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

Etude d' un projet d'alimentation en eau potable . cas du réseau Kiyazi - Martyazo en commune Vugizo de la province Makamba

Hakizimana, Désiré; Hategekimana, Nestor; Sous la direction de : Ir Daniel Ngendakuriyo

2012-01
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2313

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

UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE-CIVIL

SUJET : « *ETUDE D'UN PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE* » *cas du réseau Kiyazi – Martyazo en commune Vugizo* de la province MAKAMBA.

Par :

HAKIZIMANA Désiré
et
HATEGEKIMANA Nestor

Sous la direction de :

Ir Daniel NGENDAKURIYO

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

Bujumbura, Janvier 2012

DEDICACE

A Dieu Tout Puissant ;

A mon Père ;

A mes Frères et Sœurs ;

A mes Oncles et Tantes ;

A mes Cousins et Cousines ;

A tous ceux qui me sont chers ;

A Mon Collègue HATEGEKIMANA Nestor;

A tous mes Amis et Connaissances ;

Je dédie ce travail.

HAKIZIMANA Désiré

A Dieu Tout Puissant ;

A mes parents ;

A mes Frères et Sœurs ;

A mes Oncles et Tantes ;

A mes Cousins et Cousines ;

A Tous ceux qui me sont chers ;

A Mon Collègue HAKIZIMANA Désiré ;

A Tous mes Amis et Connaissances ;

Je dédie ce travail.

HATEGEKIMANA Nestor

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail ; qu'il nous soit un moment de témoigner que le présent travail est le fruit des efforts conjugués de nombreuses personnes à qui nous voudrions exprimer nos vifs remerciements.

Nous remercions spécialement le professeur Ingénieur Daniel NGENDAKURIYO Directeur de ce travail qui, malgré ses multiples engagements n'a cessé d'être toujours à notre disposition, son dévouement, ses conseils et ses suggestions nous ont été d'une importance capitale. Qu'il trouve ici, l'expression de notre grande satisfaction.

Nous remercions également nos éducateurs, de l'école primaire à l'Université du Burundi, tous les professeurs de l'Institut Technique Supérieur en général et ceux du Département du Génie Civil en particulier, nous leur témoignons notre reconnaissance sur la formation intellectuelle, morale et civique qu'ils nous ont donnée.

Que nos parents pour leurs initiatives et leur patience reçoivent par ici le couronnement de leurs efforts.

Nous sommes également reconnaissants envers tous les services qui nous ont ouverts les portes d'accéder aux données lors de la réalisation de ce travail, nos camarades étudiants de l'Université du Burundi et plus particulièrement ceux du campus KIRIRI pour avoir agrémenté notre séjour à l'Université du Burundi.

A tous nous disons sincèrement merci.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....i

REMERCIEMENTS.....ii

TABLE DES MATIERES.....iii

CHAP.I. INTRODUCTION GENERALE.....1

I.1. Cadre et intérêt du Projet.....1

I.2. Objet du Projet.....1

CHAP.II. DESCRPTION DE LA ZONE DU PROJET.....2

II.1.Situation géographique.....2

II.2.Organisation administrative.....3

II.3.Climat de la commune VUGIZO.....4

II.4.Relief et hydrographie.....5

II.4.1.Relief.....5

II.4.2.Hydrographie.....5

II.5.La flore et la faune.....6

II.5.1.La flore.....6

II.5.2.La faune.....7

II.6.Situation économique de la population.....7

II.6.1.Infrastructures socio-économiques.....7

II.6.2.Population.....7

II.6.3.Communications.....7

CHAP.III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU.....8

III.1.Introduction.....8

III.1.1.Qualités d'une eau potable.....8

III.1.2.Quantité d'une eau de consommation.....10

III.1.2.a. Consommation horaire.....10

III.1.2.b. Consommation journalière.....10
III.1.2.c. Consommation annuelle.....10
III.1.3. Aperçu des valeurs de consommation.....11
III.1.4. Norme de desserte.....12
III.2 Evaluation proprement dite des besoins 12
III.2.1.Effectif à desservir.....12
III.2.2.Population actuelle.....12
III.2.3.Population projetée.....14
III.3. Calcul des besoins journaliers.....15
III.3.1. Besoins en eau pour la population villageoise.....15
III.3.2. Besoins en eau pour les équipements publics.....16
III.3.2.a. Ecoles primaires et secondaire.....16
III.3.2.b. Eglise.....16
III.3.2.c. Centre de santé et bureau communal.....16
III.3.3.Branchements particuliers.....17
III.3.4.Besoins journaliers totaux.....17
III.3.5.Besoins en eau maximum.....18
III.3.5.1.La production de pointe.....18
III.3.5.2.Pertes d'eau et marge.....19
III.3.5.2.a. Pertes d'eau.....19
III.3.5.2.b. Marge.....19
CHAP.IV. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ART.....21
IV.1. Introduction 21
IV.2.Description des ouvrages 21
IV.2.1. Généralités 21
IV.2.2. Nature de la source de captage 21
IV.2.2.1. Classification des sources 22

IV.2.2.1.a. Source d'affleurement 22
IV.2.2.1.b. Source de déversement 22
IV.2.2.1.c. Source d'émergence 23
IV.2.2.2. Caractéristiques de la source de notre projet 23
IV.2.3. Système de captage.....23
IV.2.3.1. Principe de captage.....24
IV.2.3.2. Protection des ouvrages.....25
IV.2.4. Chambre de départ.....26
IV.3. Ouvrages de stockage.....26
IV.3.1. Définition et utilité.....26
IV.3.2.Répartition des débits.....27
IV.3.3.Emplacement des réservoirs 27
IV.3.4.Altitude des réservoirs.....28
IV.3.5.Calcul des capacités des réservoirs.....28
IV.3.6.Dimensionnement des réservoirs de notre projet 33
CHAP. V. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRANSPORT.....45
V.1.Introduction 45
V.2.Dimensionnement des tuyaux 45
V.2.1.Généralités 45
V.2.1.1.Types de conduites 46
V.2.1.2.Etude du tracé.....47
V.2.1.3. Zone du projet.....49
V.2.1.4. Profil en long de la zone du projet 50
V.2.2.Calcul des conduites.....51
V.3.Organes accessoires à la conduite.....56
V.3.1.Robinets.....56
V.3.2.Chambre de purge.....56

V.3.3.Chambre de ventouse.....57
V.3.4.Borne fontaine.....58
CHAP.VI.EVALUATION DU COUT DU PROJET.....63
VI.1. Introduction.....63
VI.2.Main d'œuvre et matériel 63
VI.2.1. Main d'œuvre.....63
VI.2.1.a. Main d'œuvre productive.....63
VI.2.1.b. Main d'œuvre improductive et d'encadrement.....63
VI.2.2. Matériel de chantier.....64
VI.3. Devis quantitatif des travaux.....64
VI.3.1. Captage.....65
VI.3.2. Chambre de départ.....66
VI.3.2.a. Terrassement.....66
VI.3.2.b. Béton.....66
VI.3.3. Chambres de vannes, ventouses et purges.....68
VI.3.3.a. Chambres de ventouses.....70
VI.3.3.b. Chambres de vannes.....69
VI.3.3.c. Chambres de purges.....72
VI.3.4. Ouvrages de stockage.....73
VI.3.5. Conduite d'alimentation.....77
VI.3.6. Bornes fontaines.....79
VI.4.Planning des travaux.....81
VI.4.1. Généralités.....81
VI.5. Devis estimatif.....84
CHAP.VII.GESTION ET ENTRETIEN DU RESEAU.....89
VII.1. Généralités.....89
VII.2. Gestion du réseau 89

VII.3. Entretien technique.....90
CONCLUSION GENERALE 91
BIBLIOGRAPHIE 92
ANNEXES 93
Annexe 1 94
Annexe 2 95

CHAP.I.INTRODUCTION GENERALE

I.1.Cadre et intérêt du projet

L'eau est une ressource naturelle très indispensable à toutes les réalisations sur notre planète. Malheureusement, la répartition de cette ressource n'est pas uniforme. On remarque que les 3 /4 de la surface terrestre sont occupés par l'eau mais cela n'empêche que la sécheresse menace bien pas mal de régions.

L'eau est essentielle à l'homme, aux animaux et aux plantes. Sans eau, aucune vie n'est possible sur la terre. L'absence ou la pénurie de l'eau de bonne qualité peut conduire à consommer de l'eau contaminée par des excréments humains ou animaux et qui représente un danger pour la santé et pour la vie humaine.

L'emplacement, la construction, l'exploitation et la surveillance d'un système d'alimentation en eau potable avec ses sources, ses réservoirs, son installation de traitement et de son réseau de distribution doivent être exempte de toute pollution ou de toute contamination. L'eau peut également causer des dégâts comme les inondations, c'est pour cette raison que l'homme doit savoir comment s'y prendre devant ces dégâts engendrés par l'eau.
L'eau qu'on rencontre dans la nature ne possède pas toutes les qualités nécessaires pour être distribuée aux utilisateurs, il est donc recommandé de distribuer une eau qui est potable.

I.2.Objet du projet

Contribuer à l'étude d'un système d'alimentation pour la population de KIYAZI,RURAMBIRA,NYAMBEHO,RUTEGAMA,GIKUZI et MARTYAZO de la commune VUGIZO en province MAKAMBA est l'objectif principal de notre projet.
L'eau sera captée de la source NYABIBUGU par gravité car le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des zones de consommation(point de puisage).Vers la fin on proposera également les méthodes de gestion de cette ressource car l'eau doit être considérée comme un bien économique et que la gestion d'une ressource en eau doit se concevoir et s'organiser de la manière de n'importe quelle autre ressource en tenant compte en particulier de sa disponibilité dans l'espace et dans le temps, de son caractère cyclique, et donc renouvelable,des conséquences des prélèvements et des détériorations de sa qualité.

CHAP.II.DESCRIPTION DE LA ZONE DU PROJET

L'on ne saurait concevoir un système d'alimentation en eau potable bien adapté sans connaître d'une manière plus ou moins détaillée la zone concernée par le projet.

La description de notre zone sera axée essentiellement sur la situation géographique, l'organisation administrative, la situation économique de la population, la flore et la faune, le relief et l'hydrographie.

1. Situation géographique

La commune de VUGIZO est limitée au (à l') :

-Nord par les communes VYANDA et BURURI

-Sud par la commune NYANZA-LAC

-Ouest par la commune NYANZA-LAC

-Est par les communes MAKAMBA et MABANDA

Le chef lieu de la commune en même temps de la zone se trouve à 41km du chef lieu de la province MAKAMBA.



Situation géographique de la commune Vugizo

2. Organisation administrative

La commune de VUGIZO est subdivisée 3 zones et 20 collines de recensement.

ZONES	COLLINES DE RECENSEMENT	ZONES	COLLINES DE RECENCEMENT
1. GISHIHA	1. KIYAZI 2. MARTYAZO 3. JONGWE 4. MUTOBO 5. NYARUBANO 6. RURAMBIRA 7. RUTEGAMA	3. VUGIZO	14. GIKUZI 15. KIGOMBE 16. KARONGE 17. MBIZI 18. MUGU 19. NYAMIRINDI 20. RABIRO
2. MPINGA	8. GAHANDU 9. GITABA 10. MAZURU 11. MURINDA 12. KAGEGE 13. NDOBA		
TOTAL		3	20

Source : Découpage administratif du BURUNDI/MININTER/ DPP / IFES / USAID / Décembre 2005



Découpage administratif de la commune Vugizo

3. Climat de la commune VUGIZO

Le climat de la commune VUGIZO est déterminé par les deux régions naturelles du MUMIRWA et BUTUTSI .Le climat est rude dans le MUMIRWA et le BUTUTSI. Les pluies sont généralement abondantes pendant la saison humide qui s'étale entre Octobre et Avril. La saison sèche dure 3 à 4 mois en général. La zone de crête et des plateaux a une température moyenne variant entre 17 et 23°C. Les températures les plus élevées sont observées aux mois d'Août, septembre et octobre avec une faible variation de températures mensuelles et de forts écarts diurnes.

4. Relief et hydrographie

1. Relief

Le Burundi est divisé en 4 zones topographiques dont :

-La plaine de l'IMBO

-La crête CONGO-NIL

-Les plateaux centraux

-Les dépressions de l'Est

Le relief de la commune VUGIZO est très escarpé et dominé par la chaine de montagnes INANZERWE-KIBIMBI avec des plateaux vers le sud. L'altitude de la commune est comprise entre 1500 et 2000m. La végétation est formée d'une savane arborée et une forêt naturelle en disparition.

2. Hydrographie

La commune VUGIZO possède 2 principaux cours d'eau à savoir : NYENGWE et NYABIKERE.

Cycle de l'eau

Le cycle de l'eau (ou cycle hydrologique est un modèle représentant les flux entre les grands réservoirs de l'eau liquide, solide ou gazeuse sur terre : les océans, l'atmosphère, les lacs, les mers, les cours d'eau et les nappes souterraines.

Le « moteur » de ce cycle est l'énergie solaire qui, en favorisant l'évaporation de l'eau, entraîne tous les autres échanges.

En effet, l'eau existe dans la nature sous trois formes (liquide à l'état normal, gazeuse en vapeur et solide en glace), et cette même eau parcourt un cycle éternel appelé cycle de l'eau. Sous l'effet du rayonnement solaire, l'eau des lacs, rivières, mers, océans s'évapore. Cette vapeur d'eau est entraînée par le vent vers les continents où elle rencontre des conditions favorables à sa condensation : ainsi, naissent les nuages. Dans ces nuages, des gouttelettes se forment autour des grains de poussières et de grains de sel provenant de l'évaporation des eaux de mer. Ces gouttelettes prennent des proportions qui

ne leur permettent plus de rester en « suspension » et le phénomène de précipitation se déclenche, il pleut. Une partie de ces eaux de pluies ruissellent à la surface de la terre et va augmenter la quantité des eaux de cours d'eaux et des lacs, d'où elle est sujette d'une part de l'évaporation, d'autre part, de l'infiltration à travers le sol.

Les eaux d'infiltration sont reprises en partie par la végétation qu'elles alimentent avant d'être rejetées dans l'atmosphère et une autre partie s'accumule dans le sous sol pour former les nappes souterraines qui, à leur tour, en s'écoulant, donnent naissance aux sources qui émergent à la surface du sol. Et le cycle continue.

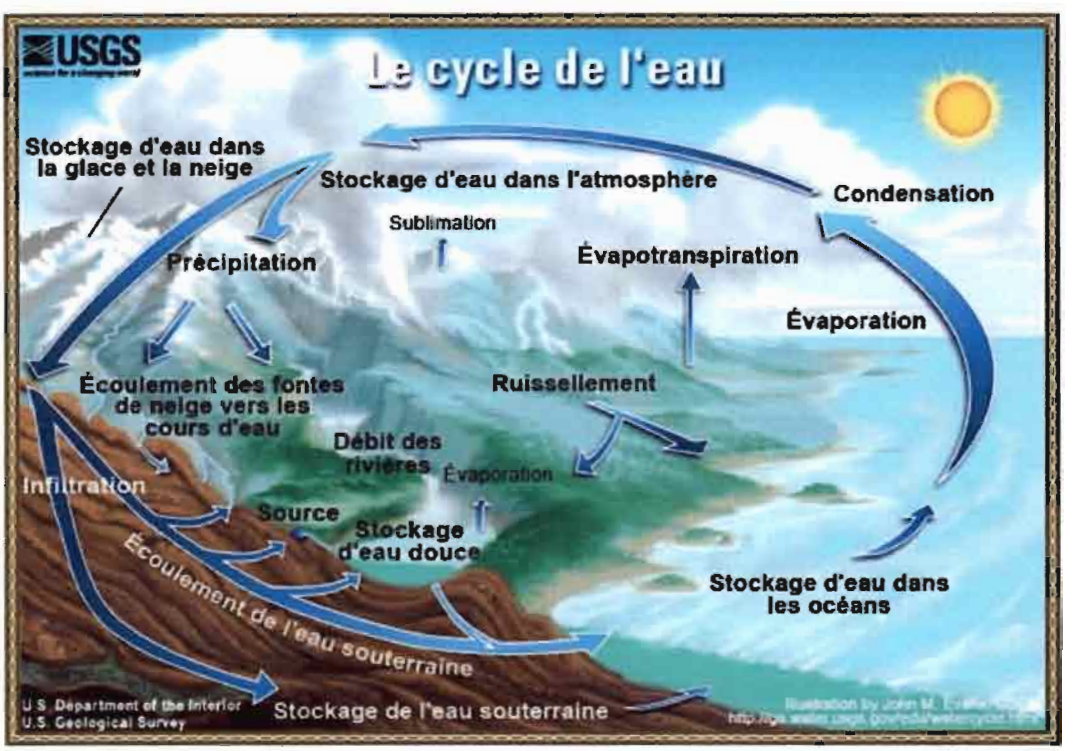


Schéma du cycle hydrologique

5. La flore et la faune

1. La flore

La flore de la commune VUGIZO est composée par une formation forestière à Brachystegia dont la plus importante se trouve à RUKAMBASI à 1610m d'altitude.

2. La faune

La commune VUGIZO héberge beaucoup d'espèces de mammifères, d'oiseaux et de reptiles.

