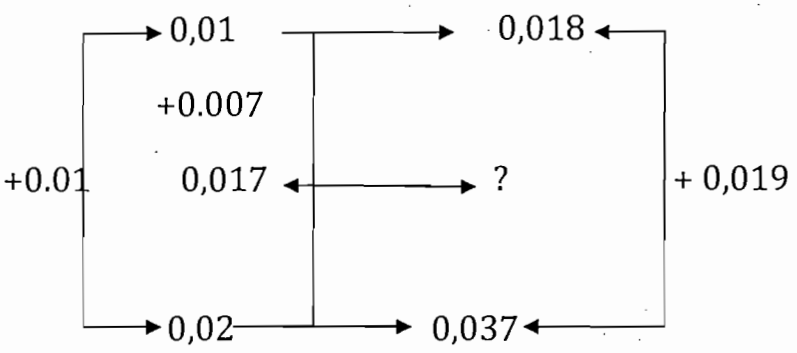
$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h_x}{f_e/f_{cu}} \quad \text{et} \quad as_y = \frac{\omega_2 * b * h_y}{f_e/f_{cu}}$$

Avec ms : moment fléchissant réduit
Mt_x : moments entravés dans le sens des x.
Mt_y : moments entravés dans le sens des y.
B : largeur de la dalle prise égale à une unité.
h : hauteur utile.
f_{cu} : résistance de calcul du béton. Pour B25, f_{cu}=17500KN/m².
f_e/f_{cu} : limite d'élasticité.

Nous allons utiliser les aciers Bst 420/500 et le béton de classe B25.

$$ms_x=\frac{2.89}{1*(0.1)^2*17500}=0.017$$

Calcul de ω_2



$$\omega_2=0.018+\frac{0.019*0.007}{0.01}=0.0313$$

$$as_x=\frac{\omega_2*b*h_x}{f_e/f_{cu}} \quad ; \quad as_x=\frac{0.0313*1*0.1}{24}=0.00013042\ m^2/m \approx 1.30\ cm^2/m$$

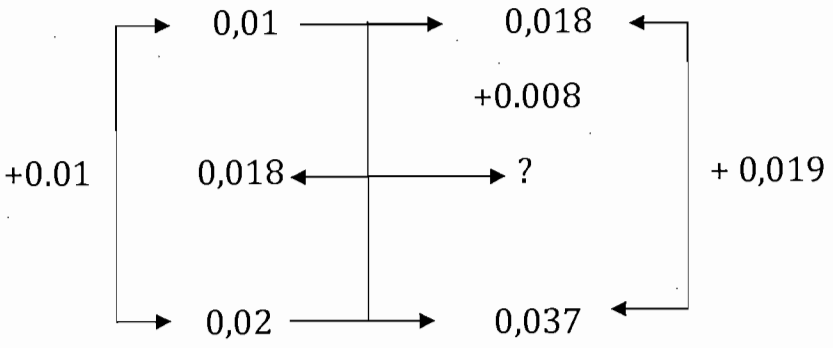
Choix des armatures : $5Ø_6$; St max = 20cm ; As eff = $1.41cm^2/m$.

$$h_y=h_x-\frac{Ø_S}{2}$$

$$h_y=0.10-\frac{0.01}{2}=0.095$$

$$ms_y=\frac{2.89}{1*(0.095)^2*17500}=0.01829 \approx 0.018$$

Calcul de ω_2



$$\omega_2 = 0{,}018 + \frac{0{,}019*0{,}008}{0{,}01} = 0.0332$$

$$as_y = \frac{0.0332*0.105*1}{24} = 0.00014525\ m^2/m \approx 1.45\ cm^2/m$$

Choix des armatures : 5Ø6 ; St max=20cm.

b) Dimensionnement du radier.

Pour le dimensionnement du radier, on va tenir compte de la plus grande pression parmi les pressions exercées par les parois et celles exercées par l'eau sur le radier.

La méthode de dimensionnement est la même que celle utilisée pour le dimensionnement de la dalle.

- **Calcul des charges**

L'épaisseur (d) du radier est comprise entre 20cm et 40cm.

Pour notre projet, prenons une épaisseur d égale à 20cm.

h =20cm-0.05cm=15cm=0.15m

❖ **Charge permanente (g) :**

Cette charge est fonction du poids volumique du béton (γ_b), de l'épaisseur (d) du radier et de la charge de l'enduit et d'étanchéité. L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.20m 0.40m ; pour notre projet, nous prenons 0.20m comme épaisseur d de la dalle.

La charge d'enduit et d'étanchéité est prise comme égale à 0.7KN/m².

$$G=\gamma_b.d+0.7$$

$$=25KN/m^3x0.2m+0.7KN/m^2$$

$$=5.7KN/m^2$$

❖ **Charge d'exploitation.**

La charge d'exploitation est donnée par les valeurs du poids de l'eau dans le réservoir, la charge de la dalle transmise par les parois et celle des parois aussi ; ainsi que la charge due au poids de l'étanchéité.

- Poids de la dalle de couverture = q_{dalle} x surface $_{dalle.}$

  $=5.00KN/m^2x(3.40m)^2$

  $=57.8KN$

  Poids du mur =Longueur x hauteur x épaisseur x poids volumique du mur.

  $=22.6KN/m^3 x [(3.20 * 1.70 * 0.40 * 2) + (2.80 * 1.70 * 0.40 * 2)]$

  $=184.416KN$

- Poids d'enduit et d'étanchéité=$0.7KN/m^2$ x 2.40 x 1.70 x 4 m^2

  $=11.424KN$

  Poids total des parois =Poids du mur + Poids d'enduit et d'étanchéité

  $=184.416KN +11.424KN$

  $=195.84KN$

  Surface du pied des parois =$1m^2$ x [(3.20 x 0.40 x2) + (2.40 x 0.4 x2)]

  $=4.48m^2$

Pression totale exercée par :

$$\text{parois} = \frac{(\text{Poids de la dalle de couverture} + \text{Poids total des parois})}{\text{Surface du pied des parois}}$$

$$\text{Pression totale exercée par les parois} = 1\text{KN/m}^2 * \frac{(195.84+57.8)}{4.48}$$

$$= 56.62\text{KN/m}^2.$$

Pression exercée par l'eau =Poids volumique d'eau x hauteur.

Pression exercée par l'eau $= Pe = \gamma_{eau} * h$

$$= 10\text{KN/m}^3 * 1.7\text{m}$$

$$= 17\text{KN/m}^2$$

Pe <<< Pression totale exercée par les parois; en dimensionnant, on tient compte de la Pression totale exercée par les parois.

La charge totale Q = G+P.

$$Q = (56.62+5.7)\text{KN/m}^2$$

$$= 62.32\text{KN/m}_2$$

. Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{3.6} = 1$$

Donc $f_x^0 = f_y^0 = 20.0$

$$mt_x = \frac{ql_x^2}{f_x^0}$$

$$mt_x = \frac{62.32*3.6^2}{20} = 40.38\text{KNm/m}$$

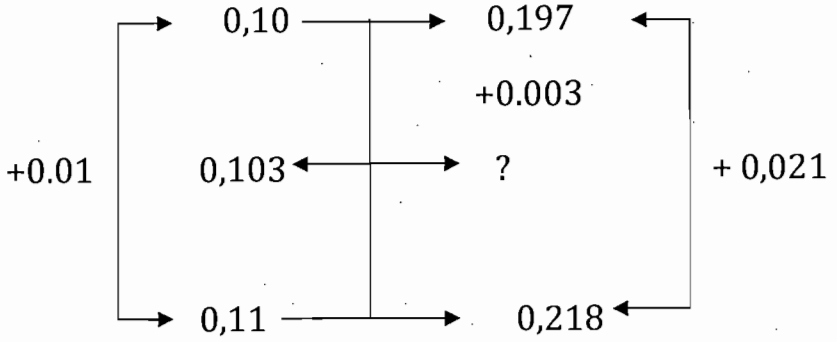
$$mt_y = \frac{ql_y^2}{f_y^0}$$

$$mt_y = \frac{62.32*3.6^2}{20} = 40.38\text{KNm/m}$$

$$ms_x = \frac{mt_x}{b*h_x^2*f_{cu}}$$

$$ms_x = \frac{40.38}{1*0.15^2*17500} = 0.103 < 0.193 : \text{Armatures simples.}$$

Calcul de ω_2 :



$$\omega_2 = 0.197 + \frac{0.021*0.003}{0.01} = 0.2033$$

$$as_x = \frac{\omega_2*b*h_x}{f_e/f_{cu}}$$

$$as_x = \frac{0.2033*1*0.15}{24} = 0.001271\ m^2/m = 12.71 cm^2/m$$

Choix des armatures : *$9Ø_{14}$; st_{max}=12cm ; As eff =12.83cm²/m.*

h_y=0.15m-0.005m =0.145 m

$$ms_y = \frac{Mt_y}{f_{cu} b h_y^2}$$

$$ms_y = \frac{40.38}{1*(0.145)^2*17500} = 0.1097 \approx 0.11 < 0.193 : \text{Armatures simples}$$

$\omega_2 = 0.218$

$$as_y = \frac{\omega_2*b*h_y}{f_e/f_{cu}}$$

$$as_y = \frac{0.218*0.145*1}{24} = 0.001317 m^2/m \approx 13.17 cm^2/m$$

Choix des armatures : *$9Ø_{14}$; st_{max} =11.5cm ; As éff = 13.39 cm²/m.*

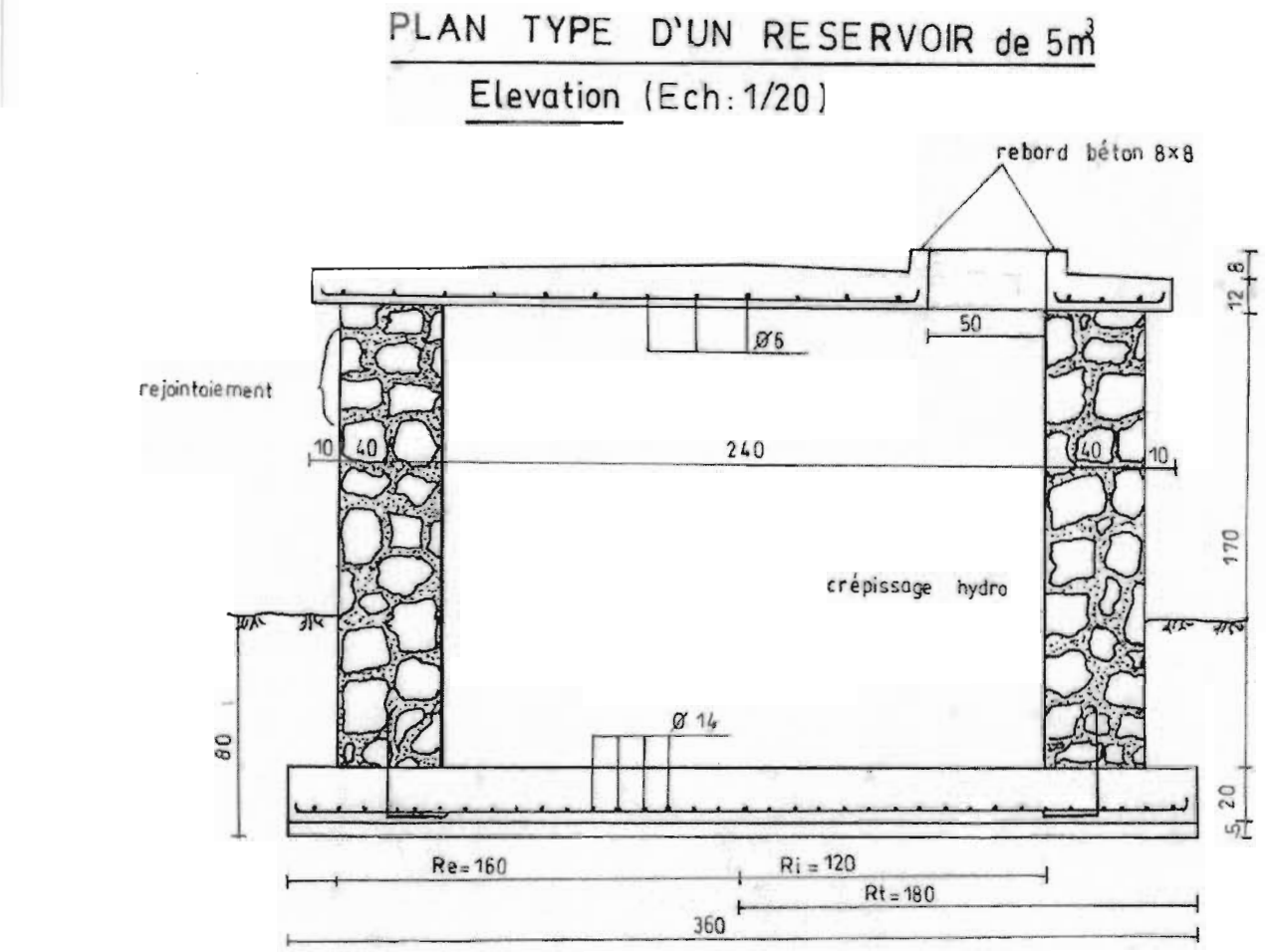


Figure 12 : Plan-type d'un réservoir de 5m³

II. Réservoir de 4m³

❖ Le diamètre

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

Avec D : diamètre intérieur du réservoir (m).