Dans la commune, la faune est dominée par les Cercopitgecusaethiops, Tragelafusscrptus et Caniusadustus que l'on trouve essentiellement dans le MUMIRWA.

6. Situation économique de la population

1. Infrastructure socio-économique

La majeure partie de la population est rurale et cela se traduit par des habitations peu enviables non branchées sur les réseaux de distribution d'eau et d'électricité et non pourvues de toilettes intérieures avec utilisation du bois comme source d'énergie. On y trouve des équipements comme les écoles, les centres de santé et églises.

2. La population

Les données statistiques du ministère de la planification, du développement et de la reconstruction nationale dans son département Appui aux Programmes de la Population présente les renseignements ci-après en 2008 :

Commune VUGIZO : 45223habitants

Province MAKAMBA : 410449 habitants

La population de la commune VUGIZO représente 11,01 % de la population provinciale.

3. Communications

Il n'y a aucune route bitumée qui passe par la commune de VUGIZO. Le réseau routier de la commune VUGIZO est composé d'une route provinciale(RP) de 41 Km et de 13 pistes rurales classées routes communales(RC) de 89Km. Concernant la téléphonie, on utilise principalement les réseaux Leo et ONAMOB.

CHAP.III.EVALUATION DES BESOINS EN EAU

1. Introduction

L'homme se sert de l'eau pour différentes fins et chacune d'elles a ses exigences tant quantitatives que qualitatives. L'alimentation en eau potable vise à satisfaire les besoins en eau d'une collectivité donnée pour un horizon bien déterminé appelé « Durée de vie du réseau ».Les quantités nécessaires en eau potable tiennent compte des :

-consommations villageoises

-consommations privées

-consommations publiques

-pertes d'eau

1.1. Qualités d'une eau potable

Une eau potable est une eau dont la consommation ne nuit pas les bénéficiaires. Pour l'alimentation humaine, les auteurs FAR et GEYER in « Water supply and wastwaterDisposal » définissent une eau potable c'est-à-dire de consommation comme :

1. N'étant pas contaminée, donc incapable d'infecter quiconque en consomme, d'une maladie à caractère hydrique ;

2. Exempte des substances toxiques ;

3. Exempte de quantités excessives de matières minérales et organiques.

Ainsi, à l'ignorance de certaines personnes non avisées, toute eau claire, limpide, inodore et sans goût n'est pas toujours une eau potable. Par défaut de manque de résultats de valeurs limites des paramètres recommandées par les normes en vigueur dans notre pays, on se réfère le plus souvent aux valeurs des normes internationales de l'eau de consommation fournie par l'OMS reprise dans le tableau ci-dessous pour déclarer qu'une eau est potable.

Caractéristiques	Unité	Valeurs limites d'une eau potable recommandées par l'OMS
Turbidité	NTU	5
Valeur pH	_	7,0-8,5
Conductivité	µS/cm	700
Matière en suspension(MES)	Mg/l	500
Fer	Mg/l	0,3
Dureté totale	°DG	20-30
Sodium	Mg/l	20
Ammoniaque	Mg/l	1,0
Calcium	Mg/l	75
Température	°C	25
Sulfates	Mg/l	200
Gaz carbonique	Mg/l	_
Nitrite	Mg/l	25
Potassium	Mg/l	10
Phosphates	Mg/l	7
Magnésium	Mg/l	50
Oxygène	% Saturation	20
Demande chimique en oxygène(DCO)	Mg/l	5/KMnO4
Chlorure	Mg /l	200

1.2. Quantité d'une eau de consommation

a. Consommation horaire

Elle exprime la quantité d'eau consommée par heure(en m^3 par heure).La consommation horaire maximale ou de pointe est nécessaire pour le dimensionnement du réseau de distribution.

b. Consommation journalière

Elle exprime la quantité d'eau consommée par jour (en m^3 par jour).

La consommation journalière maximale ou de pointe est utile pour le calcul des ouvrages de production et de stockage.

c. Consommation annuelle

Elle exprime la quantité d'eau consommée durant toute l'année(en m^3 par an).

Elle est surtout utile pour l'hydrologue qui doit vérifier si les ressources en eau sont suffisantes. Il est question de s'assurer si les apports qui alimentent la nappe compensent les consommations prélevées.

1.3. Aperçu des valeurs de consommation

En milieu rurale (valeurs recommandées par l'OMS) sont les suivantes :

Besoins				Valeurs de l'OMS	Valeurs locales
1. Consommations domestiques					
Bornes fontaines et puits				5-25l/j/hab.	20l/j/hab.
Branchements particuliers				70-250l/j/hab.	100l/j/hab.
2. Etablissements publics					
EP				15-30l/j/écoliers	5l/j/écolier
Ecole polyvalente				15-30l/j/écoliers	5l/j/écolier
Foyer social				15-30l/j/hab.	10l/j/personne
Prison				-	20l/j/personne
Bureau communal				25-40l/j/hab.	15l/j/personne
Centre de négoce				15-20l/j/hab.	10l/j/personne
Dispensaire, centre de santé, maternité				220-300l/j/hab.	150l/j/personne
Ecole avec internat				90-140l/j/élève	30l/j/élève
Catéchuménats				-	5l/j/personne
Ateliers divers				-	5l/j/personne
Camps militaires				-	50l/j/personne
Communautés religieuses				-	250l/j/personne
Eglise				-	1l/j/fidèle
3. Bétail					
Vache				25-35l/j/tête	50l/j/tête
Mouton				15-25l/J/tête	5l/j/tête
Chèvres				15-25l/J/tête	50l/j/tête
Porcs				10-15l/j/tête	10/j/tête

1.4. Norme pour la desserte

Nous présentons dans ce paragraphe des valeurs de débit couramment utilisées dans la desserte pour certains points de puisage :

-la borne fontaine publique : ≤ 0,3l/s

-la borne fontaine privée : ≤ 0,2l/s

-pour certains appareils intérieurs :

-évier : 0,2l/s

-lavabo: 0,1l/s

-bidet: 0,1l/s

-baignoire: 0,35l/s

-douche: 0,25l/s

-WC avec chasse: 0,1l/s

-buanderie: 0,4l/s

III.2.Evaluation proprement dite des besoins

2.1. Effectifs à desservir

On détermine d'abord la population à desservir, ensuite les besoins de cette dernière.

2.1.1. Population actuelle(Po)

La détermination des populations et des collectivités de la zone du projet se fait de la manière suivante :

-La population des collines traversées par le réseau est donnée par le dénombrement effectué lors du dernier recensement .Lors de notre visite du site nous avons pu constater l'existence des sources aménagées proches, des regroupements le long des pistes, la répartition de la population sur les différentes parties de la colline, etc.

Ce dénombrement de la population nous donne l'effectif de la population actuelle(Po) de chaque colline traversée par le réseau. Notre réseau traverse les collines suivantes : RURAMBIRA, NYAMBEHO, RUTEGAMA, KIYAZI, MUBOGORA et GIKUZI. Pour notre projet, nous avons considéré que chaque ménage a une taille moyenne de 6personnes.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Collines desservies	Ménages	Population actuelle
RURAMBIRA	0	0
NYAMBEHO	0	0
RUTEGAMA	241	1446
KIYAZI	60	360
MUBOGORA	14	84
GIKUZI	51	306
TOTAL	**366**	**2196**

Tableau III.1 : population actuelle de la zone du projet

Lors de notre visite du site nous avons constaté que les collines RURAMBIRA et NYAMBEHO sont alimentées en eau potable.

-Pour les établissements publics, les effectifs ont été déterminés sur base des informations fournies par les responsables de ces établissements. Il y a existence de trois écoles primaires à savoir : l'école primaire de KIYAZI, l'école primaire de NYAMBEHO et l'école primaire de MARTYAZO, et d'un lycée communal ; celui de MARTYAZO.

-Une seule église est concernée par notre réseau : la paroisse de MARTYAZO.

Le tableau suivant englobe les effectifs de ces établissements :

Etablissements	Effectifs
EP KIYAZI	0
EP NYAMBEHO	0
EP MARTYAZO	541
LC MARTYAZO	652
PAROISSE MARTYAZO	500
TOTAL	**1990**

Tableau III.2 : Effectifs des établissements publics

Notons que les écoles primaires KIYAZI et NYAMBEHO sont déjà alimentées en eau potable.

2.1.2. Population Projetée(Pn)

La population projetée est déterminée à partir de la formule suivante :

$Pn=Po\ (1+r)^n$

Avec Pn=Population Projetée après n années

Po=Population initiale

R=Taux de croissance

N=Durée de vie du réseau

Calcul du taux de croissance

Le taux de croissance r a été calculé sur base des résultats de recherche sur l'évolution de la population de la commune VUGIZO auprès du BCR (Bureau Central de Recensement).

Année	1990	2008
VUGIZO	29797	45223

r est calculé par la formule suivante :

$$r = \left(\frac{Pn}{Po}\right)^{1/n} - 1$$

Avec Po=population initiale

Pn=Population après n années

R=Taux de croissance

N=Nombre d'années

D'où $r = \frac{(45223)^{\frac{1}{18}}}{29797}$ =0,023≈2,3%

Les projections de la population à l'horizon 2031 sont basées sur le taux de croissance de la commune VUGIZO.

III.3.Calculs des besoins journaliers

Lors du calcul des besoins journaliers en eau, on tient compte des observations tirées sur terrain. Les besoins en eau pour la population sont classés en deux catégories :

- les besoins en eau pour la population villageoise ;
- les besoins en eau pour les équipements publics.

On doit également prévoir une partie pour les branchements particuliers. Pour le cas qui nous concerne nous avons prévus les branchements particuliers pour 50 personnes.

III.3.1.Besoins en eau pour la population villageoise

La population à desservir est estimée à 2196.Elle est alimentée par des bornes fontaines à condition qu'aucun ménage ne dépasse pas 500m pour arriver au point de puisage.

En adoptant les besoins spécifiques de 20l/j/personne pour une population de 2196 personnes, la consommation sera de :

20l/j/personne *2196 personnes=43920l/j soit 43,92m^3/j

III.3.2. Besoins en eau pour les équipements publics

a. Ecoles primaires et secondaire

Une école primaire est concernée par le réseau. Il s'agit de l'école primaire de MARTYAZO avec 581 écoliers.

Il y a également présence d'une seule école secondaire. Il s'agit du lycée communal de MARTYAZO avec un effectif de 652 élèves.

Avec les besoins en eau de 5l/j/élève, on a :

5l/j/élève*1193 élèves=5965l/j soit 5,965m^3/j

b. Eglise

Une église est concernée par le réseau. Il s'agit de la paroisse de MARTYAZO .D'après les informations recueillie sur terrain, les autorités locales affirment une moyenne de 500 fidèles/jour (c'est-à-dire le jour de messe).

Avec des besoins de 3l/j/fidèle, on aura :

3l/j/fidèle*500fidèles=1500l/j soit 1,5m^3/j

b. Centre de santé et bureau communal

Le centre de santé concerné par le réseau est très petit raison pour laquelle nous avons considéré une moyenne de 7 lits.

Avec des besoins en eau de 150l/j/lit, on a :

150l/j/lit*7lits=1050l/j soit 1,050m^3/j

Concernant le bureau communal nous avons considéré une moyenne de 7 visiteurs par jour.

Avec des besoins en eau de 15l/j/visiteur, on a :

15l/j/visiteur*7 visiteur=105l/j soit 0,105m^3/j

III.3.3.Branchements particuliers

On peut évaluer les individus possédant des branchements particuliers dans leurs propres ménages où cette catégorie est soumise à un système de tarification individuelle. Pour notre réseau il n'y a pratiquement pas de véritables branchements particuliers. Nous allons réserver à cette catégorie de consommateurs une quantité de $5m^3/j$.

III.3.4.Les besoins journaliers totaux

Le tableau ci-dessous rassemble les besoins calculés ci-haut.

Nature	_	**Besoins**	
_	_	m^3/j	l/s
Villageois	_	43,92	0,51
Equipements publics	EP MARTYAZO	2,705	0,031
_	LC MARTYAZO	3,26	0,037
_	Paroisse MARTYAZO	1,5	0,017
_	Centre de santé	1,05	0,0121
_	Bureau communal	0,105	0,00121
Branchements Particuliers	_	5	0,057
Total	_	**57,5**	**0,66**

Tableau III.3: Besoins journaliers totaux

III.3.5.Les besoins en eau maximum

Les valeurs mentionnées dans le tableau précédent ne peuvent pas être utilisées pour le calcul hydraulique et le dimensionnement des ouvrages du réseau.

Il va falloir considérer toutes les pertes d'eau possibles, la production de pointe mais aussi nous fixer une certaine marge de sécurité car à l'horizon 2031, la population de la zone du projet aura sensiblement augmentée.

III.3.5.1.La production de pointe

La production de pointe est déterminée en tenant compte de la variation des activités quotidiennes de la population. Un facteur de production sera pris en considération pour couvrir ces variations.

Pou notre projet, nous avons pris ce facteur égal à 10% du fait qu'il n'y a presque pas d'activités pouvant influencer la variation de la consommation.

La production de pointe est donnée par la relation suivante :

$Qjmax=Qjmoy\ (1+C)$

Avec Qjmax=production de pointe

Qjmoy=besoins moyens journalier

C=facteur de production de pointe

Ainsi, on a :

$Qjmax=57,5*(1+0,1)=63,3m^3/j$

III.3.5.2.Pertes d'eau et marge

a. Pertes d'eau

Dans les milieux ruraux, les pertes d'eau sont estimées jusqu'à 50% de la quantité consommée. Selon GKW Ingénieur conseil, dans son étude sur l'alimentation en eau potable de BUJUMBURA, les pertes d'eau sont calculées à partir de la relation suivante :

$Pertes=Qjmoy*(\frac{1}{1-\delta}-1)$

Avec Qjmoy =besoins moyens journaliers

δ=pourcentage de pertes d'eau

Pour notre réseau, ces pertes sont estimées à 20%.

On a alors : $Pertes=57,5*\left(\frac{1}{1-0,2}-1\right)=14,3m^3/j$

b. Marge

Notre étude s'étend sur une période de 20 ans. Si on tient compte du taux de croissance mais également de la consommation individuelle, une marge de sécurité sera nécessaire afin d'éviter de fréquentes réhabilitations.

En tenant compte du taux de croissance, la population passe de 2196 en 2011 à 3461 en 2031.

Soit une augmentation de :

$\frac{3461-2196}{2196}=0,57$

Soit 57%.

L'augmentation de la population occasionne une augmentation de la consommation.

Pour être du côté sécuritaire, nous avons adopté un coefficient de majoration de 57% et les besoins en eau maximum à l'horizon 2031 seront :

Qjmax= (Production de pointe + Pertes) (1+Marge)

D'où Qjmax= (63,3+14,3)*(1+0,57)=121,8m³/j soit 1,4l/s

Les besoins en eau maximum pour satisfaire les bénéficiaires seront de 121,8m³/j, soit 1,4l/s.

Le débit de la source NYABIBUGU que nous allons capter a été mesuré par les services de la Direction Générale de l'Hydraulique et des Energies Rurales.

Ils ont trouvé une moyenne de 2l/s.

Après vérification sur terrain lors de notre visite effectuée du 01 au03 Juillet 2011, nous avons mesuré un débit de 1,9l/s, ce qui montre que le débit de notre source va satisfaire les besoins des bénéficiaires.

CHAP.IV. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ART

IV.1 .Introduction

Dans le but d'assurer au point de puisage une eau salubre, des études de prospection du site doivent être menées pour le choix de la source. Ces études permettent d'évaluer la nature de la source et le niveau de la nappe à capter.

IV.2.Description des ouvrages

IV.2.1.Généralités

L'eau utilisée provient soit des eaux souterraines ou superficielles.

La quantité d'eau à capter est fonction du degré de perméabilité du sol, du relief du terrain, ainsi que des précipitations et leurs fréquences au cours de l'année.

Quant à la qualité, elle dépend de nature des différentes couches qui forment la nappe.

La nature de la source, le niveau de la nappe, le sens d'écoulement des filets liquides sont les principaux éléments dans le choix de l'ouvrage de captage.

IV.2.2.Nature de la source de captage

Les résultats de prospection déterminent la nature de la source sachant que celle-ci se rencontre le plus souvent en région montagneuse dans les zones de collines.

La source se définit comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine. Elle est alimentée par une formation souterraine de sable ou graviers contenant de l'eau dite « Aquifère ».

Ça peut être aussi d'un écoulement d'eau dans les fissures d'une formation rocheuse.

IV.2.2.1.Classification des sources

On distingue trois principales formes de sources :

-Source d'affleurement ;

-Source de déversement ;

-Source d'émergence.

a. Sources d'affleurement

Elles résultent de l'apparition d'eau le long de la surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe.