V : volume du réservoir (m^3).

$$D = \sqrt[3]{4} = 2.23m$$

❖ La hauteur

La hauteur utile du réservoir est donnée par la formule suivante :

$$Hu = 0{,}46 * D$$

Avec Hu : hauteur utile d'eau en m.

D : diamètre intérieur.

$$Hu = 0.46*2.23m = 1.03m$$

Avec la hauteur utile de l'eau, on ajoute une autre hauteur appelée hauteur libre, une hauteur qui sera occupée par l'air entre le niveau de l'eau et le couvercle. Elle est comprise entre 20cm et 50 cm.

On calcule ainsi la hauteur totale du réservoir par la formule suivante:

$$H = Hu + Hl$$

Avec H : hauteur totale du réservoir en m

Hu : hauteur utile en m

Hl : hauteur libre en m.

Pour notre projet, prenons une hauteur libre égale à 47m et calculons la hauteur totale.

$$H = 1.03m + 0.45m = 1.50m$$

Réservoir / Dimensions	5m³
Hauteur des parois (m)	1.50
Hauteur maxi. de l'eau (m)	1.03
Ø intérieur (m)	2.23
Ø extérieur (m)	3.03
Ø de la fondation (m)	3.23
Ø du couvercle (m)	3.23
Epaisseur des parois (m)	0.40
Epaisseur de la fondation (m)	0.20

Tableau 19: Tableau récapitulatif des dimensions du réservoir de 4m³.

Dimensionnement

Le dimensionnement de notre réservoir porte sur la dalle de couvercle ainsi que le radier qui est un élément support du réservoir.

a)Dalle de couvercle.

Cherchons d'abord le côté de notre dalle :

- Diamètre intérieur : 2.23m.
- Epaisseur des parois : 0.40m.
- Débordement : 0.10m.

Pour le dimensionnement, on assimile une dalle circulaire à une dalle carrée de côté égale au diamètre de la dalle, c'est-à-dire Lx=Ly=D.

Lx=Ly= 2.23m+(0.40x2)+(0.10x2)=3.23m

- **Calcul de la hauteur utile**

Selon la norme DIN 1045, la hauteur utile est donnée par la relation suivante :

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

Avec h : hauteur utile
l : largeur de la dalle

α est fonction des conditions d'appui. Pour notre cas, $\alpha = 1$.

$h \geq \frac{1*3.23}{35} = 0.092m \approx 9.2cm$

- **Calcul de l'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur d de la dalle est donnée par la relation suivante :

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

Avec d : épaisseur de la dalle
h : hauteur utile
e : enrobage
$\emptyset_s$: Diamètre des aciers

Prenons $\emptyset_s = 10mm$; $e = 10mm$ et calculons d.

$$d = 9.2cm + 1cm + \frac{1}{2}cm = 10.7cm \text{ soit } d = 11cm.$$

❖ **Calcul des charges**

Calcul des charges permanentes.

$$g = \gamma_b \, x \, d$$

Avec g : charge permanente
γ_b : masse volumique du béton égale à $25KN/m^3$

d : épaisseur de la dalle.

$g = 1KN/m^2 \times 25 \times 0.11 = 2.75\ KN/m^2$

Calcul des charges d'exploitation.

Pour cette charge, nous admettons que deux personnes peuvent assurer l'entretien au dessus du réservoir. La charge attribuée à personne étant de $1KN/m^2$, la charge totale d'exploitation devient :

$p = 1KN/m^3 \times 2 = 2KN/m^2$.

. Calcul de la charge totale

La charge totale q est égale à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

$$q = g+p$$

$q = 1KN/m^2 \times (2.75+2.00) = 4.75KN/m^2$.

❖ **Calcul des sollicitations**

Les sollicitations produites par les charges permanentes et les charges d'exploitation peuvent se présenter de manières différentes :

l_y : La grande portée de l'élément ;

l_x : La petite portée de l'élément.

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.23}{3.23} = 1$

Donc $f_x^0 = 20,0$ et $f_y^0 = 20,0$

Avec f_x^0 et f_y^0 les coefficients pour le calcul des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode proposée par PIERRE et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément reparties.

Notre dalle est donc sans armature de torsion.

❖ Calcul des moments entravés.

Les moments entravés sont donnés par les relations suivantes :

$$Mt_x = q\frac{l_x^2}{f_x^0} \quad \text{et} \quad Mt_y = q\frac{l_y^2}{f_y^0}$$

Avec Mt_x : moment entravé dans le sens des x
Mt_y : moment entravé dans le sens des y

$Mt_x = 1KNm * \frac{4.75*(3.23)^2}{20} = 2.478KNm.$

$Mt_y = 1KNm * \frac{5*(3.40)^2}{20} = 2.478\ KNm.$

❖ Détermination de la section des armatures

Ici, il est question de calculer les moments fléchissant réduits par les relations suivantes :

$$ms_x = \frac{Mt_x}{bh_x^2 f_{cu}} \quad \text{et} \quad ms_y = \frac{Mt_y}{f_{cu} bh_y^2}$$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h_x}{f_e/f_{cu}} \quad \text{et} \quad as_y = \frac{\omega_2 * b * h_y}{f_e/f_{cu}}$$

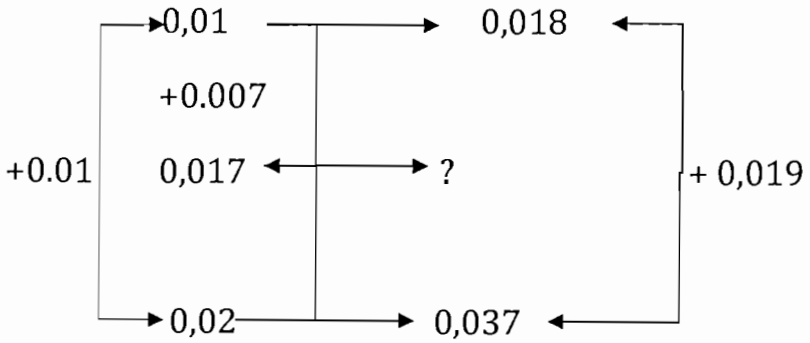
Avec ms : moment fléchissant réduit
Mt_x : moments entravés dans le sens des x.

Mt_y : moments entravés dans le sens des y.
B : largeur de la dalle prise égale à une unité.
h : hauteur utile.
f_{cu} : résistance de calcul du béton. Pour B25,f_{cu}=17500KN/m².
f_e/f_{cu} : limite d'élasticité.

Nous allons utiliser les aciers Bst 420/500 et le béton de classe B25.

$$ms_x=\frac{2.89}{1*(0.1)^2*17500}=0.017$$

Calcul de ω_2



$$\omega_2=0.018+\frac{0.019*0.007}{0.01}=0.0313$$

$$as_x=\frac{\omega_2*b*h_x}{f_e/f_{cu}} \quad ; \quad as_x=\frac{0.0313*1*0.092}{24}=0.00011998\ m^2/m \approx 1.20\ cm^2/m$$

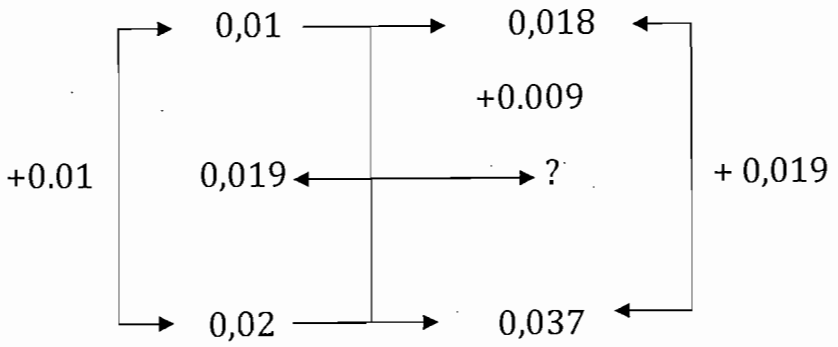
Choix des armatures : 5Ø6 ; St max = 20cm ; As eff = 1.41cm²/m.

$$h_y=h_x-\frac{\emptyset_S}{2}$$

$$h_y=0.092-\frac{0.01}{2}=0.087$$

$$ms_y=\frac{2.478}{1*(0.087)^2*17500}=0.019\approx 0.018$$

Calcul de ω_2



$$\omega_2 = 0{,}018 + \frac{0{,}019*0{,}009}{0{,}01} = 0.0351$$

$$as_y = \frac{0.03351*0.105*1}{24} = 0.00015356\ m^2/m \approx 1.54\ cm^2/m$$

Choix des armatures : 6Ø6 ; St max=18cm ;As éff = 1.57 cm^2/m

b) Dimensionnement du radier.

Pour le dimensionnement du radier, on va tenir compte de la plus grande pression parmi les pressions exercées par les parois et celles exercées par l'eau sur le radier.

La méthode de dimensionnement est la même que celle utilisée pour le dimensionnement de la dalle.

- **1. Calcul des charges**

L'épaisseur (d) du radier est comprise entre 20cm et 40cm.

Pour notre projet, prenons une épaisseur d égale à 20cm.

h =20cm-0.05cm=15cm=0.15m

❖ **Charge permanente (g) :**

Cette charge est fonction du poids volumique du béton (γ_b) de l'épaisseur (d) du radier et de la charge de l'enduit et d'étanchéité. L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.20m 0.40m ; pour notre projet, nous prenons 0.20m comme épaisseur d de la dalle.

La charge d'enduit et d'étanchéité est prise comme égale à 0.7KN/m².

$$G=\gamma_b\, d+0.7$$

$$=25KN/m^3x0.2m+0.7KN/m^2=5.7KN/m^2$$

❖ **Charge d'exploitation.**

La charge d'exploitation est donnée par les valeurs du poids de l'eau dans le réservoir, la charge de la dalle transmise par les parois et celle des parois aussi ; ainsi que la charge due au poids de l'étanchéité.

Poids de la dalle de couverture = q_{dalle} x surface $_{dalle}$.

$=4.75KN/m^2*(3.32m)^2$

$=49.56KN$

Poids du mur =Longueur x hauteur x épaisseur x poids volumique du mur.

$=22.6KN/m^3 * [(3.03 * 1.50 * 0.40 * 2) + (2.23 * 1.50*0.40 * 2)]$

$=142.65KN$

Poids d'enduit et d'étanchéité=$0.7KN/m^2 * 2.23 * 1.70 * 4\ m^2$

$=10.61KN$

Poids total des parois =Poids du mur + Poids d'enduit et d'étanchéité

$=142.65KN +10.61KN$

$=153.26KN$

Surface du pied des parois =$1m^2 * [(3.03 x 0.40 x2) + (2.23 x 0.4 x2)]$

$=4.208m^2$

Pression totale exercée par :

$$\text{parois}=\frac{\text{(Poids de la dalle de couverture +Poids total des parois)}}{\text{Surface du pied des parois}}$$

$$\text{Pression totale exercée par les parois}=1\text{KN/m}^2 * \frac{(153.26+49.56)}{4.208}$$

$$=48.20\text{KN/m}^2.$$

Pression exercée par l'eau =Poids volumique d'eau x hauteur.

Pression exercée par l'eau $=\text{Pe}=\gamma_{eau} * \text{h}$

$$=10\text{KN/m}^3 \text{ x } 1.5\text{m}$$

$$=15\text{KN/m}^2$$

Pe <<< Pression totale exercée par les parois; en dimensionnant, on tient compte de la Pression totale exercée par les parois.

La charge totale Q = G+P.

$$Q = (48.20+5.7)\text{KN/m}^2$$

$$= 53.90\text{KN/m}_2$$

2. Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.43}{3.43}=1$$

Donc $f_x^0 = f_y^0 = 20.0$

$$mt_x = \frac{ql_x^2}{f_x^0}$$

$$mt_x = \frac{53.90*3.43^2}{20} = 31.71\text{KNm/m}$$

$$mt_y = \frac{ql_y^2}{f_y^0}$$

$$mt_y = \frac{53.90*3.43^2}{20} = 31.71\text{KNm/m}$$

$$ms_x = \frac{Mt_x}{bh_x^2 f_{cu}}$$

$$ms_x = \frac{31.71}{1*0.15^2*17500} = 0.08 < 0.193 : \text{Armatures simples.}$$

$\omega_2 = 0.154$

$$as_x = \frac{\omega_2 * b * h_x}{f_e / f_{cu}}$$

$$as_x = \frac{0.154*1*0.15}{24} = 0.000963\ m^2/m$$

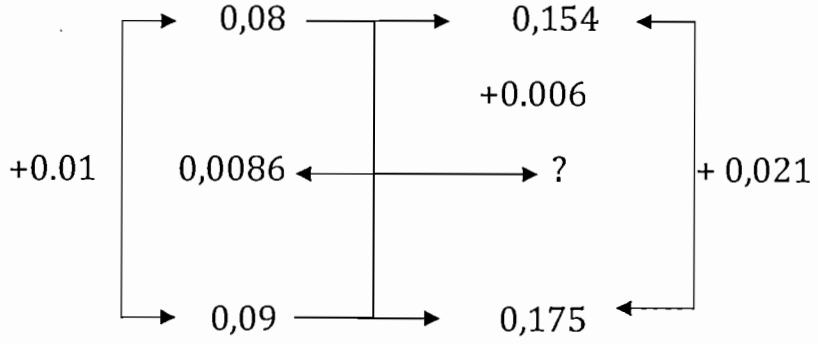
$$= 9.63 cm^2/m$$

Choix des armatures : *$9Ø_{12}$; st_{max}=11.5cm ; As eff =9.84cm²/m.*

h_y=0.15m-0.005m =0.145 m

$$ms_y = \frac{Mt_y}{f_{cu} bh_y^2}$$

$$ms_y = \frac{31.71}{1*(0.145)^2*17500} = 0.086 \approx 0.11 < 0.193 : \text{Armatures simples}$$



$$\omega_2 = 0.154 + \frac{0.021*0.006}{0.01} = 0.1666$$

$$as_y = \frac{\omega_2 * b * h_y}{f_e / f_{cu}}$$

$$as_y = \frac{0.1666 * 0.145 * 1}{24} = 0.001007 m^2/m \approx 10.07 cm^2/m$$

Choix des armatures : $9Ø_{12}$;st_{max} =11; *As éff = 10.28 cm²/m.*

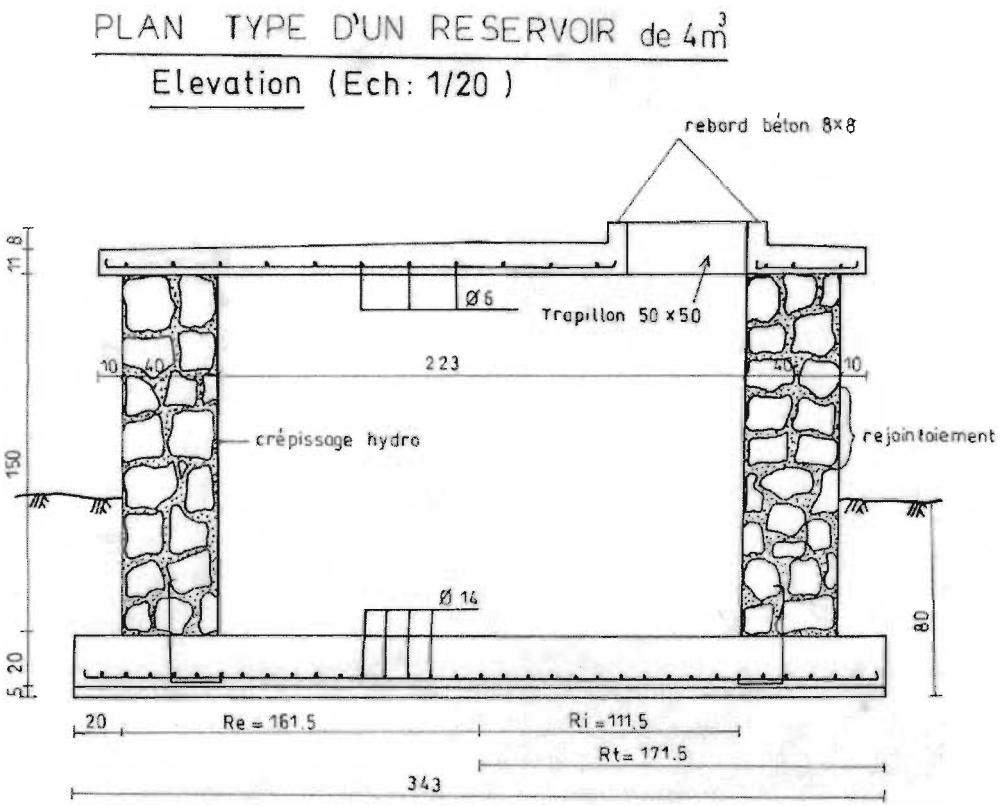


Figure 13 : Plan-type d'un réservoir de 4m³

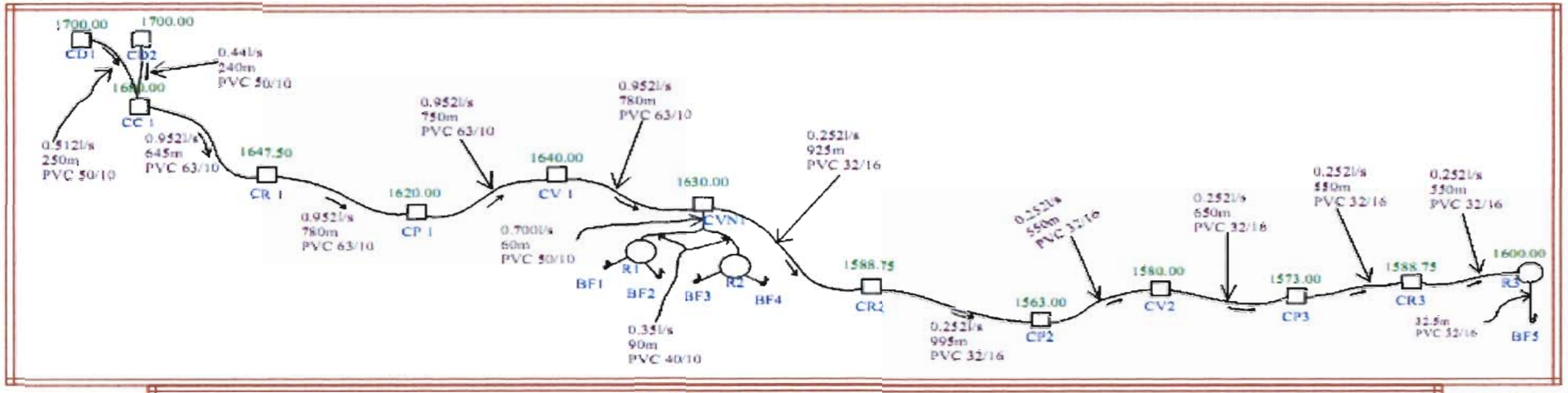
CHAP. VI. SCHEMA DE FONCTIONNEMENT ET CROQUIS DES NŒUDS.

VI.1. Le schéma de fonctionnement du réseau.

Pour toute étude technique d'un réseau d'adduction d'eau, il est indispensable de résumer tous les résultats de l'étude sur un schéma appelé ‹‹Schéma de fonctionnement››. Sur ce schéma, on doit lire nettement l'emplacement des ouvrages avec leurs cotes, la longueur des tronçons, le débit qui traverse chaque tronçon, la nature et la pression nominale des conduites utilisées dans chaque tronçon.

Voici le schéma de fonctionnement du réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI.

Figure 14 : Schéma de fonctionnement du réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI.



LEGENDE

1700.00:Altitude de l'ouvrage

CD1 :Chambre de départ n°1

CP1 :Chambre de purge n°1

CV1 :Chambre de ventouse n°1

R1:Réservoir n°1

CVN1:Chambre de vanne et de sectionnement n°1

CR1 :Chambre de regard n°1

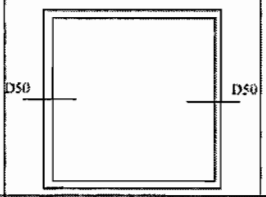
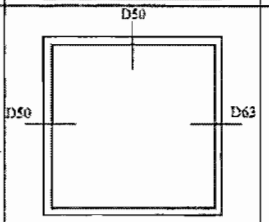
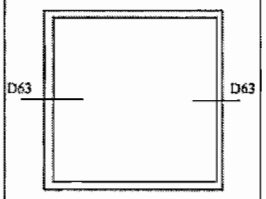
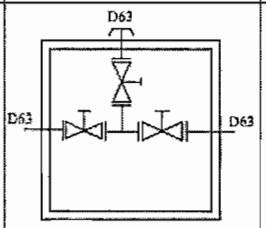
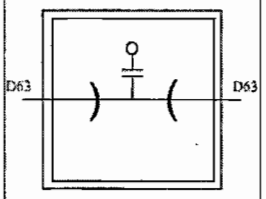
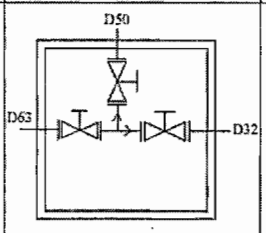
CC1 :Chambre collectrice n°1

BF1 :Borne fontaine n°1

VI.2. Les croquis des noeuds.

Dans un réseau d'adduction d'eau, chaque point de raccordement s'appelle un nœud. Pour savoir les pièces qui composent chaque nœud, il importe au préalable de faire un croquis qui indique la nature de ces pièces, et qui montre la manière la plus détaillée possible, le schéma dont les pièces sont raccrdées les unes aux autres dans ce nœud. Dans ce travail, on utilise les symboles universels qui sont montrés au schéma ci-déssous de la présente étude. C'est donc dans les croquis des nœuds qu'on cherche les pièces accessoires à la tuyauterie qu'il faut commander.