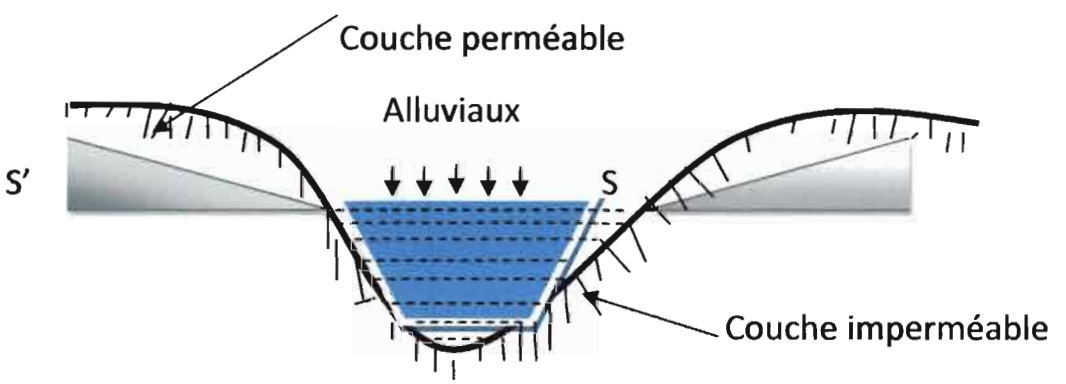


Fig. IV.1 : Schéma de la source d'affleurement

c. Source de déversement

Elles se rencontrent dans les roches fissurées en surface. On peut avoir des venues d'eau descendantes localisées ou diffuses.

La sortie d'eau se fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et par un certain nombre de filets liquides qui, après s'être rassemblés, apparaissent dans une cuvette naturelle. L'eau apparait au point de rencontre des fissures.

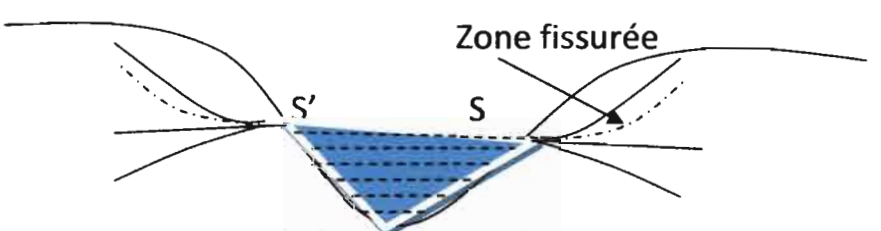


Fig.I V.2 : Schéma de la source de déversement

d. Sources d'émergence

Elles prennent naissance lorsque la surface piézométrique d'une nappe rencontre la surface topographique, sans que le substratum imperméable soit nécessairement affleurant. La couche perméable est fissurée en direction du sol.

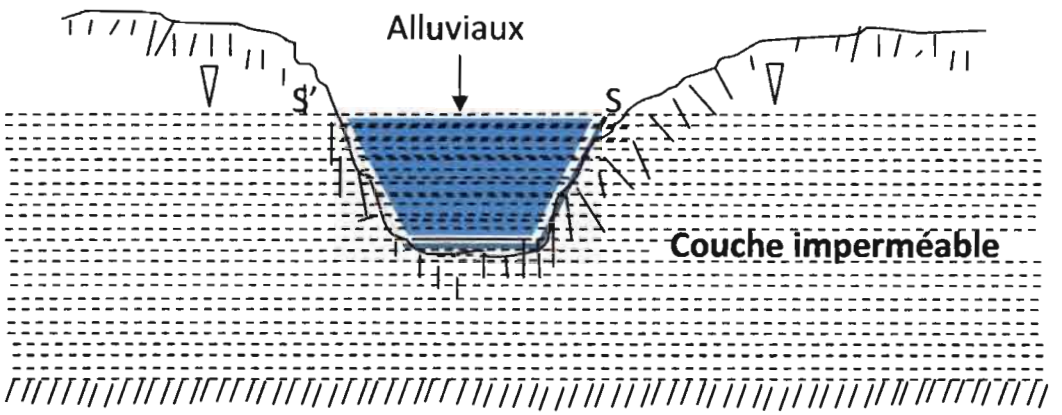


Fig.I V.3 : Schéma de la source d'émergence

IV.2.2.2.Caractéristiques de la source de notre Projet

Une source a fait l'objet de l'étude : la source NYABIBUGU.

Elle se situe au pied de la montagne INANZEGWE et d'après les informations recueillies sur place cette localité est pleine de sources non encore exploitées.

IV.2.3. Système de captage

Les sources de captage se trouvant à une altitude plus élevée des points de puisage, on adoptera une adduction gravitaire.

Cette dernière comportera de nombreux réservoirs indépendants desservant une ou plusieurs bornes fontaines situées non loin des réservoirs.

IV.2.3.1. Principe de captage

Les techniques de captage employées dépendent de la sorte de la source en présence.

Le captage d'une source d'affleurement doit se faire de façon à assurer une protection sanitaire parfaite de l'eau. On y parviendra en construisant une galerie au sein du gisement.

En principe, nous allons creuser une tranchée à l'endroit où se trouve l'eau perpendiculairement au sens d'écoulement des filets liquides.

Un barrage très étanche doit s'établir sur la couche imperméable. De la, l'eau est dirigée dans une chambre de départ et sa distribution dans le réseau va suivre.

Les détails d'un schéma type de captage adopté sont observés sur la figure suivante :

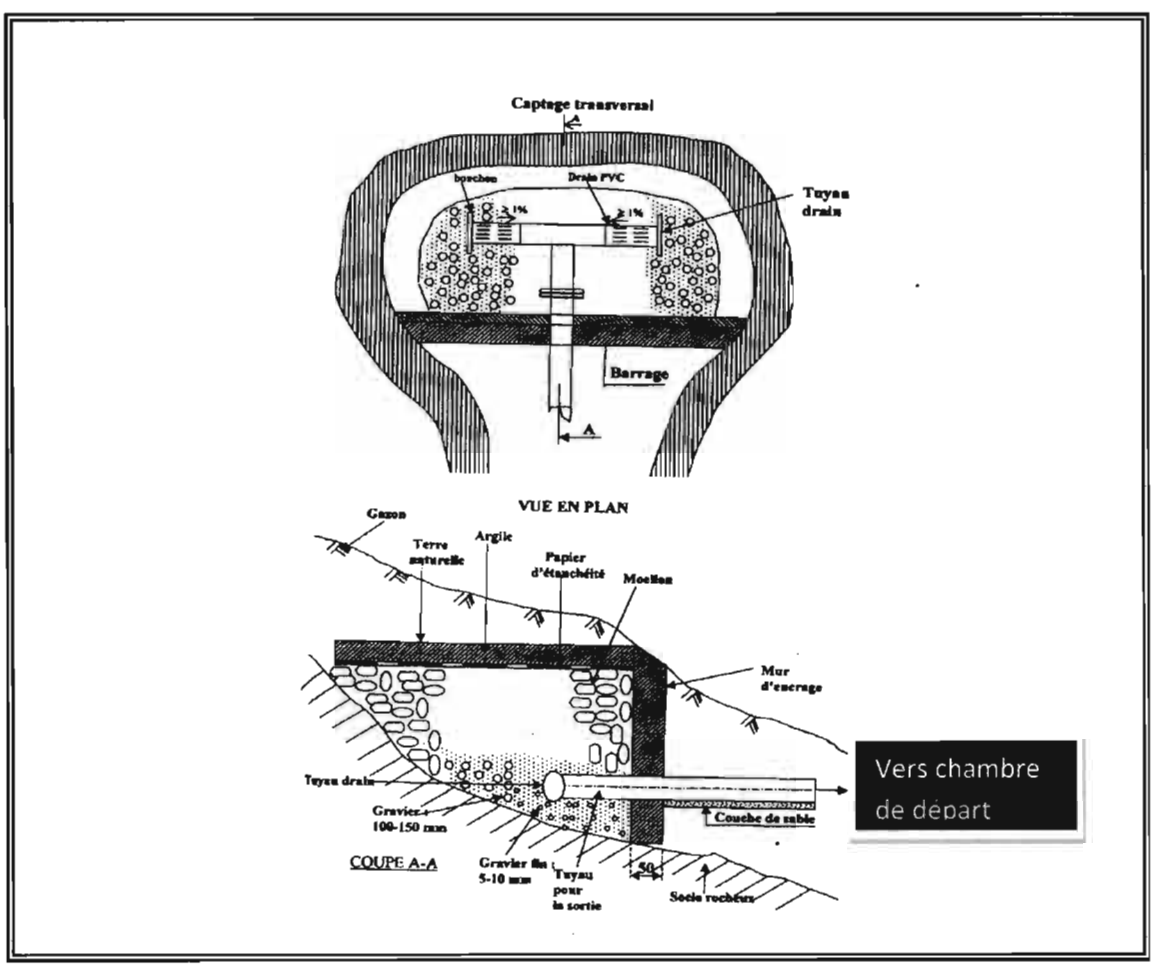


Schéma de captage

Le captage est le cœur de toute adduction d'eau. Il faut veiller à ce que sa construction soit bien exécutée.

Un captage à la légère peut entrainer la mise hors service de tout le système d'adduction.

Enfin il faut bien dimensionner l'aire de captage, planifier et surveiller correctement l'exécution.

IV.2.3.2.Protection des ouvrages

Les éléments dangereux aux ouvrages de captage sont :

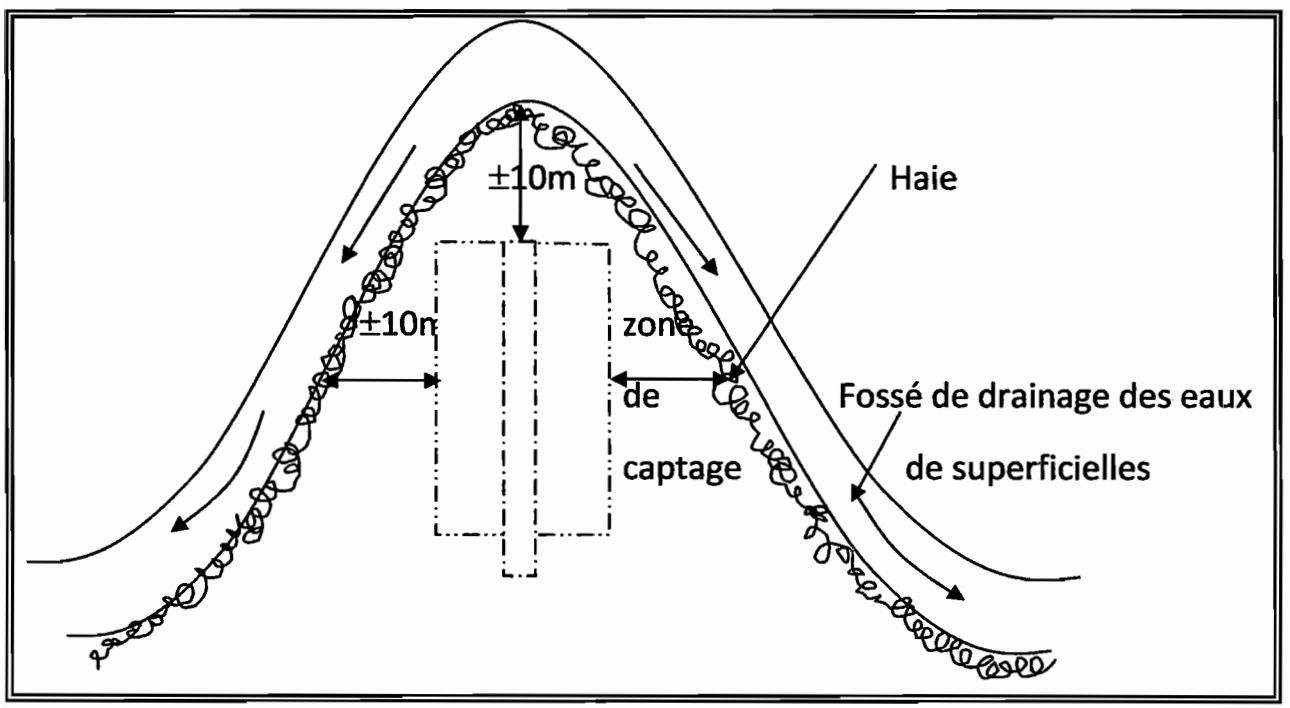
-L'eau de ruissellement non orientée

-L'accès de bétail dans la zone de captage

Nous devons donc protéger nos ouvrages contre ces agressivités.

Du point de vue protection contre l'eau de ruissellement, nous devons creuser une tranchée en tête de la zone captante pour pouvoir éviter la destruction des ouvrages de génie civil et nous devons également planter du gazon dans le périmètre de notre zone de captage.

Du point de vue protection contre l'accès du bétail dans la zone, il faut ériger une clôture en tubes métalliques ceinturés par des fils barbelés entourant tout le pourtour du périmètre de captage.



Aménagement autour d'un captage de source.

IV.2.5.Chambre de départ

La chambre de départ est un ouvrage construit souvent en moellons.

Elle est destinée à accueillir les eaux de la chambre de captage. Elle est souvent compartimentée et l'eau passe ensuite au-dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ. Ce premier compartiment facilite la décantation.

IV.3.Ouvrages de stockage

IV.3.1.Définition et utilité

Un réservoir est un ouvrage qui stocke l'eau dans le cadre de l'alimentation en eau potable.

La construction de cet ouvrage est considérée comme une obligation afin d'assurer la sécurité de la distribution en cas de panne de courte durée et compenser les fluctuations de la consommation.

Un réservoir a aussi l'objet de la mise en réserve d'un volume d'eau utilisable pour des cas spéciaux tel que la rupture des conduites, les incendies,... .

La sollicitation régulière des sources d'eau, la régularité de la pression dans le réseau de distribution sont les avantages que le réservoir offre pour les réseaux gravitaires.

Classification des réservoirs

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

-les réservoirs enterrés

-les réservoirs semi-enterrés

-les réservoirs surélevés

Selon la forme, on a :

-les réservoirs cylindriques

-les réservoirs parallélépipédiques

-les réservoirs quelconques

Selon la nature des matériaux, on a :

-les réservoirs en béton armé

-les réservoirs métalliques

-les réservoirs en maçonnerie

IV.3.2.Répartition des débits

Il est très important de connaître la répartition dans le temps des débits de distribution.

Si on considère que dans un réservoir arrive un débit X et un débit horaire Ch*X peut sortir pendant les heures variées, il est donc recommandé de placer les réservoirs dans le centre de gravité des agglomérations à desservir.

On peut alors observer des variations journalières suivant que le jour de la semaine est un jour de marché ou jour de fête et des variations mensuelles selon que le milieu considéré est touristique ou pas.

Enfin, on peut observer des variations horaires selon que la majorité de la population se lève pour se rendre au travail ou suivant que ce sont des heures de lessive ou de préparation des repas dans les ménages.

IV.3.3.Emplacement des réservoirs

En partant de l'adduction gravitaire, celle-ci se calcule avec un débit d'apport égal au débit journalier nécessaire réparti sur 24 heures, donc le débit horaire moyen.

En principe, l'emplacement optimal du réservoir se situe au centre de gravité de l'agglomération à desservir.

Pour notre réseau, nous avons des habitations disposées sur les collines (KIYAZI, RUTEGAMA, MUBOGORA et GIKUZI) ; les collines RURAMBIRA et NYAMBEHO étant alimentées en eau potable.

On a donc jugé bon de placer nos réservoirs aux centres de gravité de ces habitations.

IV.3.4.Altitude des réservoirs

Concernant l'altitude des réservoirs, il est indispensable que leur emplacement soit compatible avec l'un des rôles qu'ils doivent jouer, c'est-à-dire fournir aux bénéficiaires une pression suffisante au moment de la pointe.

Par conséquent, l'altitude de la cuve doit être celle qui se situe à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évacuer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir, en première approximation l'altitude de la cuve.

La considération de cette cote et la topographie des lieux déterminent le type de réservoir à adopter.

IV.3.5.Calcul des capacités des réservoirs

Comme nous l'avons déjà signalé lors de sa définition, un réservoir est d'une très grande utilité durant les heures de pointe, des jours de plus forte consommation.

Sa capacité dépend donc de la consommation des habitants au cours de 24 heures. Elle dépend également de la différence entre la quantité d'eau fournie par la source et la quantité d'eau nécessaire à la consommation.

La détermination de la capacité du réservoir peut être faite analytiquement.

Soit VS le volume d'eau sortant du réservoir et VE le volume d'eau entrant dans le réservoir, le volume du réservoir est égal à la différence entre le volume entrant et le volume sortant pour un intervalle de temps déterminé. L'intervalle pris comme référence est de 24 heures comme indiqué dans le paragraphe précédent.

Soient VE et VS respectivement les volumes entrant et sortant du réservoir.

$VE=\int_0^t QE(t)dt$

VS=$\int_0^t QS(t)dt$

Avec QE(t) et QS(t) respectivement les débits instantanés entrant et sortant du réservoir.

Le volume du réservoir est donné par :

VR=$\int_0^t (QE - QS)tdt$

QS<QE : pendant les heures creuses (heures de consommation en eau minimale)

QS>QE : pendant les heures de pointe (heures de consommation en eau maximale)

Pendant les heures de pointe, la quantité de VE-VS est appelée réserve tandis que pendant les heures creuses, cette quantité s'appelle supplément. Ainsi, on définit la capacité théorique d'un réservoir comme étant la somme de ces deux valeurs (réserve et supplément) quand elles atteignent leur maximum exprimé en valeur absolue, l'intervalle pris comme référence étant de 24 heures.

Capacité théorique = grand supplément + grand déficit(en valeur absolue)

On signale qu'en milieu rural, pour avoir le volume pratique ou capacité pratique du réservoir, un coefficient variant entre 1,25 à 1,50 sera appliqué à la consommation journalière afin de remédier soit à une consommation exceptionnelle, soit à une interruption de l'adduction par suite d'accident ou de l'entretien.