Pour le réseau NYENZI-RAMBA-KIBEZI, les croquis des nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Ouvrages	Croquis	Symboles	Désignations	Quantité
CD_1CD_2			Manchon PVC D50	2
CC_1		 	Manchon PVC D50 Manchon PVC D63	2 1
CR_1			Manchon PVC D63	2
CP_1		   	Manchon PVC D63 Té PVC D63 Vanne Raccord-Union mixte D63 Bouchon PVC D63	3 1 3 6 1
CV_1		  	Manchon PVC D63 Té PVC D63 à 2 emboîtements Raccord-Union simple D63 Ventouse DN63	2 1 1 1
CVN_1		  	Réducteur 63/50 Réducteur 63/32 Manchon PVC D63 Manchon PVC D50 Manchon PVC D32 Té PVC D63 Raccord-union mixte D63 Raccord-union mixte D50 Raccord-union mixte D32 Vanne	1 1 1 1 1 1 2 2 2 3

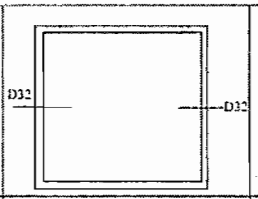
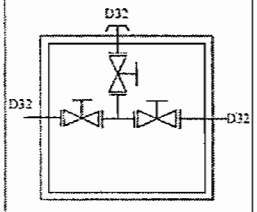
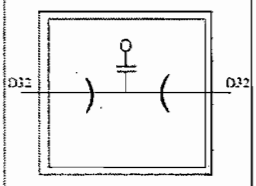
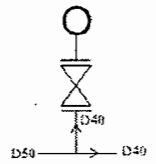
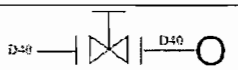
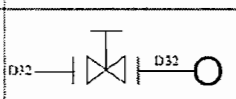
CR_5;CR_5			Manchon PVC D32	2
CP_3;CP_3			Manchon PVC D32 Té PVC D32 Vanne Raccord-Union mixte D32 Bouchon PVC D32	3 1 3 6 1
CV_2			Manchon PVC D32 Té PVC D32 à 2 emboîtements Raccord-Union simple D32 Ventouse DN32	2 1 1 1
R_1			Manchon PVC D50 Manchon PVC D40 Té PVC D50 Raccord-union mixte D40 Vanne Réducteur 50/40	1 2 1 2 1 2
R_2			Manchon PVC D40 Raccord-Union mixte D40 Vanne	1 2 1
R_3			Manchon PVC D32 Raccord-Union mixte D32 Vanne	1 2 1

Figure 15 : Croquis des nœuds

VI.3. Les équipements des réservoirs

Quant à ses équipements hydrauliques, on cite entre autre :

- Un robinet à flotteur précédé d'une vanne sur la conduite d'alimentation;
- Une échelle intérieure et éventuellement extérieure ;
- Un trop plein, une aération et un trapillon ;
- Une vidange avec un bouchon ;
- Une ou plusieurs tuyaux (x) galvanisés équipé (s) de vanne (s).
- Un raccord union mixte
- Réducteur de pression
- Crépine
- Limiteur de débit
- Coude galvanisé

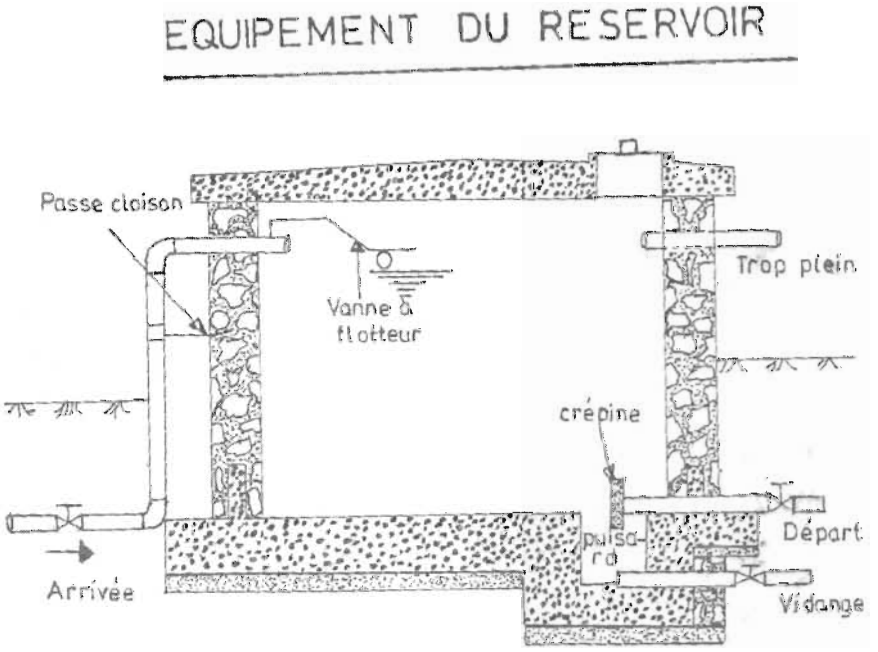


Figure 16 : Les équipements des réservoirs

VI.4. Les équipements des bornes fontaines

Les équipements des bornes fontaines sont entre autre :

1. Tuyau galvanisé 3m
2. Vanne
3. Réducteur galvanisé
4. Coude galvanisé
5. Tuyau galvanisé 1m
6. Robinet $\frac{3}{4}$

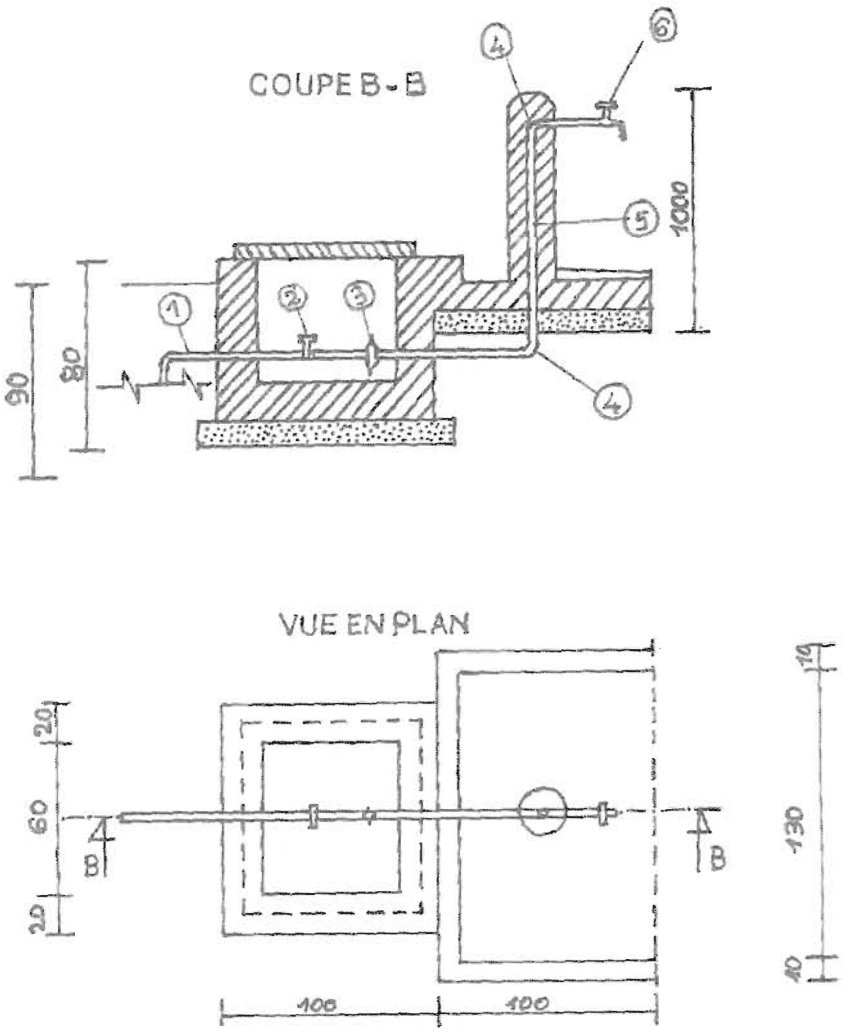


Figure 17 : Vue en plan et coupe d'une borne fontaine.

CHAP.VII. EVALUATION DU COUT DES TRAVAUX.

Introduction

Le coût des travaux est l'ensemble des dépenses tant en quantité qu'en valeur que le propriétaire du projet (Maitre d'Ouvrage) doit sortir pour la réalisation du projet.

Ces dépenses sont deux catégories :

- Déboursés secs ou frais sec : ce sont les frais qui peuvent être directement attachés à un certain ouvrage notamment les frais d'achat des matériaux, ceux de la main d'œuvre, les ouvriers qui participent directement a la mise en des matériaux, etc.
- Les frais de chantier : ce sont les frais qui peuvent être attachés à un certain chantier dont :
  - Frais d'installation du chantier ;
  - Frais improductifs : - Chef d'équipe ;
    -Chef de chantier
    -Pointeur ;
    - Magasinier ;
    -Chauffeur
  - Frais d'encadrement :-Ingénieur des travaux.
    -Superviseur
  - Amortissement du matériel ;
  - Entretient du matériel ;
  - Matières consommables et outillages ;
  - Frais de transport interne.

Après avoir déterminé tous les éléments nécessaires pour réaliser le projet, on évalue le coût de ce projet. Pour y arriver, il est donc nécessaire d'estimer la quantité des matériaux entrant dans la composition des

ouvrages du projet, des matériaux et matériels utilisés ainsi que les frais pour la main d'œuvre.

Dans l'estimation du coût du projet, trois types de devis sont à distinguer :

- Devis descriptif ;
- Devis quantitatif ;
- Devis estimatif.

Devis quantitatif

❖ **Captage**

Le captage est constitué principalement de l'aménagement de la zone de captage et d'une chambre collectrice où l'eau va partir vers les lieux de distribution.

Pour l'aménagement de la zone de captage, on va creuser une tranchée jusqu'à la couche imperméable et sur la zone interceptant tous les filets d'écoulement de la source.

Après les travaux de captage, un tuyau drainant sera posé sur une couche filtrante, et de là l'eau sera transporté jusqu'à la chambre collectrice.

a. Décapage de la terre végétale

Dans notre projet nous avons 2zones de captage l'une ayant un espace de 4m sur 4m et l'autre3m sur4m avec une épaisseur de la terre végétale de 0.20 m. Le volume des terres à décaper est égal à :

$V=1m^3[(4*4*0.20) + (4*3*0.20)] =5.4m^3$

b.Terrassement

L'eau se trouve à une faible profondeur, c'est un sol graveleux ; pour la première zone elle se trouve sur une profondeur de 1.60m et pour l'autre zone à 1.50m.

Volume de terre à terrasser : V= $1m^3[(4*4*1.60) + (4*3*1.50)] = 43.6m^3$

c. Pose de tuyau de captage

Volume du Gravier filtrant : $V=1m^3[(4*4*0.10) + (4*3*0.10)]=2.8m^3$

Le gravier sera posé avant le tuyau pour éviter le contact de ceci avec la terre non filtrante qui risque de boucher les trous captant du tuyau.

Tuyau captant.

C'est un tuyau perforé qui sera posé sur gravier et sable gros qui constitue un matériau filtrant.

Gravier filtrant pour l'enrobage du tuyau perfore : $V=1m^3[(4*4*0.07) + (4*3*0.07)]$

$=1.96m^3$

Couche d'argile imperméable pour l'étanchéité : $V=1m^3[(4*4*0.2) + (4*3*0.2)]=5.6m^3$

d. Remblai

Le reste, il faut remblayer avec de la terre toute la zone au dessus de l'argile. Enfin on plante du gazon sur toute la zone, au moins un rayon de 15m est à considérer.

e. Engazonnement

Il faut protéger la zone de captage au moins sur un rayon de15m tout autour de la source.