Ainsi nous estimons ce coefficient à 1,5 ; ce qui donne :

Capacité pratique du réservoir=1,5*Capacité théorique

L'autre paramètre très important influençant la capacité du réservoir, c'est le facteur de variation horaire des consommations suivant la catégorie des bénéficiaires c'est-à-dire suivant qu'on est en présence des populations villageoises ou des populations urbaines.

Notre étude porte sur des populations villageoises. Le tableau suivant donne les coefficients horaires pour la population villageoise.

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

Dans la suite, nous allons employer les symboles suivants :

Ch : Coefficient horaire

VE : Volume entrant

VS : Volume sortant

Vsp : Volume sortant partiel

Vsc : Volume sortant cumulé

Vep : Volume entrant partiel

Vec : Volume entrant cumulé

CAPACITES DES RESERVOIRS
R1:QE=0,15l/s=0,54m^3/h

Période	Ch	T(h)	Qe (m^3/h)	Vst (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0-2	0	2	0,54	0	0	0	1,08	1,08	1,08
2—6	0,3	4	0,54	0,162	0,648	0,65	2,16	3,24	2,592
6—7	2	1	0,54	1,08	1,08	1,73	0,54	3,78	2,052
7—12	1	5	0,54	0,54	2,7	4,43	2,7	6,48	2,052
12—14	1,5	2	0,54	0,81	1,62	6,05	1,08	7,56	1,512
14-19	1,7	5	0,54	0,918	4,59	10,6	2,7	10,3	-0,378
19-22	0,15	3	0,54	0,081	0,243	10,9	1,62	11,9	0,999
22-24	0	2	0,54	0	0	10,9	1,08	13	2,079

Capacité théorique=|2,592|m^3+|-0,3024|m^3=2,894m^3
Capacité pratique=1,5*2,894m^3=4,34m^3
Capacité normalisée du réservoir : Vrés=5m^3

R2 :QE=0,26l/s=0,936m^3/h

Période	Ch	T(h)	Qe (m^3/h)	Vst (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0-2	0	2	0,936	0	0	0	1,87	1,87	1,872
2—6	0,3	4	0,936	0,281	1,123	1,12	3,74	5,62	4,4928
6—7	2	1	0,936	1,872	1,872	3	0,94	6,55	3,5568
7—12	1	5	0,936	0,936	4,68	7,68	4,68	11,2	3,5568
12—14	1,5	2	0,936	1,404	2,808	10,5	1,87	13,1	2,6208
14-19	1,7	5	0,936	1,591	7,956	18,4	4,68	17,8	-0,6552
19-22	0,15	3	0,936	0,14	0,421	18,9	2,81	20,6	1,7316
22-24	0	2	0,936	0	0	18,9	1,87	22,5	3,6036

Capacité théorique=|4,4928|m^3+|-0,6552|m^3=5,148m^3

Capacité pratique=1,5*5,148m^3=7,722m^3

Capacité normalisée du réservoir : Vrés=10m^3

R3=R6 : QE=0,24l/s=0,864m^3/h

Période	Ch	T(h)	Qe (m^3/h)	Vst (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0 – 2	0	2	0,864	0	0	0	1,73	1,73	1,728
2 – 6	0,3	4	0,864	0,259	1,037	1,04	3,46	5,18	4,1472
6 – 7	2	1	0,864	1,728	1,728	2,76	0,86	6,05	3,2832
7 – 12	1	5	0,864	0,864	4,32	7,08	4,32	10,4	3,2832
12 – 14	1,5	2	0,864	1,296	2,592	9,68	1,73	12,1	2,4192
14 – 19	1,7	5	0,864	1,469	7,344	17	4,32	16,4	-0,6048
19 – 22	0,15	3	0,864	0,13	0,389	17,4	2,59	19	1,5984
22 – 24	0	2	0,864	0	0	17,4	1,73	20,7	3,3264

Capacité théorique=|4,1472|m^3+|-0,6048|m^3=4,752m^3

Capacité Pratique=1,5*4,752m^3=7,128m^3

Capacité normalisée du réservoir :Vrés=10m^3

R4=R7 :QE=0,12l/s=0,432m^3/h

Période	Ch	T(h)	Qe (m^3/h)	Vst (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0 – 2	0	2	0,432	0	0	0	0,86	0,86	0,864
2 – 6	0,3	4	0,432	0,13	0,518	0,52	1,73	2,59	2,0736
6 – 7	2	1	0,432	0,864	0,864	1,38	0,43	3,02	1,6416
7 – 12	1	5	0,432	0,432	2,16	3,54	2,16	5,18	1,6416
12 – 14	1,5	2	0,432	0,648	1,296	4,84	0,86	6,05	1,2096
14 – 19	1,7	5	0,432	0,734	3,672	8,51	2,16	8,21	-0,3024
19 – 22	0,15	3	0,432	0,065	0,194	8,7	1,3	9,5	0,7992
22 – 24	0	2	0,432	0	0	8,7	0,86	10,4	1,6632

Capacité théorique=|2,0736|m^3+|-0,3024|m^3=2,376m^3

Capacité Pratique=1,5*2,376m^3=3,564m^3

Capacité normalisée du réservoir :Vrés=5m^3

R5 :QE=0,27l/s=0,972m^3/h

Période	Ch	T(h)	Qe (m^3/h)	Vst (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0 – 2	0	2	0,972	0	0	0	1,94	1,94	1,944
2 – 6	0,3	4	0,972	0,292	1,166	1,17	3,89	5,83	4,6656
6 – 7	2	1	0,972	1,944	1,944	3,11	0,97	6,8	3,6936
7 – 12	1	5	0,972	0,972	4,86	7,97	4,86	11,7	3,6936
12 – 14	1,5	2	0,972	1,458	2,916	10,9	1,94	13,6	2,7216
14 – 19	1,7	5	0,972	1,652	8,262	19,1	4,86	18,5	-0,6804
19 – 22	0,15	3	0,972	0,146	0,437	19,6	2,92	21,4	1,7982
22 – 24	0	2	0,972	0	0	19,6	1,94	23,3	3,7422

Capacité théorique =|4,6656|m^3+|-0,6804|m^3=5,346m^3

Capacité Pratique=1,5*5,346m^3=8,019m^3

Capacité normalisée du réservoir :Vrés=10m^3

IV.3.6.Dimensionnement des réservoirs de notre projet

❖ **Calcul des dimensions**

1. **Diamètre**

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

D=diamètre en m

V=volume en m^3

2. **Hauteur**

-Hauteur utile(Hu)

Toujours avec les formules de FONLLADSA, la hauteur utile est déterminée par la formule suivante :

Hu=0,46D

Avec Hu=hauteur utile en m

D=diamètre intérieur en m

-Hauteur libre(Hl)

Il s'agit de la hauteur entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre 0,2 et 0,5m. On considère la tranchée d'air de 0,3m.

-Hauteur totale du réservoir

H=Hu+Hl

H=hauteur totale du réservoir en m

Hu=hauteur utile en m

Hl=hauteur libre en m

Avec ces formules, nous obtenons les caractéristiques des réservoirs proposées ci-dessous :

Volume en m^3	Diamètre intérieur en m	Diamètre extérieur en m	Epaisseur des parois en m	Hauteur en m
5	2,40	3	0,3	1,404
10	3,02	3,62	0,3	1,6892

❖ **Dimensionnement des réservoirs proprement dit**

1. Réservoir de $5m^3$

a. Dalle de couverture

La dalle de couverture est du type plancher-dalle. Elle protège l'eau contre les intempéries et les autres éléments nuisibles à l'eau potable.

Lors de son prédimensionnement, il sera tenu compte des éléments suivants :

1. Le poids propre appelé charge permanente g.

Elle est composée de :

-béton armé : $25KN/m^3$

2. Surcharges appelées charge d'exploitation P.

$P=1KN/m^2$, on suppose que deux personnes peuvent assurer l'entretien au-dessus de la couverture.

Le calcul se fait selon la norme DIN1045. Comme la dalle est circulaire, elle est étudiée comme un carré dont le coté est égal au diamètre du cercle.

$D=1{,}405\sqrt[3]{5} = 2{,}40$

Diamètre de la dalle $=2{,}40+ (0{,}4 * 2)=3{,}2m$

$lx=ly=3{,}2+ (0{,}01* 2) = 3{,}22m$

$H=0{,}46*D$

D'où $H=0{,}46* 2{,}4=1{,}104m$

Selon la norme DIN1045, la hauteur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$h \geq \frac{\alpha l}{35}$:dans tous les cas ;α étant fonction des conditions aux appuis.

Portée de la dalle

Pour notre cas α =1, la dalle est simplement appuyée. Ce qui veut dire que :

α =1

h≥$\frac{1*3,22}{35}$ ⟹h≥0,092m ; h≥9,2cm⟹h=10cm

d=h+e+Φ_s/2

d=10+1+1/2=11,5cm ≈12cm

h≥$\frac{(\alpha l)2}{150}$ si l'élément doit supporter des cloisons.

h =hauteur utile

e=enrobage

Φ_s=1cm= diamètre de l'acier

Supposons une dalle carrée de côté D=3,22m

$\frac{lx}{ly} = \frac{3,22}{3,22} = 1$; donc la dalle porte dans deux directions.

$l\,x$: longueur de la dalle dans le sens des x ; sens de la plus petite portée.

ly: longueur de la dalle dans le sens des y ; sens de la plus grande portée.

Calcul des charges

g:1KN/m^3*25*0,12m=3KN/m^2

p:2KN/m^2

q =g+p=1KN/m^2*(3+2) =5KN/m^2

- **Calcul des solicitations**

On a vu que $lx = ly$ =3,22m

D'où lx/ly=1

Donc : $f_x^0 = 20$

$f_y^0 = 20$

f_x^0 et f_y^0 : coefficients pour le calcul des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode proposée par PIEPER et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément réparties.

➢ **Calcul des moments en travée**

Mtx=$\frac{q*l_x^2}{f_x^0} = \frac{5*(3,22)^2}{20} = 2,6KNm/m$

Avec Mtx=moment en travée dans le sens des x

Mty=$\frac{q*l_y^2}{f_y^0} = \frac{5*(3,22)^2}{20} = 2,6KNm/m$

Avec Mty=moment en travée dans le sens des y

➢ **Détermination de la section des armatures**

En travée

$$msx = \frac{Mtx}{b * h^2 * fcu}$$

$$msy = \frac{Mty}{b * h^2 * fcu}$$

$$asx = \frac{\omega_{2*b*h}}{fe/fcu}$$

$$asy = \frac{\omega_{2*b*h'}}{fe/fcu}$$

Mtx : moment en travée dans le sens des x agissant par bande de longueur unité

Mty=moment en travée dans le sens des y agissant par bande de longueur unité

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

h: hauteur utile

fcu: résistance de calcul du béton. Pour B25, fcu=17500KN/m^2

ms: moment fléchissant réduit

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

f_e: limite d'élasticité des aciers utilisés

Dans la suite, nous allons utiliser le béton B25 et les aciers Bst420/500.

Le moment fléchissant réduit dans le sens des x est :

$$msx = \frac{2,6}{1 * 0,1^2 * 17500} = 0,0148$$

Calcul de ω_2 par interpolation

$$\begin{matrix} 0,01 \\ 0,01 \\ 0,0148 \\ 0,02 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0,0048 \\ 0,018 \\ ? \\ 0,037 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 0,019 \end{matrix}$$

ω_2=0,018+$\frac{0,019*0,0048}{0,01}$=0,02712

Détermination de la section des armatures

$asx = \frac{0,02712*1*0,1}{24} = 0,000113\text{m}^2/\text{m}=1,13\text{cm}^2/\text{m}$

Pour choisir la section des aciers à utiliser, nous allons nous référer au tableau 5.3 des notes du cours de Béton Armé.

On prendra alors Φ_6, st=20cm

Avec As eff=1,41cm^2/m

$hy = hx - \frac{1}{2}\Phi_s$=0,01-0,005=0,095m

$$msy = \frac{2,6}{1*0,095^2*17500} = 0,016$$

$$0,01 \begin{pmatrix} 0,01 \\ 0,016 \\ 0,02 \end{pmatrix} 0,006 \qquad \begin{pmatrix} 0,018 \\ ? \\ 0,037 \end{pmatrix} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,006}{0,01} = 0,0294$$

$$asx = \frac{0,0294*1*0,095}{24} = 0,000116 m^2/m = 1,16 cm^2/m$$

Nous choisissons alors Φ_6, st=20cm

Avec Aseff=1,41cm^2/m.

2. Dimensionnement du radier

Le radier sera calculé comme le plancher dalle (dalle de couverture).Le radier doit supporter :

-son poids propre (charge permanente)

-surcharges dues à l'eau et celle transmise par la paroi qui reçoit à son tour la charge de couverture.

➢ **Détermination des charges**

-Charges permanentes

$g = \gamma b * d + 0,7 KN/m^2$; d est situé entre 0,2 et 0,4 soit 0,3.

$$h = d - 0,05cm = 0,25cm$$

Avec 0,7KN/m^2 : charge de l'enduit et d'étanchéité.

g =25*0,3+0,7=8,2KN/m^2

-Surcharges d'exploitation

1. Poids de la dalle de couverture

P=5KN/m^2*3,22^2 = 51,842KN

2. Poids du mur

P=22,6KN/m^3 * 0,4m * 3,2m * 1,604m * 4 = 185,6KN

3. Poids de l'enduit et d'étanchéité

P=0,7KN/m^2 * 3,2m * 1,604m * 4 = 14,37KN

4. Pression de l'eau

Pe=10KN/m^3 × 1,104m = 11,04KN/m^2

La pression totale sous le mur est donnée par :

$p = \frac{(51,842+185,6+14,37)KN}{0,4*3,2*4m^2} = 49,182KN/m^2$

Nous constatons que la charge des parois provoque une pression beaucoup plus grande sur le radier par rapport à la charge de l'eau.

Donc, pour dimensionner, on utilisera la charge des parois comme surcharge.

P=49,182KN/m^2

La charge totale est de :

q =g+p= (8,2 + 49,182) KN/m^2=57,382KN/m^2

- **Calcul des sollicitations**

lx/ly=1

Donc : $f_x^0 = 20$

$f_y^0 = 20$

Mtx=$\frac{q*l_x^2}{f_x^0} = \frac{57,382*(3,22)^2}{20} = 29,75KNm/m$

Mty=Mtx=29,75KNm/m

Détermination des aciers

$$msx = \frac{29,75}{1 * 0,25^2 * 17500} = 0,0272$$

$$0,01 \begin{pmatrix} 0,02 \\ 0,0272 \\ 0,03 \end{pmatrix} 0,072 \quad \begin{matrix} 0,037 \\ ? \\ 0,055 \end{matrix} \Big) 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 * 0,0072}{0,01} = 0,04996$$

$$asx = \frac{0,04996 * 1 * 0,25}{24} = 0,00052 m^2/m = 5,2 cm^2/m$$

Nous choisissons alors Φ_8, st=9,5cm

Avec Aseff=5,29cm^2/m

$$msy = \frac{29,75}{1 * 0,245^2 * 17500} = 0,0283$$

$$0,01 \begin{pmatrix} 0,02 \\ 0,0283 \\ 0,03 \end{pmatrix} 0,0083 \quad \begin{matrix} 0,037 \\ ? \\ 0,055 \end{matrix} \Big) 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 * 0,0083}{0,01} = 0,0519$$

$$asy = \frac{0,0519 * 1 * 0,245}{24} = 0,000529 m^2/m = 5,29 cm^2/m$$

Nous choisissons alors Φ_8, st=9,5cm

Avec Aseff=5,29cm^2/m

Réservoir de $10m^3$

1. Dimensionnement de la dalle de couverture

   D=1,405$\sqrt[3]{10}$=3,02m

   Diamètre de la dalle=3,02+(0,4*2)=3,82m

   $l x = l y$ =3,82+(0,01*2)=3,84m

   H =0,46*D

   H =0,46*3,02=1,3892m

La hauteur de l'eau dans le réservoir=1,3892m

La hauteur des parois du mur=1,8892m

Selon DIN1045, la hauteur utile à donner à une dalle est donnée par :

$h \geq \frac{1*3,84}{35}$

h≥0,1097m

h≥10,97cm, soit h=11cm

d =11+1+0,5=12,5cm, soit d=13cm

Calcul des charges

$g = \gamma b * d$

g =25*0,13=3,25KN/m^2

-Charges d'exploitation

P=2KN/m^2, nous supposons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.