Surface d'engazonnement : $S=1m^2x15x15x3.14=706.5m^2$

f. Clôture pour la protection de la source

Un rayon de 15m est prévu autour de la source.

La longueur de la clôture de la source est : L=1mx15x2x3.14=94.2m

Chambre de départ, collectrice, de regard, de ventouse, de vanne et de sectionnement, de purge.

Les valeurs calculées ici sont pour une seule chambre, on fera la somme de toutes les chambres après.

Dimensions : -Longueur : 1.5m

-Largeur : 1.5m

-Profondeur : 1.3m

-Epaisseur des parois : 0.4m

a) Décapage de la terre végétale

Epaisseur : 20cm

Volume des terres à décaper=$1m^3$x (2.5+2) x (2.5+2) x0.2=$4.05m^3$

b) Terrassement en déblais.

Le terrassement s'effectue dans un endroit où on construit la chambre de départ. Le volume des déblais est évalué en fonction de la largeur, de la longueur, et de la profondeur de la fouille.

Il est donné par la relation :

V = L*l*h

Où l : largeur de la fouille ;

L : longueur de la fouille ;

h : profondeur de la fouille.

Volume des terres à terrasser=$1m^3$x (2.5+1) x (2.5+1) x0.76x1.25=$11.64m^3$

c) Détermination de la quantité des matériaux

. Maçonnerie des parois en moellons

Nous estimons que cette maçonnerie a des proportions :

70%de moellons et 30 % de mortier dosé à 250kg/m^3.

Volume de la maçonnerie=$1m^3$x (2.3x0.4x1.3x2) + (1.5x0.4x1.3x2) =$3.952m^3$

Volume du mortier=1m³x 3.952x0.3=1.1856 m³

.Quantité du ciment =250kgx1.1856=296.4kg

.Quantité du sable =1m³x 1.1856x0.4 =0.47424 m³

Volume des moellons =1m³x 3.952x0.7

=2.7664 m³

Volume de l'enduit =1m³x 1.5x1.3x0.03x4

=0.234 m³

.Quantité du ciment =1kgx400x0.234

=93.6kg

.Quantité du sable =1m³x 0.4x0.234

=0.0936 m³

Dimensionnement du dallette de couvercle

Volume du béton armé dosé à 350kg/m³ =1m³x 2.3x2.3x0.1-(0.5x0.5x0.1)

=0.504m³

.Quantité du ciment =1kgx350x0.504 =176.4kg

.Quantité du sable =1m³x 0.4x0.504

=0.2016 m³

.Quantité du gravier =1m³x 0.8x0.504

=0.4032 m³

Nous proposons d'utiliser des aciers Φ_8 avec un écartement maximal de 20cm

Par m² de surface de la dalle, il y a 12m d'acier Φ_8.

Longueur des aciers : 1mx12x [(2.3x2.3)-(0.5x0.5)]=60.48m

Soit 7 Φ_8 de 12m de longueur

Dimensionnement du radier de fondation

Volume du radier=1m³x 0.11x2.5x2.5

=0.6875m³

Le béton armé utilisé est dosé à 350kg/m³.

.Quantité du ciment =1kgx350x0.6875

=240.625kg

.Quantité du sable =1m³x 0.4x0.6875

=0.275 m³

.Quantité du gravier =1m³x 0.8x0.6875

=0.55 m³

Nous proposons d'utiliser des aciers Φ_8 avec un espacement maximal de 20cm

Longueur des aciers : 1mx12x2.5x2.5

=75m d'aciers

Nombre total d'aciers=1acierx75 :12=7 Φ_8 de 12m de longueur

Béton de propreté.

Pour 1m³ de béton, les dosages sont les suivants :

- Ciment : 250 kg ;
- Sable : 0,400 m³ ;
- Gravier : 0,800 m³.

Volume du béton=1m³x 0.05x2.5x2.5 =0.3125m³

.Quantité du ciment =1kgx250x0.3125

=78.125kg

.Quantité du sable =1m³x 0.4x0.3125

=0.125 m³

.Quantité du gravier =1m³x 0.8x0.3125

=0.250m³

Calcul de la surface à coffrer.

- Dallette de couverture = $1m^2$ *[(2.3*2.3)-(0.5*0.5)] + (2.3*4*0.1) + (0.5*4*0.1)

  $=6.16\ m^2$
- Radier = $1m^2$*2.2*4*1.1 = $1m^2$

  Surface totale à coffrer = $1m^2$*(6.16 + 1) = 7.16 m^2
- Volume d'une planche = $1m^3$*3.5*0.2*0.015 = 0.0105 m^3
- La moyenne de coffrage de 0.019 m^3/ m^2 est à considérer.
- Volume total des planches = 7.16 m^2 * 0.019 m^3/ m^2 = 0.13604 m^3
- Nombre de planches = 1planche *0.13604/0.0105 = 13 planches.

  Pour les clous, une moyenne de 0.15kg/m^2 est à considérer.

- Clous = 1kg * 0.15*7.16 = 1.074kg ≈ 1.1kg
- Ciment = 1kg x (296.4 + 93.6 + 176.4 + 240.625 + 78.125) = 885.15kg

  Soit 18 sacs.
- Sable = $1m^3$ * (0.47424 + 0.0936 + 0.2016 + 0.257 + 0.125) = 1.15144 m^3
- Gravier = $1m^3$ * (0.4032 + 0.55 + 0.25) = 1.2031 m^3
- Moellons = 2.7664 m^3

Types de matériaux	Quantités
Ciment (sacs)	18
Sable (m^3)	1.15144
Gravier (m^3)	1.2031
Moellons (m^3)	2.7664
Aciers (Pièce de 12m)	14
Clous (kg)	1.1
Planches (Pièce)	13
Fils à ligaturer (kg)	2.5

Réservoirs

A. Réservoir de 5m³

a) Décapage de la terre végétale

Il faut laisser 1m tout autour du lieu d'exécution.

V=1m³x (5.6)²x0.20x2=12.5446m³

b) Terrassement en déblai

$V=\frac{1m^3*(4.6)^2*3.14}{4}*0.6*2=19.93m^3$

Détermination des matériaux de construction

a) Maçonnerie pour élévation.

Pour la maçonnerie des moellons, les moellons occupent un volume de 70% et le mortier un volume de 30%. Le mortier utilisé est dosé à 250kg/ m³.

Volume de la maçonnerie =1m³x 3.2 x 3.14 x 0.4 x 2 x 1.70 = 13.665 m³

.Quantité du mortier = 1 m³ x 13.665 x 0.3 = 4.10m³

.Quantité du ciment = 1kg x 250 x 4.10=1025kg

.Quantité du sable = 1m³ x 4.10 x 0.4 = 1.64 m³

Volume du moëllon = 1m³ x 13.665 x 0.7=9.5655 m³

Volume du l'enduit = 1m³ x 2.40x3.14 x1.7 x 0.03 x 2 = 0.769 m³

.Quantité du ciment = 1kg x 400 x 0.769 =307.6kg

.Quantité du sable = 1m³ x 0.769 x 0.4=0.3076 m³

b) Dallette de couvercle

Le béton-armé utilisé est dosé à 350kg/m³.

Volume du béton armé = 1m³ x $\frac{(3.40)^2*3.14}{4}*0.12*2$ - (0.5 x 0.5 x 0.12 x 2) = 2.118m³

.Quantité du ciment = 1kgx350x2.118=714.3kg

.Quantité du sable = $1m^3$x 2.118x0.4=0.8472 m^3

.Quantité du gravier=$1m^3$x2.118x0.8=1.6944 m^3

Calcul des aciers

Dans $1m^2$ de la surface, il ya 12m d'acier $Ø_6$

S = $1m^2$ x ((3.40)^2* 3.14* 2)/4 = 18.1492 m^2

La longueur des aciers=1mx12x18.1492=217.7904m

Nombre d'aciers =1acier $x\frac{217.7904}{12} \approx 19$ $Ø_6$ de 12m de longueur

c) Radier de fondation

Volume du béton armé = $1m^3$ x $\frac{(3.60)^2 * 3.14 * 0.2 * 2}{4}$ =4.07m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 350 x 4.07= 1424.5kg

.Quantité du sable = $1m^3$ x 4.07x 0.4 = 1.628 m^3

.Quantité du gravier = $1m^3$ x 4.07x 0.8 = 3.256 m^3

Calcul des aciers

Dans $1m^2$ de la surface, il ya 20m d'acier $Ø_{14}$

S=$1m^2$ x $\frac{(3.6)2*3.14*2}{4}$ = 20.347 m^2

La longueur totale des aciers = 1m x 20.342 x 20 = 406.84m

Nombre d'aciers = 1acier x $\frac{406.84}{12} \approx 34$ $Ø_{14}$ de 12m de longueur

Béton de propreté

Volume du béton = $1m^3$ x $\frac{(3.60)^2 * 3.14 * 0.05 * 2}{4}$ = 1.017m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 250 x 1.017 = 254.25kg

.Quantité du sable = $1m^3$ x 1.017 x 0.4 = 0.4068 m^3

.Quantité du gravier = $1m^3$ x 1.017 x 0.8 = 0.8136 m^3

Calcul de la surface à coffrer

- Dallette de couvercle = $1m^2 * [\frac{3.4^2*3.14}{4} + (3.4 * 3.14 * 0.12) - (0.5 * 0.5) + (0.5 * 4 * 0.12)] * 2 = 20.70m^2$
- Radier = $1m^2$*3.6*3.14*0.2*2
  =$4.52m^2$

  Surface totale = $1m^2$*(20.70+4.52) = $25.22m^2$
- Volume d'une planche = 0.0105 m^3
- La moyenne de coffrage de 0.019 m^3/ m^2 est à considérer.
- Volume des planches = 25.22 m^2 * 0.019 m^3/ m^2 = 0.479 m^3
- Nombres de planches = 1planche $*\frac{0.479}{0.0105}$ = 46 planches.

  Pour les clous, une moyenne de 0.15kg/m^2 est à considérer
- Quantité de clous = 1kg*25.22*0.15 = 3.783kg ≈ 4kg

- Ciment = 1kg * (1025+307.6+714.3+1424.5+254.25) = 3725.65kg
  Soit 75 sacs.
- Sable = $1m^3$* (1.64+0.3076+0.8472+1.628+0.4068) = 4.8296 m^3
- Gravier = $1m^3$*(1.6944+3.256+0.8136) = 5.764 m^3
- Moellons = 9.5655 m^3

Types de matériaux	Quantités	
Ciment (sacs)	75	
Sable (m^3)	4.8296	
Gravier (m^3)	5.764	
Moellons (m^3)	9.5655	
Aciers (Pièce de 12m)	$Ø_6$	$Ø_{14}$
	19	34
Clous (kg)	4	
Planches (Pièce)	46	
Fils à ligaturer (kg)	21	

B. Réservoir de 4m^3

a) Décapage de la terre végétale

Il faut laisser 1m tout autour du lieu d'exécution.

V=1m^3x $(5.43)^2$x0.20=5.90m^3

b) Terrassement en déblai

$V=\frac{1m^3*(4.43)^2*3.14}{4}*0.6=9.24m^3$

Détermination des matériaux de construction

a) Maçonnerie pour élévation.

Pour la maçonnerie des moellons, les moellons occupent un volume de 70% et le mortier un volume de 30%. Le mortier utilisé est dosé à 250kg/ m^3.

Volume de la maçonnerie =1m^3x 3.03 x 3.14 x 0.4 x 1.50 = 5.70852 m^3

.Quantité du mortier = 1 m^3x 5.70852 x 0.3 = 1.713m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 250 x 1.713=428.25kg

.Quantité du sable = 1m^3x 1.713 x 0.4 = 0.6852 m^3

Volume du moëllon = 1m^3x 5.70852 x 0.7=4.0 m^3

Volume du l'enduit = 1m^3x 2.23x3.14 x1.5 x 0.03 = 0.315 m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 400 x 0.315 =126kg

.Quantité du sable = $1m^3$ x 0.315 x 0.4=0.126 m^3

b) Dallette de couvercle

Le béton-armé utilisé est dosé à 350kg/m^3.