Charges totale :

$q = (3,25 + 2)$KN/m^2=5,25KN/m^2

Calcul des sollicitations

$l\,x = l\,y$ =3,84m

lx/ly=1

Donc : $f_x^0 = 20$

$f_y^0 = 20$

Mtx=$\frac{q*l_x^2}{f_x^0} = \frac{5,25*(3,84)^2}{20} = 3,87KNm/m$

Mty=Mtx=$3,87KNm/m$

Détermination des aciers

$$msx = \frac{3,87}{1 * 0,11^2 * 17500} = 0,018$$

$$0,01\begin{pmatrix} 0,01 \\ 0,018 \\ 0,02 \end{pmatrix}0,008 \qquad \begin{pmatrix} 0,018 \\ ? \\ 0,037 \end{pmatrix}0,019$$

ω_2=0,018+$\frac{0,019*0,008}{0,01}$=0,0332

$asx = \frac{0,0332*1*0,11}{24} = 0,000152\text{m}^2/\text{m}=1,52\text{cm}^2/\text{m}$

Nous choisissons alors $\Phi_{6,}\ st$=17,5cm

Avec Aseff=1,62cm^2/m

$msy = \frac{3,87}{1*0,105^2*17500} = 0,02$

ω_2=0,037

$asy = \frac{0,037*1*0,105}{24} = 0,000161\text{m}^2/\text{m}=1,61\text{cm}^2/\text{m}$

Nous choisissons alors $\Phi_{6,}\ st$=17,5cm

Avec As eff=1,62cm^2/m

2. Dimensionnement du radier

-Charges permanentes

$g = gl + \Delta g$

$g = \gamma b * d + 0{,}7KN/m^2$

Avec 0,7KN/m^2 : charge de l'enduit et d'étanchéité.

g = (25*0,3) KN/m^2+0,7=8,2KN/m^2

-Charges d'exploitation

1. Poids de la dalle de couverture

P=5,25KN/m^2*3,84^2 = 20,16KN

2. Poids du mur

P=22,6KN/m^3 $* 0{,}4m * 3{,}82m * 1{,}8892m * 4 = 260{,}95$KN

3. Poids de l'enduit et d'étanchéité

P=0,7KN/m^2 $* 3{,}82m * 1{,}8892m * 4 = 20{,}2$KN

Poids total= (20,16 + 260,95 +20,2) KN=301,31KN

4. Pression sous le mur

P=$\frac{301{,}31KN}{0{,}4*3{,}82*4m^2} = 49{,}29KN/m^2$

5. Pression de l'eau

Pe=10KN/m^3 $1{,}3892m = 13{,}892$KN/m^2

Nous remarquons que la pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau. Pour le dimensionnement, nous allons prendre, pour la charge P, une charge égale à la pression sous le mur.

Ainsi la charge totale est de :

q =g+p= (8,2+49,29) KN/m^2=57,49KN/m^2

➢ **Calcul des sollicitations**

lx/ly=1

Donc : $f_x^0 = 20$

$f_y^0 = 20$

Mtx=$\frac{q*l_x^2}{f_x^0} = \frac{57,49*(3,84)^2}{20} = 42,38KNm/m$

Mty=Mtx=$42,38KNm/m$

Détermination des aciers

$msx = \frac{42,38}{1*0,25^2*17500} = 0,038$

	0,03		0,055	
0,01	0,038	0,008	?	0,02
	0,04		0,075	

ω_2=0,055+$\frac{0,02*0,008}{0,01}$=0,06

$asx = \frac{0,06*1*0,25}{24} = 0,000625m^2/m=6,25cm^2/m$

Nous choisissons alors $\Phi_{10,}$ st=12,5cm

Avec As eff=6,25cm^2/m

$msy = \frac{42,38}{1*0,245^2*17500} = 0,04$

ω_2=0,075

$asy = \frac{0,075*1*0,245}{24} = 0,0007656m^2/m=7,65cm^2/m$

Nous choisissons alors $\Phi_{10,}$ st=10cm

Avec As eff=7,68cm^2/m

CHAP V.DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRANSPORT

V.1.Introduction

A partir d'un réservoir l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression du sol compatible avec les points à distribuer.

V.2.Dimensionnement des tuyaux

V.2.1.Généralités

Les conduites devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe.

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,5 à 1,5m/s. On évitera, sans que cette condition soit impérative, les vitesses supérieures à 1,5 m/s, de même que celles inférieurs à 0,5 m/s.

Les faibles vitesses favorisent la formation des dépôts qu'il est parfois difficile d'évacuer. Des vitesses maximales de l'ordre de 1,5m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que les usagers n'en souffrent trop.

Notons que les diamètres des tuyaux sont calculés en fonction des vitesses et des débits.

En ce qui est de la pression :

.une certaine décharge doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés et en vue de la bonne tenue des canalisations et notamment, de leurs joints, il faut éviter des fortes pressions qui risquent d'apporter des désordres et certains bruits désagréables dans les installations intérieurs d'abonnés.

V.2.1.1.Type de conduites

Les tuyaux les plus couramment utilisés sont en fonte, en PVC et en acier.

Le choix de l'un ou l'autre est basé sur les pressions auxquelles il fait face.

Les tuyaux en plastique fabriqués en polychlorure de vinyle appelés PVC sont utilisés pour de faibles pressions.

Ils supportent les pressions variant de 0 à 16 bars. Ces tuyaux sont rigides et sont répartis en trois classes selon la pression nominale(PN) qu'ils sont appelés à supporter : 6, 10 et 16 bars. Ils sont livrés par longueurs d'environ 5 à 6m et leurs raccords s'effectuent par collage.

Ceux semi rigides sont en polyéthylène et sont sous forme de couronne de 25, 50, 100m de longueur. Les diamètres utilisés et disponibles sur les marchés burundais sont (en mm) :

20, 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110,160.

Pour les tuyaux en fonte, les diamètres normalisés sont (en mm) :60, 80, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1250.

La longueur utile des tuyaux est de 6,00m. Mais à partir d'un diamètre de 800mm, elle peut atteindre 7,00m.

Quant aux tuyaux en acier, ils sont fabriqués en acier doux et soudable. Les tubes sans soudure sont fournis en longueurs courantes de fabrication de 6,00 à 7,00m, soit 7,50 à 16m.

Les épaisseurs des parois varient de 3à8mm pour les diamètres de 40 à 350mm. Toutefois, ces épaisseurs standard peuvent être dépassées pour des cas particuliers.

Les tuyaux en acier galvanisé sont particulièrement employés pour les grandes distances de transport et aux débits élevés avec des fortes pressions allant au-delà de 40 bars.

L'acier galvanisé (AG) étant le plus utilisé avec les DN de :$^{1"}/_{2}$; $^{3"}/_{4}$; 1"¼ ; 1"½ ; 2"½ ; 3" ; 4".

Signalons que 1"=2,54cm.

En raison de leurs avantages d'être insensible aux eaux agressives, le fait d'être lisses réduisant ainsi les pertes de charges à un minimum et des incrustations à zéro, notre proposition va à l'usage des tuyaux en PVC.

Les pressions auxquelles ces tuyaux peuvent résister sont :

- 60 bars pour les diamètres : 40mmà 150mm
- 50 bars pour les diamètres : 175mm à 275mm

NB : 1bar=10m d'eau

- 40 bars pour les diamètres : 300mm à 400mm

Quant aux tuyaux en béton armé, ils possèdent des avantages mais aussi des inconvénients.

Comme avantages, ils ont une grande durée de vie, ils peuvent même dépasser 100 ans, ont un grand coefficient d'élasticité et sont beaucoup résistants aux ruptures et aux fuites.

Mais comme désavantages, leur poids est plus élevé, très difficile à faire des raccords et impossible de les couper pour ajuster la longueur.

V.2.1.2.Etude du tracé

Quand on fait l'étude du tracé, on doit établir plusieurs essais par lesquels on préfère celui qui possède beaucoup d'avantages en tenant compte des précautions suivantes :

a) On essaie de déterminer le tracé le plus direct entre la source et le réservoir ;
b) Il faut emprunter la proximité des voies publiques pour protéger les propriétés de la population ;
c) Pour assurer la protection, il faut que les conduites soient enterrées.

d) Il faut aussi prévoir des profondeurs et des surprofondeurs afin de limiter des points hauts.
e) Pour s'assurer que la conduite reste constamment pleine, on doit vérifier que le profil piézométrique se maintient au-dessus du sol.
f) On doit également éviter des tracés à profil horizontal et les substituer avec un profil avec des montées lentes.
g) On doit aussi prévoir des ventouses sur les points hauts et des décharges aux points bas du réseau.
h) Protéger la conduite contre les charges supérieures à celles pour lesquelles elle est prévue.

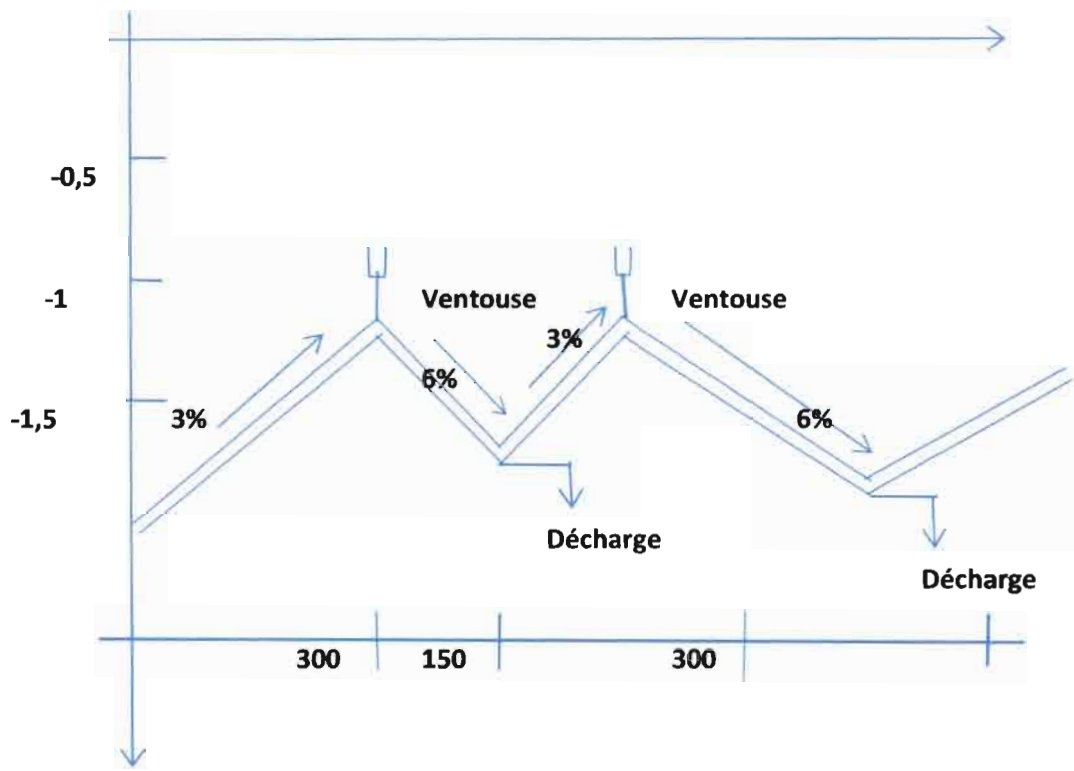
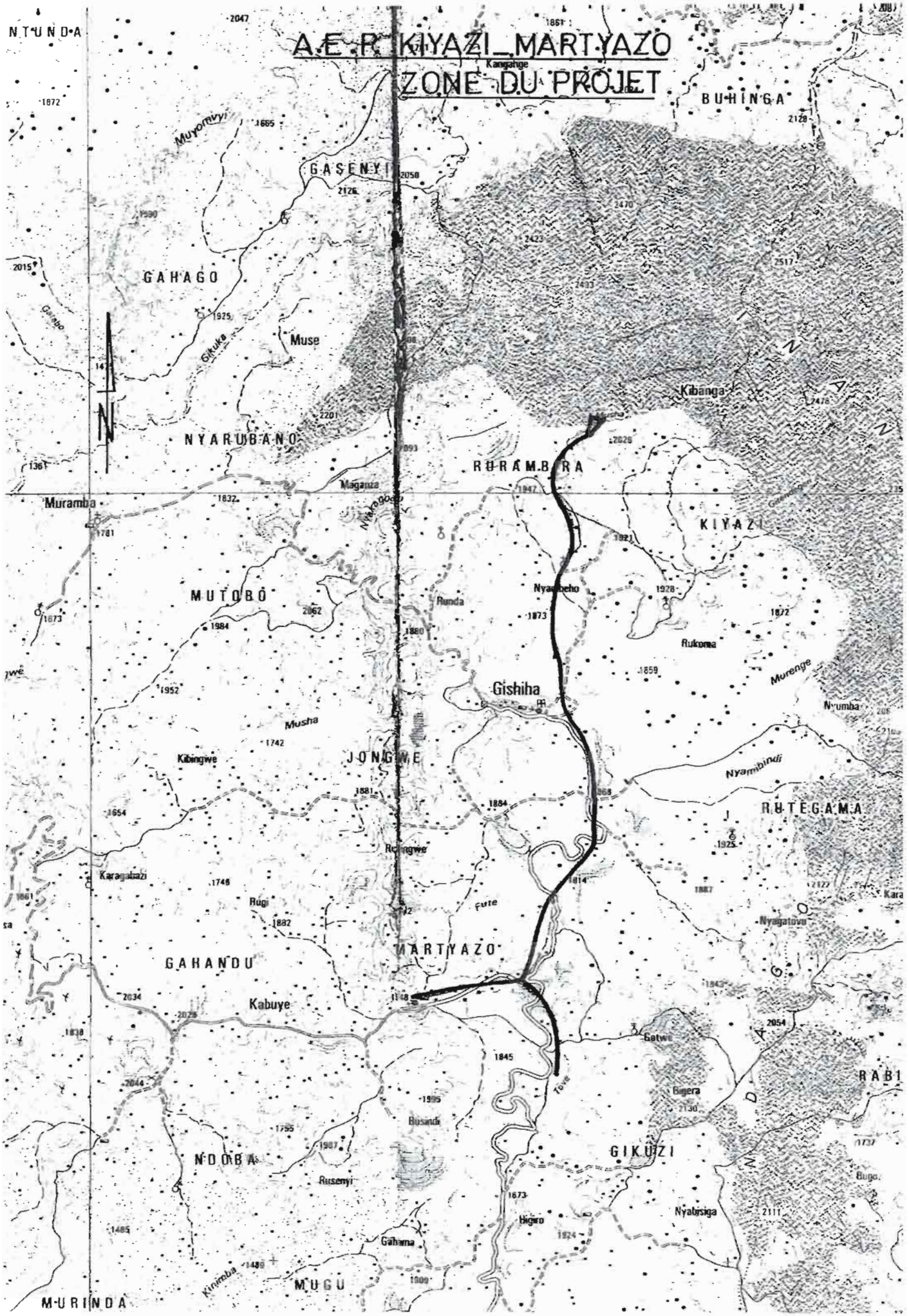
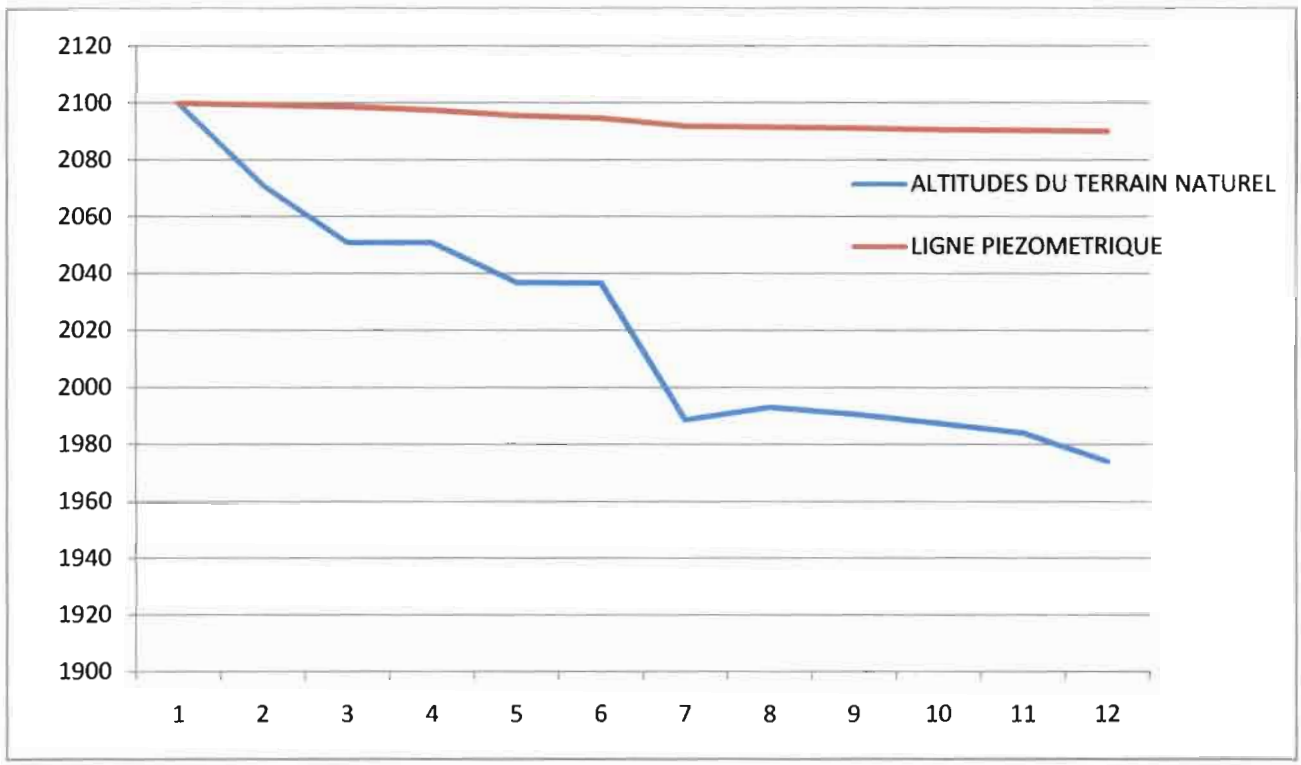


Figure V.1 : Schéma de l'étude du tracé

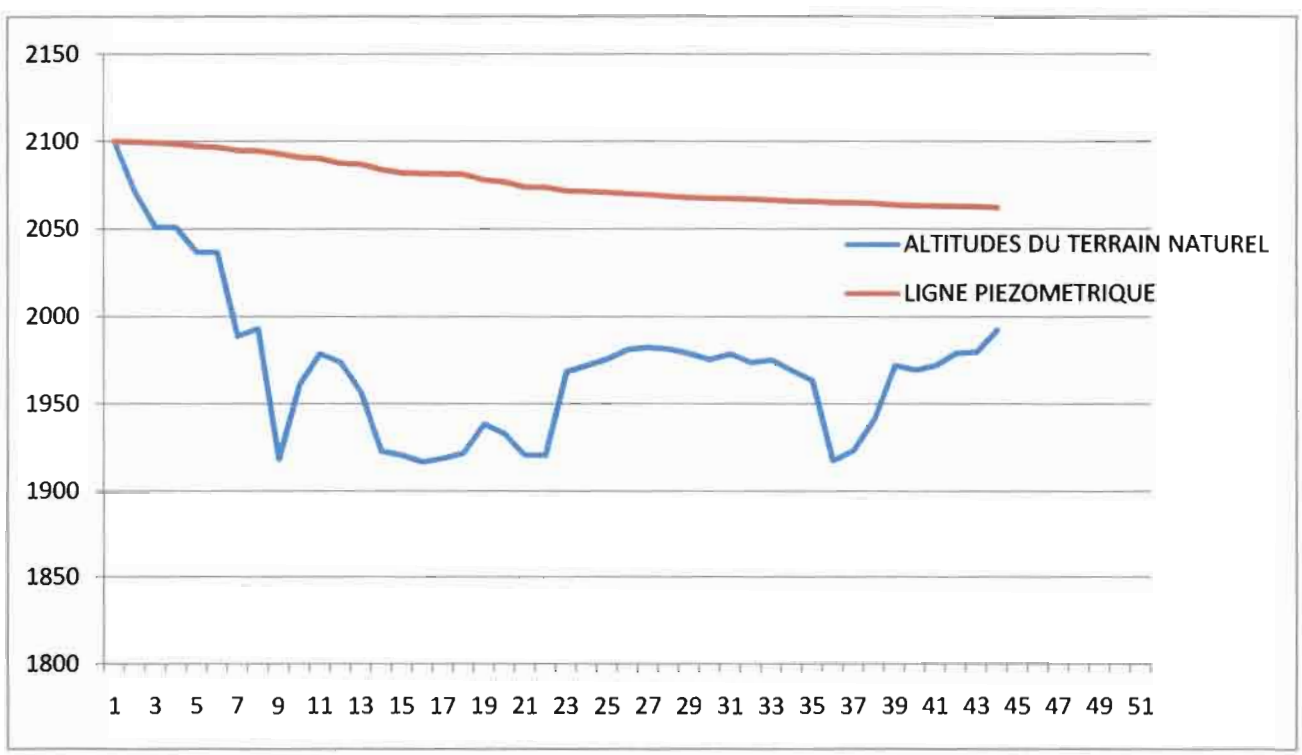

A.E.P. KIYAZI_MARTYAZO
ZONE DU PROJET
NTUNDA
BUHINGA
GASENYI
GAHAGO
Muse
NYARUBANO
RURAMBRA
Kibanga
Muramba
Maganza
KIYAZI
MUTOBO
Runda
Nyabeho
Rukoma
Gishiha
Murenge
Nyumba
Musha
JONGWE
Kibingwe
Nyambindi
RUTEGAMA
Karagabazi
Rugi
Fute
Nyagatovu
MARTYAZO
GAHANDU
Kabuye
Gatwe
RABI
Bigera
Busanda
NDORA
Rusenyi
GIKUZI
Nyabisiga
Bigaro
Gahama
MUGU
MURINDA

V.2.1.4. Profil en long de la zone du projet

➢ ANTENNE KIYAZI



➢ ANTENNE MARTYAZO



V.2.2.Calcul des conduites

Lors du calcul des conduites, quatre paramètres interviennent :
-Le débit Q
-La perte de charge unitaire j
-La vitesse V
-Le diamètre D

-Le débit Q est donné par les besoins journaliers des consommateurs.
-La vitesse d'écoulement moyenne V est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.
-Le diamètre D sera en premier temps calculé à partir de la relation :

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

-La perte de charge j sera estimée en utilisant certaines tables établies à partir des relations analytiques suivantes :

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

Avec λ= Coefficient de frottement
Le coefficient de frottement est donné par quelques expressions selon la nature, le diamètre de la conduite, le nombre de Reynolds Re et selon les auteurs :

1. Selon Colebrook et White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

Cette formule est générale pour tous les types de tuyaux.

2. Selon Prandtl et NIKURADZE :

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

Cette formule est appliquée pour les tuyaux en fonte, en acier et en béton armé.

3. Selon Blasius :

$$\lambda=\frac{0,316}{Re^{1/4}}$$

Cette formule s'applique aux tuyaux en PVC (Tuyaux lisses).

Pour toutes ces formules, λ est le coefficient de frottement qui est fonction du nombre de Reynolds(Re) et de la rugosité relative ($\mathcal{E}$/D).

λ=f (Re, $\mathcal{E}$/D) et Re = $\frac{VD}{\nu}$)

Avec D=diamètre de la conduite

V=vitesse moyenne d'écoulement de l'eau.

G=accélération de la pesanteur.

v=viscosité cinématique de l'eau à 15°C=10m^2/s

$\varepsilon = rugosité\ absolue$

Dans la suite de nos calculs, nous allons procéder de la manière suivante :

1. se fixer la vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 et 1,5m/s.

2. le débit étant connu et donné par la formule :

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

On en déduit le diamètre :

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

3. Connaissant le débit Q et le diamètre D, on peut lire sur la table des pertes de charge établie d'après la formule de Colebrook (applicable pour les tuyaux lisses), la valeur de la perte de charge unitaire j, puis on détermine la perte de charge totale J par la relation suivante :

J=j*L

J : étant la perte de charge unitaire

L=étant la longueur de la conduite

J=étant la perte de charge totale

4. Enfin on détermine la pression à partir de la cote piézométrique en utilisant la relation suivante :

Pression au sol=cote piézométrique-cote du sol

Le théorème de Bernouilli appliqué entre deux sections quelconques 1 et 2 de même débit permet d'écrire :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + J1-2$$

Avec J1-2 : Perte de charge dans le tronçon 1-2

Z_i : Energie potentielle

$P_i/\rho g$:Energie due à la pression

$V_i^2/2g$: Energie due à la vitesse ou énergie cinétique

La somme de tous ces termes est exprimée en m d'eau, d'où on a :

P en N/m^2 ou Pascal : Pression

ρen Kg/m^3 : masse spécifique

G en m/s^2 : accélération de la pesanteur

V en m/s : vitesse

Compte tenu que $V^2/2g$ est négligeable et que la pression initiale est nulle (sans tenir compte de la pression atmosphérique), on a :

$P/\rho g$=cote piézométrique-cote du sol(Z).

$P/\rho g$ étant la pression au sol en m d'eau
Z étant la cote du terrain naturel

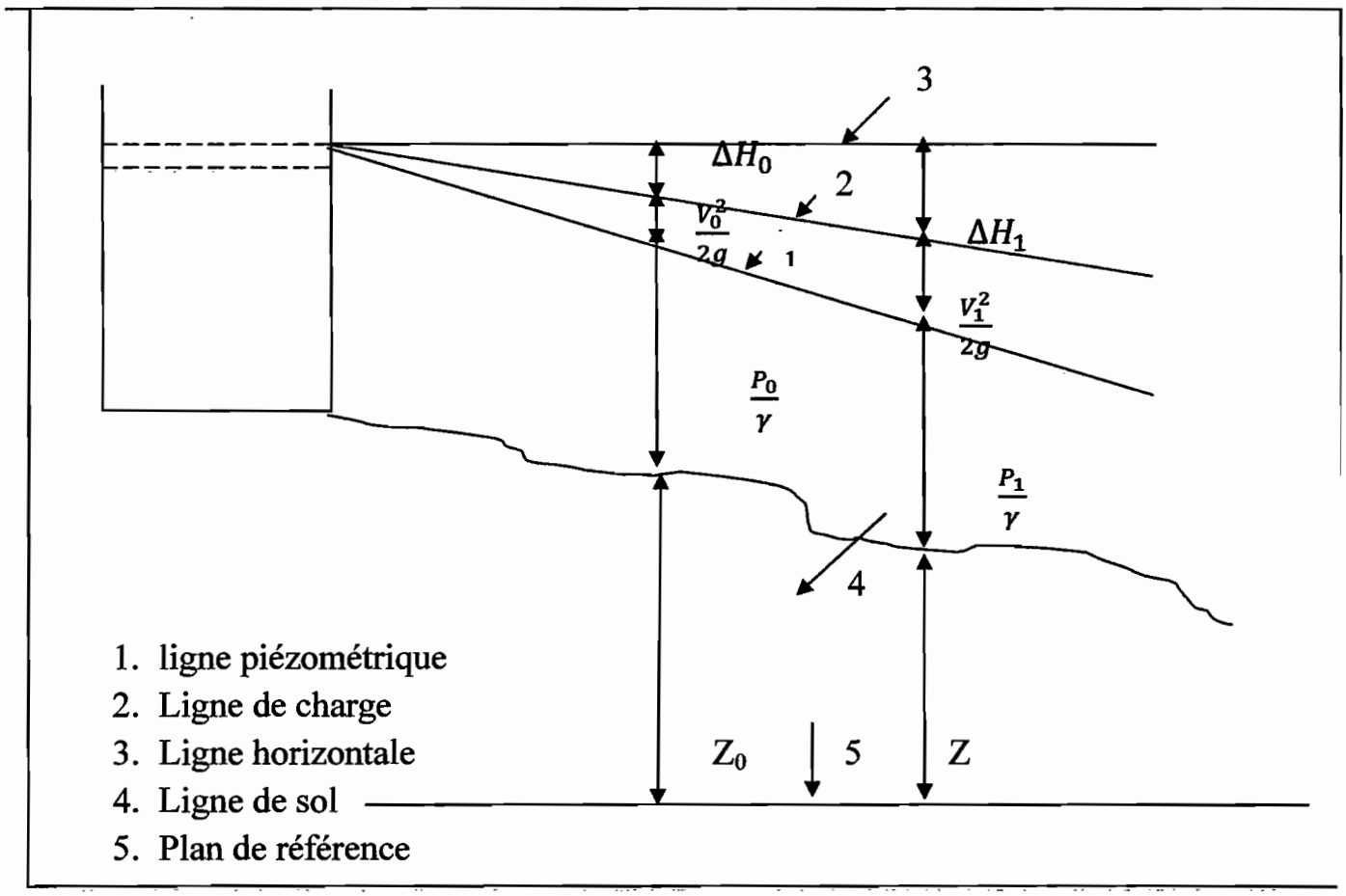


Fig.V.2. Illustration schématique du théorème de BERNOUILLI

Dans la suite, les calculs seront détaillés tronçon, comme le montrent les tableaux ci-après sur base du schéma de fonctionnement.

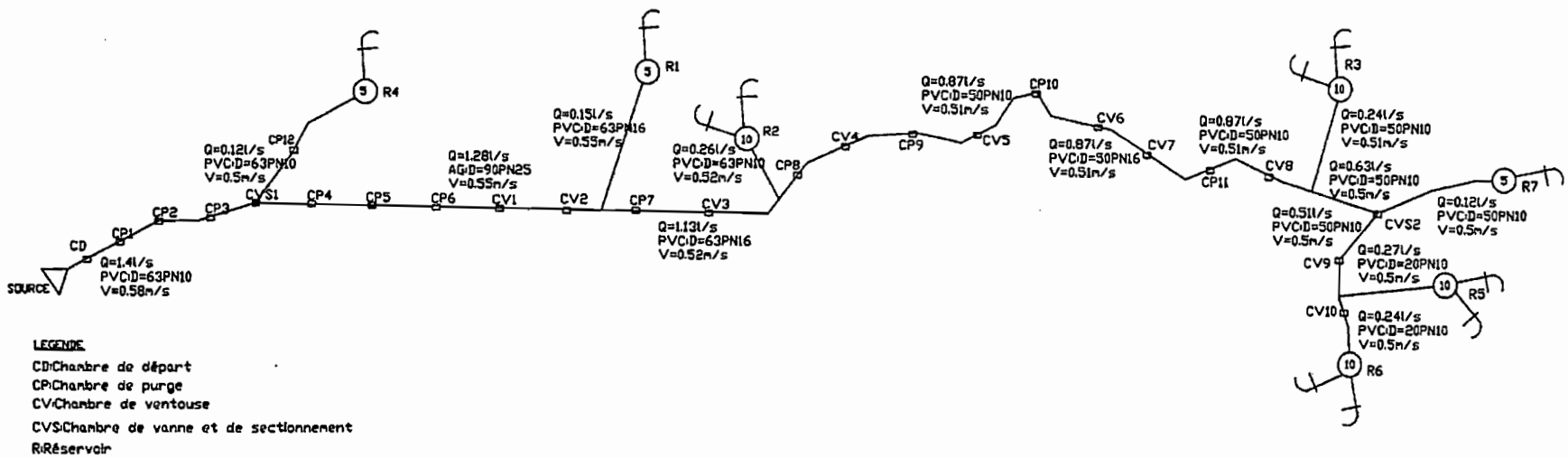


Fig V.3. Schéma de fonctionnement du réseau

V.3.Organes accessoires à la conduite

V.3.1.Robinets

On distingue deux types de robinets :

-Les robinets dits quart de tour pour les diamètres allant jusqu'à 1000mm.

-Les robinets-vannes pour les gros diamètres mais on a également les robinets vannes pour les petits diamètres.

V.3.2. Chambre de purge

La cambre de purge(vidange) est un ouvrage installé aux différents points bas du réseau pour éliminer les dépôts solides contenus dans les conduites en cas d'eau très chargée.

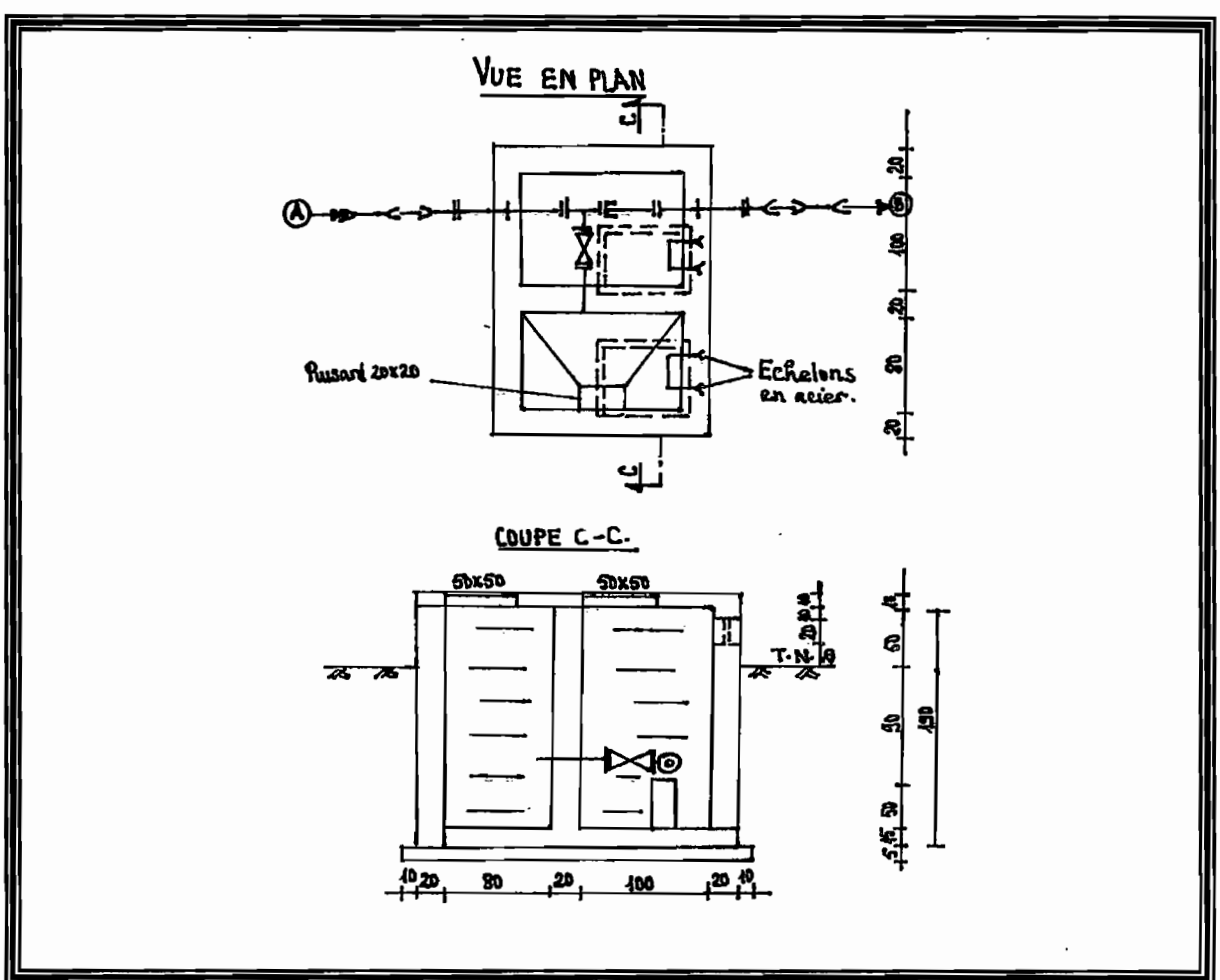


Figure V.4 : Chambre de décharge

V.3.3. Chambre de ventouse

La chambre de ventouse est un ouvrage comme celui de purge mais cette fois-ci installé aux différents points hauts du réseau pour éliminer de l'air contenu dans les conduites.