Volume du béton armé = $1m^3$ x $\frac{(3.23)^2*3.14}{4} * 0.11$ - (0.5 x 0.5 x 0.11) = 0.873m^3

.Quantité du ciment = 1kgx350x0.873=305.55kg

.Quantité du sable = $1m^3$x 0.873x0.4=0.3492 m^3

.Quantité du gravier=$1m^3$x0.873x0.8=0.6984 m^3

Calcul des aciers

Dans $1m^2$ de la surface, il ya 12m d'acier $Ø_6$

S = $1m^2$ x $\frac{(3.23)^2* 3.14}{4}$ = 8.19 m^2

La longueur des aciers=1mx12x8.19=98.28m

Nombre d'aciers =1acier x$\frac{217.7904}{12} \approx 9$ $Ø_6$ de 12m de longueur

c) Radier de fondation

Volume du béton armé = $1m^3$ x $\frac{(3.43)^2* 3.14* 0.2}{4}$ =1.847m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 350 x 1.847= 646.45kg

.Quantité du sable = $1m^3$ x 1.847x 0.4 = 0.7388 m^3

.Quantité du gravier = $1m^3$ x 1.847x 0.8 = 1.4776 m^3

Calcul des aciers

Dans $1m^2$ de la surface, il ya 20m d'acier $Ø_{14}$

S=$1m^2$ x $\frac{(3.43)^2*3.14}{4}$ = 9.235 m^2

La longueur totale des aciers = 1m x 9.235 x 20 = 184.7m

Nombre d'aciers = 1acier x $\frac{184.7}{12} \approx 16$ $Ø_{14}$ de 12m de longueur

Béton de propreté

Volume du béton = $1m^3 x \frac{(3.43)^2 * 3.14 * 0.05}{4} = 0.462m^3$

.Quantité du ciment = 1kg x 250 x 0.462 = 115.5kg
.Quantité du sable = $1m^3$ x 0.462 x 0.4 = 0.1848 m^3
.Quantité du gravier = $1m^3$ x 0.462 x 0.8 = 0.3696 m^3

Calcul de la surface à coffrer

- Dallette de couvercle = $1m^2 * [\frac{3.23^2 * 3.14}{4} + (3.23 * 3.14 * 0.11) - (0.5 * 0.5) + (0.5 * 4 * 0.11)] = 9.275m^2$
- Radier = $1m^2$ *3.43*3.14*0.2
  =2.154m^2

Surface totale = $1m^2$ *(9.275+2.154) = 11.429m^2

- Volume d'une planche = 0.0105 m^3
- La moyenne de coffrage de 0.019 m^3/ m^2 est à considérer.
- Volume des planches = 11.429 m^2 * 0.019 m^3/ m^2 = 0.217 m^3
- Nombres de planches = 1planche $* \frac{0.217}{0.0105}$ = 21 planches.

  Pour les clous, une moyenne de 0.15kg/m^2 est à considérer
- Quantité de clous = 1kg*11.429*0.15 =1.714 ≈ 2kg

- Ciment = 1kg * (428.25+126+305.55+646.45+115.5) = 1621.75kg
  Soit 33 sacs.
- Sable = $1m^3$ * (0.6852+0.126+0.3492+0.7388+0.1848) = 2.084 m^3
- Gravier = $1m^3$ *(0.6984+1.4776+0.3696) 2.5456 m^3
- Moellons = 4.0 m^3

Types de matériaux	Quantités	
Ciment (sacs)	33	
Sable (m^3)	2.084	
Gravier (m^3)	2.5456	
Moellons (m^3)	4.0	
Aciers (Pièce de 12m)	$Ø_6$	$Ø_{14}$
	9	16
Clous (kg)	2	
Planches (Pièce)	21	
Fils à ligaturer (kg)	10	

Borne fontaine

Les valeurs trouvées ici sont pour une seule borne fontaine.

a) Décapage de la terre végétale

Volume =1m^3 x {[(2.10+2) x (2.20+2)] + [(1.00+1) x (0.40+2)] +[(0.6+2) x (0.6x2)]} x 0.2=5.756m^3

b) Terrassement en déblai

V=1m^3x [(0.6+1) x (0.6+1) x 1.2] + [(2.10+1) x (2.20+1) x 0.15] + [(1.50+0.50) x (0.40+1) x 0.10]=4.84 m^3

c) Calcul des matériaux de construction.

- Béton de propreté

Le béton utilisé est dosé à 250kg/m^3.

Volume du béton de propreté =1m^3 x [(0.6 x 0.6 x 0.05) + (2.10 x 2.20 x 0.05) + (2.00 x 0.40 x 0.05)] = 0.289m^3

.Quantité du ciment = 1kgx250x0.289=72.25kg

.Quantité du sable = 1m^3x 0.289x0.4=0.1156 m^3

.Quantité du gravier = 1m^3x 0.289x0.8=0.2312 m^3

- Béton de la plate forme

Le béton utilisé est dosé à 350kg/m^3.

V=1m^3x [(0.6 x 0.6 x 0.1) + (2.10 x 2.20 x 0.15) + (0.4 x 1.50 x 0.05)] = 0.759m^3 ≈ 0.76 m^3

Volume du pilier =1m^3x $\frac{(0.25)^2 * 3.14 * 1}{4}$ = 0.05 m^3

Volume total (pilier+plate forme) =0.05m^3+0.76 m^3=0.81 m^3

.Quantité du ciment=1kgx350x0.81=283.5kg

.Quantité du sable=1m^3x 0.81x0.4=0.324 m^3

.Quantité du gravier=1m^3x 0.81x0.8=0.628 m^3

-Calcul des aciers de constructions

Pour les armatures, nous proposons d'utiliser des aciers Ø8 avec un espacement maximal de 15cm.

Longueur des aciers (plate forme)= {[(2.10 :0.15) +1] x 2.20} + {[(2.20 :0.15) +1] x 2.10} = 66.6m

Longueur totale (pilier+plate forme)= 66.6m + 4m = 70.6m soit 6Ø8 de12m de longueur

Le nombre d'étriers pour le pilier =1étr.x (1 :0.15) +1 = 8étriers

Longueur des étriers=1m x 8 x [$\frac{(21)^2 * 3.14}{4}$ +2] = 2784cm ≈ 28m soit 3Ø6 de12m de longueur

Maçonnerie de brique cuite (19x9x5cm^3)

Volume de la maçonnerie avec mortier =1 cm^3x (60x9x105x2) + (40x9x105x2) + (220x9x10x2) + (190x9x10x2) + (150x9x10x2) =289800 cm^3

Volume d'une brique avec mortier =1cm^3x20x9x6=1080 cm^3

Le nombre de briques avec mortier = 1brique x $\frac{289800}{1080}$= 269briques

Volume d'une brique sans mortier = 1 cm^3x19x9x5=855 cm^3

Volume total des brique sans mortier =1 cm^3x 855 x 269= 229995 cm^3

Volume du mortier = 289800 cm^3-229995 cm^3 = 59805 cm^3 = 0.0598m^3 ≈ 0.06 m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 250 x 0.06 = 15kg

.Quantité du sable = 1m^3x 0.06 x 0.4 = 0.024 m^3

Volume de l'enduit = 1m^3 x [(0.4 x 1.05 x 4) + (10.80x0.1x2)] x 0.03 = 0.1152 m^3

.Quantité du ciment = 1kg x 400 x 0.1152 = 46.08kg

.Quantité du sable = 1m^3 x 0.1152 x 0.4 = 0.046 m^3

- Dallette pour couvercle

Le béton-armé utilisé est dosé à 350kg/m^3.

Volume du béton armé = 1m^3x 0.5x0.5x0.05 = 0.0125m^3.

.Quantité du ciment = 1kg x 350 x 0.0125 = 4.375kg

.Quantité du sable = 1m^3 x 0.0125 x 0.4 = 0.005 m^3

.Quantité du gravier = 1m^3 x 0.0125 x 0.8 = 0.01 m^3

- **Aciers de construction.**

Nous proposons d'utiliser des armatures Ø6 avec un espacement maximal de 15cm.

Longueur des aciers = 1m x {[(0.50 :0.15) + 1] x 2} x 0.50 = 4.33m ≈ 5m, Soit 1Ø6 de 12m de longueur.

- **Calcul de la surface à coffrer**

  Radier : 1m^2 *2.1*4*0.11=1.3m^2.

  Volume total des planches : 1m^3 * 0.019*1.3 = 0.0247m^3

  Nombre de planches : 0.0247/0.0105 = 5planches

  Quantité de clous : 1kg *0.15*1.3 = 1.0kg

Types de matériaux	Quantité	
Ciment (Sacs)	9	
Sable (m^3)	0.5146	
Graviers (m^3)	0.8692	
Aciers	$Ø_6$	$Ø_8$
	4	6
Fils à ligaturer (kg)	1.5	
Clous (kg)	1.0	
Planches	5	

Travaux de canalisation.

La profondeur(H) de notre canalisation sera de 0.90m et une largeur(l) de 0.5m.Une couche d'enrobage en sable est prévue pour stabiliser les tuyaux.

Longueur de la tranchée=7665m+150m=7815m

Volume en terre excavée $V_t = 1{,}25.H.L.l$

V_t=1m^3 x 1.25 x 0.90 x 7815 x 0.50 =4395.94m^3

Volume des conduites : $V_c = \frac{1}{4}\pi D^2 L$

V_c=1m^3 x [(0.05² x 3.14 x 550/4) + (0.063² x 3.14 x 2955/4) + (0.032² x 3.14 x 4220/4) + (0.040² x 3.14 x 90/4)]=13.80m^3

Hauteur de la couche d'enrobage=H'=Ø+0.15m

Volume de sable de pose et d'enrobage : $V_S = L\left(H'l - \frac{\pi D^2}{4}\right)$

V_s= {550[(0.15+0.05) x0.5 - 3.14x0.05²/4]+2955[(0.15+0.063)x0.5 – 3.14x0.063²/4]+4220[(0.15+0.032)x0.5-0.032²x3.14/4]+90[(0.15+0.04)x0.5-0.04²x3.14/4]}
=748.486m^3

Volume des déblais excédentaires : $V_d = (V_c + V_S)f$

$V_d = 1m^3 \times (748.486 + 13.80) \times 1.25 = 952.8575m^3$

Volume des remblais : $V_r = V_t - V_d$

$V_r = 4395.94m^3 - 952.8575m^3 = 3443.0825m^3$

Avec : L : longueur des conduites

D : Diamètre des conduites

l : Largeur de la tranchée

H' : Hauteur de la couche d'enrobage ($H' = \phi + 0.15m$)

Ø : Diamètre des conduites

f : Coefficient de foisonnement (f=1.25).

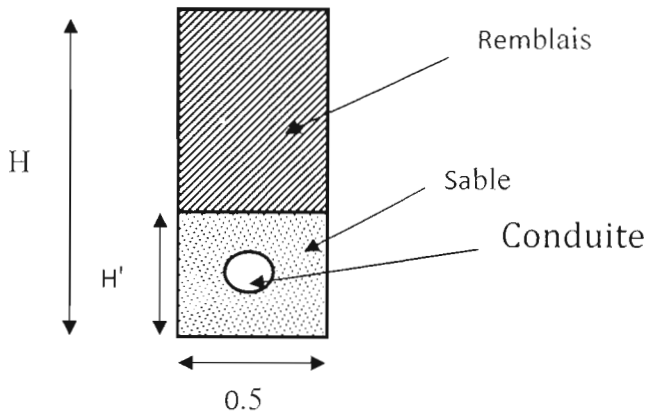


Figure 18: Coupe de la tranchée de canalisation

Calcul de la couche de sable pour l'enrobage des conduites pour différents diamètres des conduites utilisés.

Pour notre projet, prenons que l'enrobage est 0.15m.

Diamètre de la conduite D (mm)	Hauteur de la couche d'enrobage H' (m)
63	0.213
50	0.21
40	0.19
32	0.182

Tableau 20: Hauteur de la couche d'enrobage

$D(mm)$	$L(m)$	$l(m)$	$V_c(m^3)$	$V_t(m^3)$	$V_S(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_r(m^3)$
63	2955	0.5	9.21	1662.875	381.88	391.09	1271.10
50	550	0.5	1.08	309.375	67.40	68.48	240.90
40	90	0.5	0.11	50.625	10.55	10.66	39.97
32	4220	0.5	3.40	2373.75	475.78	479.18	1894.57
Total	7815	0.5	13.80	4395.94	935.61	949.41	3446.54

Tableau 21: Travaux de canalisation.

Types de conduites	Longueur total (m)	nombre de conduites de 6m	Conduites commandée +5% de pertes éventuelles
Tuyaux PVC ϕ_{63} PN10	2955	493	518
Tuyaux PVC ϕ_{50} PN10	550	92	97
Tuyaux PVC ϕ_{40} PN10	90	15	16
Tuyaux PVC ϕ_{32} PN16	4220	704	740

Tableau 22: Fourniture des conduites.

Tableau récapitulatif

No	Désignation de l'ouvrage	Unité	Quantité	P.U	P.T
I	Installation du chantier	FF	FF	2500000	2500000
II	Travaux de captage				
II.1	Décapage	m^3	5.4	4000	21600
II.2	Fouille	m^3	43.6	8000	348800
II.3	Piquets en bois	Pièce	185	800	148000
II.4	Fils de fer barbelé	ml	445	2500	1112500
II.5	Matériaux de rembais	FF	FF	350000	350000
II.6	Ouvrage de captage	FF	FF	3450000	3450000
	SOUS TOTAL I & II				**7930900**
III	**Chambre(CD,CC,CP,CV,CR,CVS)**				
III.1	Décapage	m^3	48.6	4000	194400
III.2	Fouille	m^3	128.04	8000	1024320
III.3	Ciment	sacs	216	30000	6480000
III.4	Gravier	m^3	14.44	28000	404320
III.5	Armatures Ø8	Pièce	168	10500	1764000
III.6	Sable	m^3	13.82	18000	248760
III.7	Moellons	m^3	33.2	25000	830000
III.8	Filsà ligaturer	kg	30	4000	120000
III.9	Clous	kg	13.2	4000	52800
III.10	Planches	Pièce	156	4500	702000
III.11	Accessoires CD				
III.11.1	Manchon PVC D50	Pièce	1	4150	4150
III.12	Accessoires CC				
III.12.1	Manchon PVC D63	Pièce	1	5150	5150
III.13	Accessoires CP				
III.13.1	Manchon PVC D32	Pièce	1	2150	2150
III.13.2	Té PVC D63	Pièce	1	5150	5150
III.13.3	Té PVC D32	Pièce	2	2150	4300
III.13.4	Vanne	Pièce	9	255000	2295000
III.13.5	Raccord-union mixte	Pièce	18	12500	225000
III.13.6	Bouchon PVC 63	Pièce	1	5100	5100
III.13.7	Bouchon PVC 32	Pièce	2	3100	6200

III.14	Accessoires CV				
III.14.1	Manchon PVC D32	Pièce	1	2150	2150
III.14.2	Té PVC D63	Pièce	1	5150	5150
III.14.3	Té PVC D32	Pièce	1	2150	2150
III.14.4	Raccord-union simple D63	Pièce	1	21500	21500
III.14.5	Raccord -union simple D32	Pièce	1	7200	7200
III.14.6	Ventouse DN 63	Pièce	1	365000	365000
III.14.7	Ventouse DN 32	Pièce	1	320000	320000
III.15	Accessoires CVN				
III.15.1	Té PVC D63	Pièce	1	5150	5150
III.15.2	Manchon PVC D32	Pièce	1	2150	2150
III.15.3	Vanne	Pièce	3	255000	765000
III.15.4	Raccord-union mixte D63	Pièce	2	36500	73000
III.15.5	Raccord-union mixte D50	Pièce	2	31500	63000
III.15.6	Raccord-union mixte D32	Pièce	2	13500	27000
	SOUS TOTAL III				**16031250**
IV	**Conduite d'alimentation**				
IV.1	Fouille de canalization	m^3	4395.9	4000	17583760
IV.2	Lit de sable de pose et d'enrobage	m^3	935.61	18000	16840980
IV.3	Achat des tuyaux d'alimentation				
IV.3.1	Tuyaux PVC Ø 63 PN10	Pièce	518	30000	15540000
IV.3.2	Tuyaux PVC Ø 50 PN10	Pièce	97	18500	1794500
IV.3.3	Tuyaux PVC Ø 32 PN16	Pièce	740	13500	9990000
IV.3.4	Tuyaux PVC Ø 40 PN10	Pièce	16	13500	216000
IV.4	Rembayage des tranchées	m^3	3446.5	4000	13786160
IV.5	Accessoires à la conduite				
IV.5.1	Manchon PVC D63	Pièce	6	5150	30900
IV.5.2	Manchon PVC D50	Pièce	4	4150	16600
IV.5.3	Manchon PVC D40	Pièce	2	3150	6300
IV.5.4	Manchon PVC D32	Pièce	3	2150	6450
IV.5.5	Té PVC D50	Pièce	1	4700	4700
IV.5.6	Réducteur PVC 50*40	Pièce	1	4500	4500
	SOUS TOTAL IV				**75820850**

V	**Ouvrages de stockage**				
V.1	Décapage	m^3	18.45	4000	73800
v.2	Fouille	m^3	29.17	8000	233360
V.3	Ciment	sacs	108	30000	3240000
V.4	Sable	m^3	6.914	18000	124452
V.5	Gravier	m^3	8.31	28000	232680
V.6	Moellons	m^3	13.57	25000	339250
V.7	Armatures				
v.7.1	Ø6	Pièce	28	7500	210000
v.7.2	Ø14	Pièce	50	28000	1400000
V.8	Clous	kg	6	4000	24000
V.9	Planches	Pièce	67	4500	301500
V.10	Fils à ligaturer	kg	31	4000	124000
V11	Accessoires des ouvrages de stockage				
V.11.1	Raccord- union mixte 40*1"1/4	Pièce	2	16500	33000
V.11.2	Raccord- union mixte 32*1"	Pièce	1	13500	13500
V.11.3	Vanne 1"1/4	Pièce	2	215000	430000
V.11.4	Vanne 1"	Pièce	1	95000	95000
V.11.5	Bouchon AG 1"1/4	Pièce	2	5500	11000
V.11.6	bouchon AG 1"	Pièce	1	2500	2500
V.11.7	Crépine 1"1/4	Pièce	2	28000	56000
V.11.8	Crépine 1"	Pièce	1	15000	15000
V.11.9	Tuyau galva 1"1/4	ml	95	11700	1111500
V.11.10	Tuyau galva 1"	ml	12	7500	90000
V.11.11	Vanne flotteur 1"1/4	Pièce	2	70000	140000
V.11.12	Vanne flotteur 1"	Pièce	1	21000	21000
V.11.13	Limitateur de débit 1"1/4	Pièce	2	215000	430000
V.11.14	Limitateur de débit 1"	Pièce	1	155000	155000
V.11.15	Coude galva 90 1"1/4	Pièce	4	7000	28000
V.11.16	Coude galva 90 1"	Pièce	2	5000	10000
	SOUS TOTAL V				**8944542**
VI	**Bornes fontaines**				
VI.1	Décapage	m^3	28.78	4000	115120
VI.2	Fouille	m^3	24.2	8000	193600
VI.3	Sable	m^3	2.573	18000	46314
VI.4	Gravier	m^3	4.346	28000	121688
VI.5	Ciment	sacs	45	30000	1350000
VI.6	Armatures				
	Ø6	Pèce	20	7500	150000
	Ø8	Pèce	30	10500	315000
VI.7	Fils à ligaturer	Kg	7.5	4000	30000
VI.8	Planches	Pièce	25	4000	100000

VI.9	Clous	Kg	5	4000	20000
VI.10	Accessoires des bornes fontaines				
VI.10.1	Robinet à bille 3/4"	Pièce	5	21000	105000
VI.10.2	Coude galva 90 1"	Pièce	10	5000	50000
VI.10.3	Tuyau galva 3/4"	ml	10	5834	58340
VI.10.4	Vanne 1"	Pièce	5	28500	142500
VI.10.5	Raccord-union galva 1"	Pièce	10	10500	105000
VI.10.6	Réducteur galva 1"1/4-1"	Pièce	22	7000	154000
	SOUS TOTAL VI				**3056562**
	SOUS TOTAL VII				**111784104**
	Coût de main d'oeuvre (30%)				**33535231**
	Imprévus (20%)				**22356821**
	TOTAL GENERAL				**167676156**

Nous disons : Cent soixante-Sept million Six cent Septante Six mille Cent Cinquante Six francs burundais Hors T.V.A

CHAP. VIII. PLANNING DES TRAVAUX.

Généralités.

Le planning des activités étant un élément essentiel dans le domaine de la construction, il est plus important de travailler en fonction des délais d'exécution.
Pour cela, il faut assurer une meilleure organisation des travaux et une meilleure utilisation du main d'œuvre mise à la l'exécution des travaux. L'objectif du planning est de donner un maximum possible d'informations sur les données de réalisation des travaux. Il faut donc que chaque activité soit déterminée et détaillée suivant sa phase d'exécution.

La planification consiste à :

- Déterminer les étapes du déroulement des travaux, donc d'établir le calendrier des tâches ;
- Connaître les relations qui existent entre les différentes tâches pour prévoir le flux du personnel, des matériaux et du matériel à certains moments de la réalisation du projet ;
- Savoir à quel moment on va utiliser tel ou tel autre matériau pour éviter un stockage hâtif et des risques de détérioration qui en découlent ;
- Faire l'identification des besoins.

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. C'est un graphique à deux entées :

En ordonnés : désignation des phases des travaux dans l'ordre technique de déroulement ;

En abscisse : les périodes prévues pour l'exécution de ces travaux.

Les barres horizontales de longueurs proportionnelles aux durées d'exécution des différentes tâches sont placées en face de ces dernières.

Dans la suite, l'estimation de la durée et des effectifs nécessaires à chaque tâche tiendra compte que l'on travaille 40heures par semaine à raison de 8heures par jour et par ouvrier pendant 5 jours par semaine.

Planification des tâches

Designation des Travaux	Unité	T.E.M	Quantité	Temps (h/ouvrier)	Semaines par ouvrier	semaines plannifiées	Effecifs (ouvriers)
Décapage de la terre Végétale	m^3	2.5	101.23	253.075	6.326875	1	7
Fouille de canalisation et ouvrage du Génie-Civil	m^3	3	4679.07	14037.21	350.93025	4	88
Surface de revêtement	m^2	1.5	149	223.5	5.5875	2	3
Lit de sable pour enrobage	m^3	2.5	935.61	2339.025	58.475625	4	15
Pose des conduits	Ml	0.5	7815	3907.5	97.6875	4	25
Remblayage	m^3	2.5	3446.54	8616.35	215.40875	4	54
Maçonnerie de moellons	m^3	20	66.798	1335.96	33.399	3	12
Ferraillage	Kg	0.2	1792.392	358.4784	8.96196	3	3
Coffrage	m^2	2	135.27	270.54	6.7635	3	3
Bétonnage	m^3	18	33.96	611.28	15.282	3	6
Décoffrage	m^2	0.5	135.27	67.635	1.690875	1	2

Tableau 23: Planification des tâches.