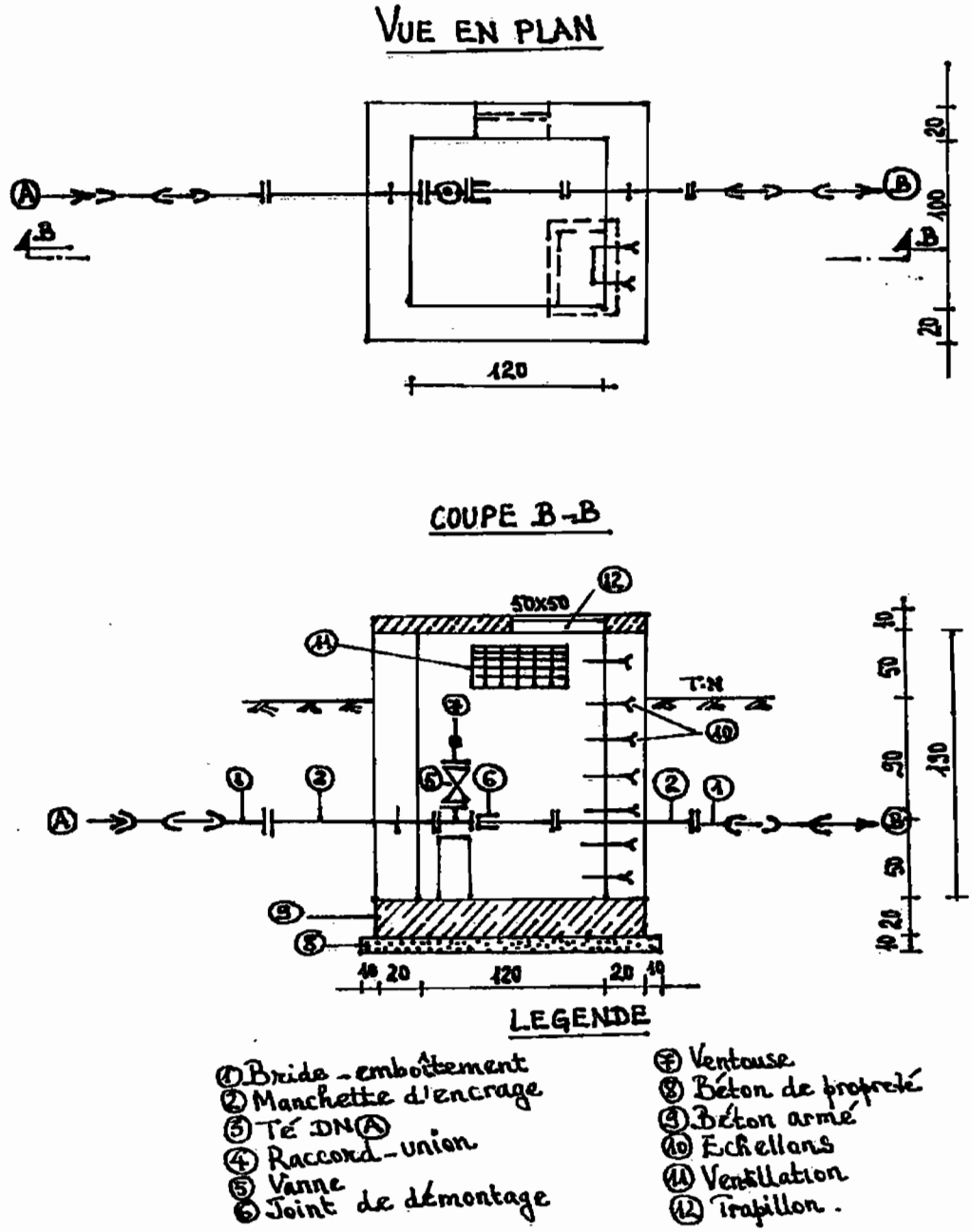


Figure V.5 : Chambre de ventouse

V.3.4. Borne fontaine

Sur le réseau principal d'alimentation sont connectées des bornes fontaines pour les villageois habitant le long du réseau.

Ces dernières sont alimentées à partir des réservoirs construits tout près du réseau principal.

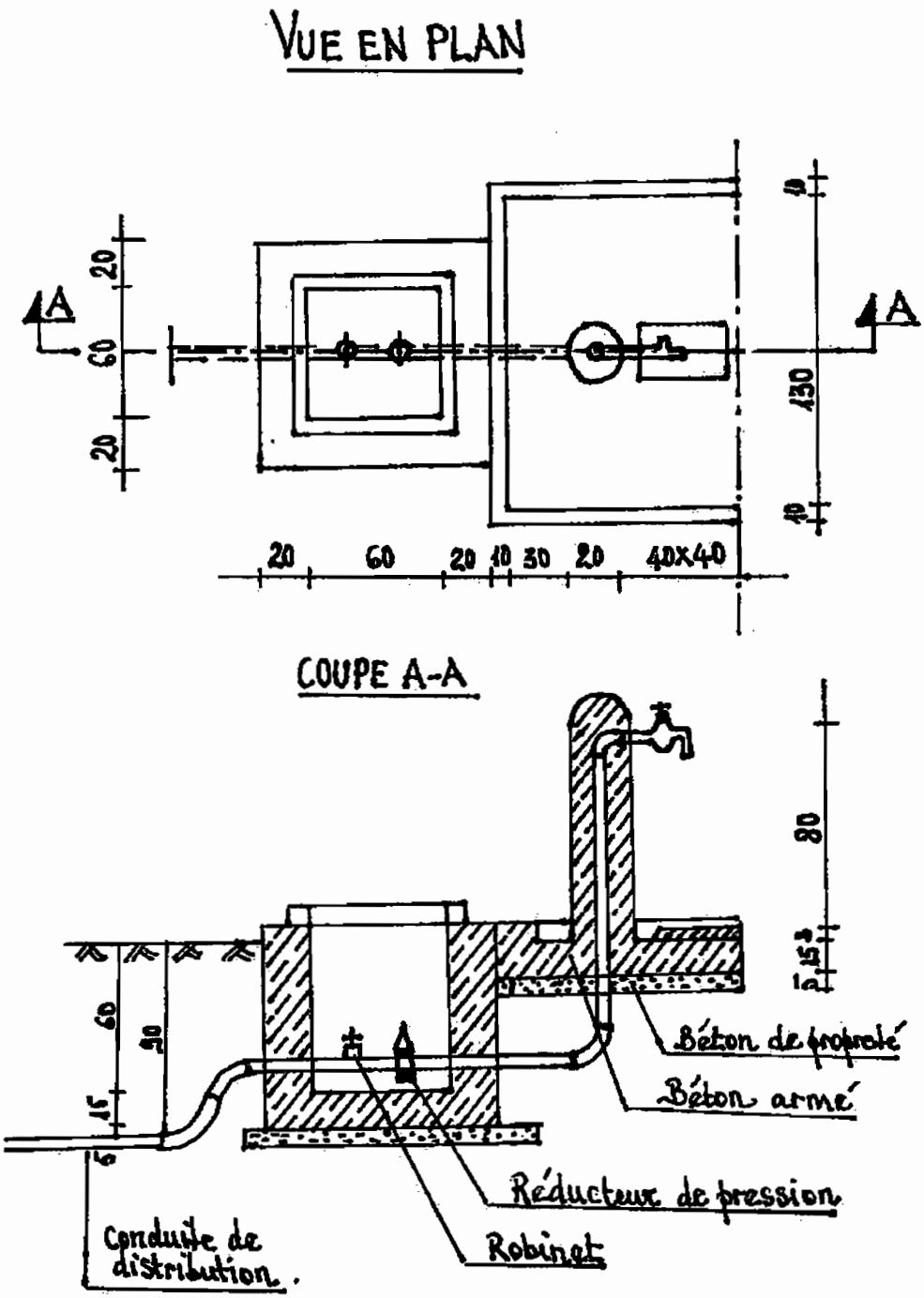


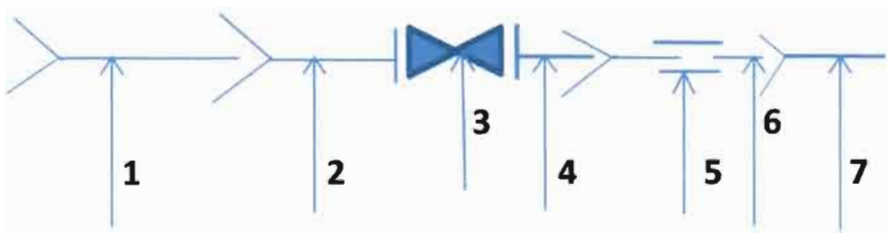
Figure V.6 : Borne fontaine simple avec réducteur de pression

Elles sont de deux types :

-Les bornes fontaines simples avec réducteur de pression

-Les bornes fontaines doubles avec réducteur de pression

NB. Des symboles spéciaux sont utilisés dans la représentation de la tuyauterie.



Légende

1. Tuyau ordinaire(ou tuyau à joint) ;
2. Bout d'extrémité, bride emboitement(ou raccord à bride emboitement) ;
3. Vanne ;
4. Boite d'extrémité bout lisse(ou raccord à bride uni) ;
5. Joint de démontage ;
6. Tuyau lisse ;
7. Tuyau ordinaire.

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/S)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE		PRESSION DYNAMIQUE	
				Type	D int. (m)	DN (m)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD-1	95	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	10	0,00622	0,59093	2100	2071,2	2100	2099,41	0	28,20907
1-CP1	110	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	10	0,00622	0,68361	2071,2	2051	2099,41	2098,73	28,20907	47,72546
CP1-3	186	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	10	0,00622	1,15387	2051	2051	2098,73	2097,57	47,72546	46,57159
3-CP2	299	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	10	0,00622	1,85987	2051	2037	2097,57	2095,71	46,57159	58,71172
CP2-5	155	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	10	0,00622	0,96415	2037	2036,8	2095,71	2094,75	58,71172	57,94758
5-CP3	450	0,0014	0,58	PVC	0,055	0,063	16	0,00622	2,79914	2036,8	1988,8	2094,75	2091,95	57,94758	103,1484
CP3-CVS1	46	0,0014	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00622	0,28613	1988,8	1993,2	2091,95	2091,66	103,1484	98,46231
CVS1-8	67	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	0,37977	1993,2	1990,8	2091,66	2091,28	98,46231	100,4825
8--9	107	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	0,6065	1990,8	1987,5	2091,28	2090,68	100,4825	103,176
9--10	30	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	0,17005	1987,5	1984,1	2090,68	2090,51	103,176	106,406
10--11	66	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	0,3741	1984,1	1974,1	2090,51	2090,13	106,406	116,0319
11-CP4	103	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	0,58383	1974,1	1956,6	2090,13	2089,55	116,0319	132,9481
CP4-CP5	700	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	2,54049	1956,6	1923,1	2089,55	2087,01	132,9481	163,9076
CP5-14	420	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	1,52429	1923,1	1920,6	2087,01	2085,48	163,9076	164,8833
14-CP6	54	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	0,19598	1920,6	1916,8	2085,48	2085,29	164,8833	168,4873
CP6-B	38	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	0,13791	1916,8	1918,8	2085,29	2085,15	168,4873	166,3494
B-CV1	40	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	0,14517	1918,8	1922	2085,15	2085	166,3494	163,0042
CV1-CV2	730	0,00128	0,55	AG	0,054	0,09	25	0,00363	2,64937	1922	1938,6	2085	2082,35	163,0042	143,7548
CV2-R1	260	0,00128	0,55	PVC	0,054	0,063	16	0,00567	1,47374	1938,6	1933	2082,35	2080,88	143,7548	147,8811
R1-d	700	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	16	0,00514	3,5968	1933	1920,6	2080,88	2077,28	147,8811	156,6843
d-CP7	26	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	16	0,00514	0,1336	1920,6	1920,6	2077,28	2077,15	156,6843	156,5507
CP7-CV3	520	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	16	0,00514	2,67191	1920,6	1968,6	2077,15	2074,48	156,5507	105,8788
CV3-18	95	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	16	0,00514	0,48814	1968,6	1972,2	2074,48	2073,99	105,8788	101,7907
18-19	102	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	16	0,00514	0,52411	1972,2	1975,9	2073,99	2073,47	101,7907	97,56656
19-20	189	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	10	0,00514	0,97114	1975,9	1981,3	2073,47	2072,5	97,56656	91,19542

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/S)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE		PRESSION DYNAMIQUE	
				Type	D int. (m)	DN (m)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
20-21	124	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	10	0,00514	0,63715	1981,3	1982,5	2072,5	2071,86	91,19542	89,35827
21-R2	245	0,00113	0,52	PVC	0,053	0,063	10	0,00514	1,25888	1982,5	1981,5	2071,86	2070,6	89,35827	89,09939
R2-23	300	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	1,98905	1981,5	1979	2070,6	2068,61	89,09939	89,61035
23-CP8	116	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,7691	1979	1975,5	2068,61	2067,84	89,61035	92,34125
CP8-CV4	105	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,69617	1975,5	1978,8	2067,84	2067,15	92,34125	88,34509
CV4-CP9	148	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,98126	1978,8	1973,8	2067,15	2066,16	88,34509	92,36382
CP9-CV5	186	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	1,23321	1973,8	1975,3	2066,16	2064,93	92,36382	89,63061
CV5-28	218	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	1,44206	1975,3	1969,3	2064,93	2063,49	89,63061	94,18856
28-29	104	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,68954	1969,3	1963,6	2063,49	2062,8	94,18856	99,19902
29-CP10	230	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	16	0,00663	1,52493	1963,6	1917,6	2062,8	2061,27	99,19902	143,6741
CP10-CV6	85,3	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	16	0,00663	0,56555	1917,6	1923,6	2061,27	2060,71	143,6741	137,1085
CV6-32	109	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	16	0,00663	0,72534	1923,6	1941,1	2060,71	2059,98	137,1085	118,8832
32-CV7	397	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	16	0,00663	2,63283	1941,1	1972,2	2059,98	2057,35	118,8832	85,15036
CV7-CP11	122	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,80888	1972,2	1969,6	2057,35	2056,54	85,15036	86,94149
CP11-35	98	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,64975	1969,6	1972,2	2056,54	2055,89	86,94149	83,69173
35-CV8	88	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,58345	1972,2	1979,2	2055,89	2055,31	83,69173	76,10828
CV8-37	50	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	0,33151	1979,2	1979,9	2055,31	2054,98	76,10828	75,07677
37-R3	230	0,00087	0,51	PVC	0,047	0,05	10	0,00663	1,52493	1979,9	1992,5	2054,98	2053,45	75,07677	60,95184
R3-CVS2	177	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	1,13036	1992,5	1999,5	2053,45	2052,32	60,95184	52,82147
CVS2-40	31	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	0,19853	1999,5	1999,5	2052,32	2052,12	52,82147	52,62294
40-41	230	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	1,47299	1999,5	1998	2052,12	2050,65	52,62294	52,64995
41-42	55	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	0,35224	1998	2003,8	2050,65	2050,3	52,64995	46,49771
42-43	103	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	0,65965	2003,8	2008,1	2050,3	2049,64	46,49771	41,53806
43-44	90	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	0,57639	2008,1	2012,1	2049,64	2049,06	41,53806	36,96167
44-R7	191	0,00063	0,5	PVC	0,04	0,05	10	0,0064	1,22323	2012,1	2018,1	2049,06	2047,84	36,96167	29,73845

Antenne KIYAZI

TONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/S)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE		PRESSION DYNAMIQUE	
				Type	D int.(mm)	D ext.(mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CVS1--CP12	380	0,0012	0,5	PVC	0,055293	0,06	10	0,001556	0,591	1993,2	1918,2	1993,2	1992,6	0	74,4089
CP12--R4	408	0,0012	0,5	PVC	0,055293	0,06	10	0,001556	0,635	1918,2	1961	1992,61	1992	74,409	30,9741

Antenne MARTYAZO

TONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/S)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE		PRESSION DYNAMIQUE	
				Type	D int. (m)	D ext. (m)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CVS2-1'	212	0,00012	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	0,5067	1999,5	2005,4	2061,7	2061,2	62,1986	55,7919
1'-CV10	145	0,00012	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	0,3466	2005,4	2013	2061,2	2060,8	55,7919	47,8453
CV10-CV11	520	0,00012	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	1,2429	2013	2030	2060,8	2059,6	47,8453	29,6024
CV11-R5	68	0,00012	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	0,1625	2030	2032,1	2059,6	2059,4	29,6024	27,3398
R5-4'	68	0,00024	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	0,1625	2032,1	2034,3	2059,4	2059,3	27,3398	24,9773
4'-R6	135	0,00024	0,5	PVC	0,02	0,02	10	0,002	0,3227	2034,3	2042	2059,3	2059	24,9773	16,9546

CHAP.VI. EVALUATION DU COUT DU PROJET

VI.1.Introduction

L'estimation du coût global du projet consiste à évaluer les ouvrages d'un projet en comptabilisant à la fois les matériaux, le matériel, la main d'œuvre et l'argent permettant son exécution. C'est au métreur de pouvoir établir des devis avant l'exécution en détaillant tous les travaux à exécuter.