Planning des travaux

N°	Désignation des tâches	1er MOIS				2ème MOIS				3ème MOIS				4ème MOIS			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1.	Installation du chantier																
2.	Décapage de la terre végétale																
3.	Fouille de canalisation et ouvrage du Génie-Civil																
4.	Surface de revêtement																
5.	Lit de sable pour enrobage																
6.	Pose de conduites																
7.	Remblayage																
8.	Maçonneries de moëllons																
9.	Ferraillage																
10.	Coffrage																
11.	Bétonnage																
12.	Décoffrage																
13.	Nettoyage du chantier																

Figure 19: Graphique de planning des travaux

CHAP. IX IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET

IX.1 Impacts positifs.

Après le captage de la source, l'eau conditionne la vie des collectivités humaines comme l'irrigation en absence des pluies ou l'utilisation de l'eau comme élément indispensable dans la vie humaine et animale.

IX.2 Impacts négatifs.

L'AEP engendre des impacts environnementaux qui constituent des menaces sur la stabilité des systèmes naturels et humains à leur résistance.

Les conséquences directes ou indirectes peuvent se manifester aux alentours de la zone du projet comme la dégradation des berges des cours d'eau suite à la baisse du niveau de l'eau, changement de la vie aquatique des écosystèmes.

IX.3. Méthodes d'atténuation des impacts négatifs

La réalisation du projet d'AEP doit se faire dans le strict respect des normes ou des exigences de l'environnement. Le milieu où se fait le captage a besoins de l'eau. C'est pourquoi on ne pourra pas capter toutes les eaux de la source sans laisser une certaine quantité pour l'environnement.

CHAP X: CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

X.1. Conclusion générale

Notre projet d'étude est destiné à alimenter le village populaire de RAMBA et de l'EP KIBEZI situés dans la commune GIHOGAZI de la Province KARUSI. L'eau qui alimente ces milieux provient de deux sources NYENZI I et II situées sur la colline MUGERO. Il s'agit d'un écoulement gravitaire.

Nous avons essayé de développer tous les éléments nécessaires permettant à la réalisation du projet ; nous nous sommes intéressés à la qualité et à la quantité d'eau à produire, au lieu de stockage, au mode de transport et au système de distribution afin de mettre l'eau à la disposition des consommateurs.

Comme c'est un projet nécessaire, une contribution particulière de la population, du Gouvernement ou de toute autre organisation non gouvernementale est requise, afin d'améliorer les conditions de vie de la population bénéficiaire de ce réseau.

Nous concluons que notre projet est vaste et que nous ne prétendons pas l'avoir traité sous tous ses aspects ; d'autres recherches comme une étude géotechnique des assises des réservoirs pourront l'améliorer. Ainsi, les contributions et les compléments de quiconque pourra être intéressé par notre projet nous seraient d'une grande utilité.

X.2. Recommandations.

Nous ne pouvons pas terminer notre travail de fin d'études sans donner quelques recommandations jugées nécessaires pour la durabilité des infrastructures :

- A la population bénéficiaire de tout réseau d'AEP, nous en recommandons de prendre soin et de gérer en bon père de famille l'ouvrage mis à sa disposition.
- Aux villageois, nous recommandons de prendre garde pour ne jamais laisser le bétail s'introduire dans la chambre de captage et du milieu environnant.
- A l'Administration communale et locale, nous recommandons, la création des comités opérationnels de gestion de l'ouvrage dans le village RAMBA et à l'EP KIBEZI
- A l'Administration communale, nous recommandons la formation permanente des personnes préposées à l'entretien et à la maintenance de l'ouvrage, la réhabilitation de tous les réseaux qui ne sont pas fonctionnels pour le bien être de la population et la mise en place d'une politique claire de gestion des réseaux dans l'objectif d'assurer leur bon fonctionnement et de contrôler la qualité de l'eau .

BIBLIOGRAPHIE

A. OUVRAGES CONSULTES

1. Dupont A. : Hydraulique urbaine ; Tome I : Captage et traitement des eaux; Eyrolles, Paris 1979-1981.

2. Dupont A. : Hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrages de transport – Elevation et distribution des eaux ; Eyrolles, Paris, 1981

3. WAGNER E. : Approvisionnement en eau des zones rurales et petites agglomérations, Genève, 1961

4. Bassicaud A. : Calcul des pertes de charges ,2ème Edition ; E.D.I.P.A 1980

5. Dr Ir Joseph NZEYIMANA : Cours d'hydraulique Appliqué, 1ère Edition : Presse Universitaire, 2008.

B. PROJETS DE FIN D'ETUDES

.BAHANIBANJE Salvator & NZISABIRA Egide : Projet d'adduction d'eau potable de RUZIRA en commune MATANA de la province BURURI : Cas de la source Mashuha. Université du Burundi, Bujumbura 2012.

.NIBIGIRA Vincent & NIMUBONA Dieudonné : Projet d'alimentation d'eau potable de GIKOMBE de la commune SHOMBO dans la province KARUSI. Université du Burundi, Bujumbura 2012.

.NTWARI Johnny & NZOHABONAYO Frédéric : Etude d'alimentation en eau potable en province GITEGA : « Cas du site BUHONGA-ZEGE-KABOGI-MAHONDA-RUTEGAMA. »

.NDIKUMANA Anatole & NGENDAKUMANA Domitien : Etude d'alimentation en eau potable en milieu rural : Cas du réseau KIGUNGA-TENGA en commune MUTIMBUZI, province de BUJUMBURA. Université du Burundi, Bujumbura 2012.

.LT BARAMPAMA Jean : Contribution à l'étude d'AEP en milieu rural : Cas du réseau GITARE-KABASHI. Prévision et dimensionnement des ouvrages d'art. Université du Burundi, Bujumbura 2012.

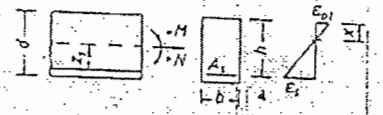
ANNEXES.

Tuyaux PVC									
	CLASSE 3 (PN6)			CLASSE 4 (PN10)			CLASSE 5 (PN16)		
DE (mm)	Ep. (mm)	**DI (mm)**	Poids (Kg /m)	Ep. (mm)	**DI (mm)**	Poids (Kg /m)	Ep. (mm)	**DI (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**	0,350	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

Tableaux pour le dimensionnement à la flexion simple ou composée des section rectangulaires en état limite ultime

(le dimensionnement se fait en utilisant les sollicitations de service, car le coefficient de majoration est déjà compris dans ces tableaux.)

a) sans armatures comprimées:



m_s	ω_1	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	0,51	0,78	3,50	3,00	1,75

N : négatif comme force de compression

armature "simple" si $m_s \leq m_s^*$

$$M_s = M - N \cdot z_s$$

$$m_s = \frac{M_s}{b h^2 \cdot f_{cu}}$$

$$x = k_x \cdot h \quad ; \quad z = k_z \cdot h$$

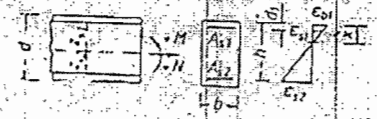
$$A_s = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_c / f_{cu}} + \frac{N}{f_c / \gamma}$$

f_{cu}		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
	[MN/m²]	10,5	17,5	23,0	27,0	30,0

$f_c / 1,75$	BSt	220/340	420/500	500/550
	[kN/cm²]	12,6	24,0	28,6

f_c / f_{cu}		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
	BSt 220/340	21,0	12,6	9,6	8,1	7,3
	BSt 420/500	40,0	24,0	18,3	15,6	14,0
	BSt 500/550	47,6	28,6	21,7	18,5	16,7

b) avec armatures comprimées:



armature "double" si $m_s > m_s^*$

$$M_s = M - N \cdot z_{s2} \quad ; \quad A_{s2}(A_s') = \omega_1' \cdot \frac{b \cdot h}{f_c / f_{cu}} + \frac{N}{f_c / \gamma}$$

$$m_s = \frac{M_s}{b h^2 \cdot f_{cu}} \qquad A_{s1} = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_c / f_{cu}}$$

m_s	$d_1/h = 0,05$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0,10$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0,15$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0,20$ pour tous les aciers	BSt 220/340 420/500	BSt 500/550	$d_1/h = 0,25$ pour tous les aciers		BSt 220/340	BSt 420/500	BSt 500/550
	ω_2	ω_1'	ω_2	ω_1'	ω_2	ω_1'	ω_2	ω_1'	ω_1	ω_1	ω_1'	ω_1	ω_1'	ω_1	ω_1'
m_s^* 0,193	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,000	0,436	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,448	0,012	0,449	0,013	0,450	0,014	0,451	0,015	0,015	0,452	0,016	0,017	0,020	
0,21	0,467	0,031	0,468	0,032	0,470	0,034	0,472	0,037	0,040	0,475	0,039	0,042	0,049	
0,22	0,485	0,049	0,488	0,052	0,491	0,055	0,494	0,058	0,063	0,498	0,062	0,066	0,079	
0,23	0,504	0,068	0,507	0,071	0,511	0,076	0,516	0,080	0,087	0,522	0,086	0,091	0,109	
0,24	0,522	0,086	0,527	0,091	0,532	0,096	0,538	0,102	0,111	0,545	0,109	0,116	0,138	
0,25	0,540	0,104	0,546	0,110	0,553	0,117	0,560	0,124	0,134	0,568	0,132	0,141	0,168	
0,26	0,559	0,123	0,566	0,130	0,573	0,137	0,582	0,146	0,158	0,592	0,156	0,166	0,198	
0,27	0,577	0,141	0,585	0,149	0,594	0,158	0,604	0,168	0,182	0,615	0,179	0,191	0,227	
0,28	0,596	0,160	0,604	0,169	0,614	0,179	0,626	0,190	0,205	0,638	0,202	0,216	0,257	
0,29	0,614	0,178	0,624	0,188	0,635	0,199	0,647	0,212	0,229	0,662	0,226	0,241	0,287	
0,30	0,632	0,197	0,643	0,207	0,656	0,220	0,669	0,233	0,253	0,685	0,249	0,266	0,316	
0,31	0,651	0,215	0,663	0,227	0,676	0,240	0,691	0,255	0,278	0,708	0,272	0,290	0,346	
0,32	0,669	0,233	0,682	0,246	0,697	0,261	0,713	0,277	0,300	0,732	0,296	0,315	0,375	
0,33	0,688	0,252	0,702	0,266	0,717	0,281	0,735	0,299	0,324	0,755	0,319	0,340	0,405	
0,34	0,706	0,270	0,721	0,285	0,738	0,302	0,757	0,321	0,347	0,778	0,342	0,365	0,435	
0,35	0,725	0,289	0,741	0,305	0,759	0,323	0,779	0,343	0,371	0,802	0,366	0,390	0,464	
0,36	0,743	0,307	0,760	0,324	0,779	0,343	0,801	0,365	0,395	0,825	0,389	0,415	0,494	
0,37	0,761	0,325	0,779	0,344	0,800	0,364	0,822	0,387	0,418	0,848	0,412	0,440	0,524	
0,38	0,780	0,344	0,799	0,363	0,820	0,384	0,844	0,408	0,442	0,872	0,436	0,465	0,553	
0,39	0,798	0,362	0,818	0,382	0,841	0,405	0,866	0,430	0,466	0,895	0,459	0,490	0,583	
0,40	0,817	0,381	0,838	0,402	0,861	0,426	0,888	0,452	0,489	0,918	0,482	0,514	0,612	

Tableau 5.2

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	4	(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	13	11	10
diamètre considéré 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	63,35	81,83	102,67	16,7
6,5	4,35	7,79	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	16,15	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	54,56	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	2,96	4,62	6,65	9,05	11,83	14,97	18,48	22,36	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	34,22	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	20,04	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