VI.2.Main d'œuvre et matériel

VI.2.1.Main d'œuvre

Nous classons la main d'œuvre en deux grands groupes :

VI.2.1.a. Main d'œuvre productive

Celle-ci est constituée par les ouvriers qui participent directement à la mise en œuvre des matériaux. Les ouvriers sont groupés suivant leur qualification ou expérience.

VI.2.1.b .Main d'œuvre improductive ou main d'œuvre d'encadrement

C'est cette main d'œuvre qui ne participe pas directement à la mise en œuvre des matériaux, mais qui néanmoins y contribue. Le nombre et les durées sont exprimés en hommes /mois.

Il s'agit de :

- Main d'œuvre improductive
  -chef d'équipe ;
  -pointeur ;
  -magasinier ;
  -chauffeur.
- Main d'œuvre d'encadrement
  -ingénieur
  -chef de chantier

Par le présent projet, l'évaluation de la main d'œuvre s'est basée sur le temps d'exécution moyen(TEM) proposé par le projet ASECO (Action du secteur de la Construction).

-terrassement : $3m^3$/j/ouvrier ;

-mise en place du lit de pose et bonne terre : $2m^3$/j/ouvrier ;

-montage des éléments en béton : 47regards/j/2ouvriers ;

-mise en place des conduites : 119m/j/2ouvriers ;

-mise en œuvre de la maçonnerie en moellons :

- Coffrage : $4m^3$/j/ouvrier ;
- Ferraillage : 25m/j/ouvrier ;
- Enduit intérieur taloché : $5m^3$/j/ouvrier ;
- Bétonnage : $3m^3$/j/ouvrier.

VI.2.2.Matériel de chantier

Le présent projet nécessite un matériel moyen tel que :

-houes, pelles, pics, marteaux masses, machettes ;

-brouettes, seaux ;

-camion benne, camionnette de chantier ;

-matériel de plomberie.

Les frais de ce matériel sont relatifs aux :

-amortissement ;

-paiement des intérêts ;

-frais de réparations ;

-frais de consommation.

VI.3.Devis quantitatif des travaux

Comme tout projet de n'importe quelle importance, nous ne saurions pas établir un devis quantitatif et estimatif à partir des plans seulement. On doit aussi avoir un devis descriptif qui décrit tous les ouvrages qui seront demandés aux différents corps d'état concourant à la réalisation du projet.

VI.3.1.Captage

-terrassement en déblais

Les déblais sont exécutés jusqu'aux cotes prescrits. Le volume des terres enlevées est donné par la profondeur, la largeur et la longueur de la zone de captage.

-pose des drains

Les drains sont posés sur des graviers filtrant d'une épaisseur de 10cm. Les drains seront en PVC et perforés de manière à capter le maximum d'eau, ils seront aussi recouverts respectivement d'une couche de gravier filtrant, d'une feuille en plastique, de l'argile et de la terre ordinaire.

-calcul des quantités des travaux

Volume déblayé : $1m^3*5,5*3,6*2,5=49,5m^3$

- Dessouchage et débroussaillage : $1m^2*20*20=400m^2$;
- Pose de drains : 20ml ;
- Il faut respecter la légère pente des drains pour permettre l'écoulement vers la chambre de captage ;
- Clôture et haie : 1piquet tous les 3m.

  Nombre de piquets nécessaires = (— +1)*4=32 piquets

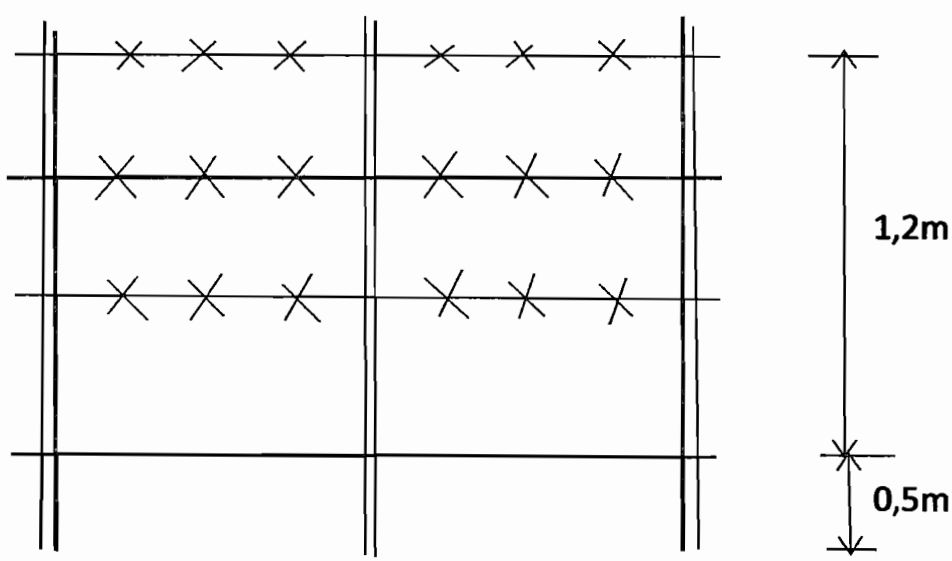


Figure VI.1.Schéma d'une clôture proposée

- ❖ Fil de fer barbelé : 3rangées
- ❖ Longueur totale : 1m*20*4*3=240ml
- ❖ Matériaux de remblayage : 68m^3

VI.3.2.Chambre de départ

VI.3.2.a. Terrassement

Le décapage de la terre végétale est exécuté sur une profondeur de 20cm. Pour le terrassement en déblai, les quantités sont évaluées suivant les plans de fondations d'après la formule suivante :

V=A*B*H

Avec A : largeur de la fouille ;

B : longueur de la fouille ;

H : profondeur de la fouille.

VI.3.2.b. Béton

- ➢ Le béton de propreté sera d'une épaisseur de 5cm et sera mis sur un sol non remanié. Il sera dosé à 200Kg/m^3.
- ➢ Le béton armé du radier sera de :

- épaisseur : 30cm ;
- dosage : 350Kg/m^3 ;
- les armatures : Φ_6, st=20cm

- ➢ Le béton armé pour le couvercle:

- épaisseur : 10cm ;
- dosage : 350Kg/m^3 ;
- les armatures : Φ_6, st=20cm
- trapillon : 50cm*50cm pour acier à l'intérieur.

- ❖ Maçonnerie d'élévation

Les parois sont en maçonnerie de moellons rejointoyés avec du mortier de ciment dosé à 300Kg/m^3. Les moellons et la largeur du joint sera inférieur à 4cm. Ils sont également posés rang par rang tout en évitant l'alignement de deux ou plusieurs joints verticaux.

❖ Revêtement intérieur

Le fond et les parois intérieurs seront enduits au mortier de ciment :

- épaisseur : 3cm ;
- dosage : 400Kg/m^3.

Le revêtement est appliqué avec beaucoup de précautions pour assurer une étanchéité parfaite. Ainsi l'enduit de mortier sera recouvert par une Chappe lisse hydrofugée.

➢ Quantitatif des travaux

- décapage : $1m^3*5*2*0,2=2m^3$
- déblais : $1m^3*5*2*1,65=16,5m^3$
- volume de la maçonnerie=$1m^3*(5+2)*2*2,5*0,4=14m^3$

Nous proposons que cette maçonnerie ait les proportions suivantes :

- 70% moellons ;
- 30% mortier de ciment.

Pour cela :

Volume de moellons=$14m^3*70\%=9,8m^3$
Volume du mortier de ciment=$14m^3*30\%=4,2m^3$
Surface intérieure=$1m^2*(4,2+1,2)*2*2,15=23,22m^2$
Volume de l'enduit=$1m^3*23,22*0,02=0,4644m^3$
Volume total=$1m^3*(4,2+0,4644)=4,6644m^3$

Volume du béton :

- béton de propreté=$1m^3*5,2*2,2*0,05=0,572m^3$
- béton armé de radier=$1m^3*5*2*0,3=3m^3$
- béton armé de couvercle=$1m^3*5*2*0,2=1m^3$

Total béton armé= (3+1) $m^3=4m^3$

-ciment=1Kg*(0,572*200) + (300*4,2) + (0,4644*400)=2960,16Kg=60sacs
-sable=$1m^3*4,6644*0,4*(0,572+4)=8,53m^3$
-gravier=$1m^3*(0,572+4)*0,8=3,66m^3$

Aciers :

- **Sens de longueur :**

  Nombre de morceaux=$\frac{5}{0,2}+1=26$ morceaux soit $10\Phi_6$ de 12m

- **Sens de largeur :**

  Nombre de morceaux=$\frac{2}{0,2}+1=11$ morceaux soit $10\Phi_6$ de 12m

  Nombre d'aciers de 12m de longueur :

  - Pour couvercle :$10\Phi_6$
  - Pour radier :$10\ \Phi_8$

Poids de fil à ligaturer=3,702Kg.

Surface à coffrer :

- Aire coffrée pour dalle=$1m^2$*(5,1*2,1) + (5,1+(5,1+2,1)*0,2*2)=$18,69m^2$
- Aire coffrée pour radier=$1m^2$*(5,2+2,1)*0,2*2=$2,92m^2$
- Aire totale=$1m^2$*(18,69+2,92)=$21,61m^2$
- Poids des clous=0,15Kg/m^2*$21,61m^2$=3,2415Kg
- Nombre de planches=1planche*$\frac{21,61}{4*0,2}=28$ planches.

VI.3.3.Chambres de vannes, ventouses et purges

Terrassement et béton de propreté : idem chambre de départ

- **Béton pour couvercle :**
  - épaisseur : 10cm ;
  - dosage : 300Kg/m^3 ;
  - les armatures : Φ_6, st=20cm
  - trapillon : 50*50cm pour acier à l'intérieur

- **Maçonnerie pour les parois**

La maçonnerie des parois (épaisseur=20cm) sera en briques cuites de dimensions 20*10*5cm.

Le rejointoyage sera au mortier de ciment et avec une épaisseur de 1cm.

Le mortier de ciment sera dosé à 300Kg/m^3.

Le fond et les parois seront enduits au mortier de ciment (***épaisseur=3cm***).

Les tuyauteries et accessoires seront comptés forfaitairement.

VI.3.3.a. Chambre de ventouses

-décapage=$1m^3$*2,4*2,2*0,2*10=11,616m^3

-fouille=$1m^3$*1,4*1 ,2*1*10=18,48m^3

-longueur développée de la base=1m*(1,4+1,2)*2=5,2m

-surface totale=$1m^2$*5,2*1,2*10=68,64m^2

-nombre de briques/m^2=1brique*$\frac{1m^2}{(0,2+0,01)(0,05+0,01)}$ =79,3≈ 80 $briques$ soit 80briques*2=160briques par m^2

-nombre total de briques=1brique*68,64*160=9984briques

-volume de la maçonnerie=$1m^3$*68,64*0,2=13,728m^3

-volume des briques=$1m^3$*9984*0,2*0,1*0,05=10,983m^3

-volume des joints=$1m^3$*(0,03*68,64) + (0,03*1,4*1,2*10)=2,6136m^3

-volume total du mortier=$1m^3$*(2,496+2,6136)=5,1096m^3

- **Volume du béton**

-dalle pour couverture=$1m^3$*1,4*1,2*0,1*10=1,848m^3

-béton de propreté=$1m^3$*1,4*1,2*0,05*10=0,924m^3

-béton de forme=1m ^{3}*1,4*1,2*0,1*10=1,848m^3

-volume total du béton=$1m^3$*(1,848+0,924+1,848)=4,62m^3

-estimation de l'aire à coffrer :

- Couverture=$1m^2$*((1,4*1,2) + (1,4*1,2)*0,15*2)*18=24,02m^2
- Clous=0,15Kg/m^2*24,02=3,603Kg
- Planches=1planche*$\frac{24,02}{4*0,2}$=31 planches

En tenant compte du dosage de 250Kg/m^3 pour le mortier et 300Kg/m^3 pour le béton et en armant la dallette avec des aciers :Φ_6, on a les quantités suivantes :

Matériaux	Quantités
Ciment	55Sacs
Sable	6,105m^3
Gravier	3,696m^3
Aciers	43Φ_6
Fils à ligaturer	5,615Kg
Briques	9984briques
Clous	3,603Kg
Planches	31planches

Tableau VI.1.Matériaux des chambres de ventouses

VI .3.3.b. Chambres de vannes

-décapage=1m^3*2,4*2,2*0,2*2=2,112m^3

-fouille=1m^3*1,4*1,2*1*2=3,36m^3

-longueur développée de la base=1m*(1,4+1,2)*2=5,2m

-surface totale=1m^2*5,2*1,2*2=12,48m^2

-nombre de briques=1brique*12,48*160=1997briques

-volume de la maçonnerie=1m^3*12,48*0,2=2,496m^3

-volume des briques=1m^3*1997*0,02*0,05=1,997m^3

-volume des joints=1m^3*(2,496-1,997)=0,499m^3

-volume de l'enduit=1m^3*(0,03*12,48) + (0,03*1,4*1,2*2)=0,475m^3

-volume total du mortier= (0,499+0,475)m^3=0,974m^3

Volume du béton

-dallette pour couverture=$1m^3*1,4*1,2*0,1*2=0,336m^3$

-béton de propreté=$1m^3*1,4*1,2*0,05*2=0,168m^3$

-béton de forme=$1m^3*1,4*1,2*0,1*2=0,336m^3$

-volume total du béton=$1m^3*(0,336*2)+0,168=0,84m^3$

Estimation de l'aire à coffrer

-couverture=$1m^2*((1,4*1,2)+(1,4+1,2)*0,15*2)*2=4,92m^2$

-clous=$0,15Kg/m^2*4,92m^2=0,738Kg$

-planches=$1planche*\frac{4,92}{4*0,2}$=7planches

En considérant le dosage du mortier de $250Kg/m^3$ et celui du béton de $300Kg/m^3$ mais aussi en armant la dallette avec des aciersΦ_6, on a les quantités suivantes :

Matériaux	**Quantités**
Ciment	11sacs
Sable	$1,31\ m^3$
Gravier	$0,672\ m^3$
Aciers	$8\Phi_6$
Fils à ligaturer	0,999Kg
Briques	1997
Clous	0,738Kg
Planches	7

Tableau VI.2.Matériaux pour les chambres de vannes

VI.3.3.c. Chambres de purge

-décapage=$1m^3$*3,1*2,4*0,2*12=$17,856m^3$

-fouille=$1m^3$*2,1*1,4*1*12=$35,28m^3$

-longueur développée de la base=1m*(2,1+1,4)*2=7m

-surface totale=$1m^2$*(7*1,2)*12=$100,8m^2$

-nombre total de briques=1brique*100,8*160=16128briques

-volume de la maçonnerie=$1m^3$*100,8*0,2=$20,16m^3$

-volume des briques=$1m^3$*16128*0,2*0,1*0,05=$16,128m^3$

-volume des joints= (20,16-16,128) m^3=$4,032m^3$

-volume de l'enduit=$1m^3$*(0,03*100,8) + (0,03*1,4*2,1*12)=$4,082m^3$

-volume total du mortier=$1m^3$*(4,032+4,082)=$8,114m^3$

Volume du béton

-dallette pour couverture=$1m^3$*2,1*1,4*0,15*12=$5,292m^3$

-béton de propreté=$1m^3$*2,1*1,4*0,05*12=$1,764m^3$

-béton de forme=$1m^3$*2,1*1,4*0,1*12=$3,528m^3$

-volume total du béton=$1m^3$*(5,292+1,764+3,528)=$10,584m^3$

Estimation de l'aire à coffrer

-couverture=$1m^2$*((2,1*1,4) + (2,1+1,4)*0,15*2)*12=$47,88m^2$

-clous=0,15Kg/m^2*$47,88m^2$=7,182Kg

-Planches=1planche*$\frac{47,88}{4*0,2}$=60planches

En utilisant les dosages de 250Kg/m^3 pour le mortier et de 300Kg/m^3 pour le béton et en armant la dallette avec des Φ_6, on a les quantités suivantes :

Matériaux	Quantités
Ciment	110sacs
Sable	12,35m^3
Gravier	8,4672m^3
Aciers	77Φ_6
Fil à ligaturer	10,16Kg
Briques	161328
Clous	7,182Kg
Planches	60 planches

Tableau VI.3.Matériaux des chambres de purge

VI.3.4.Ouvrages de stockage

Le terrassement et le béton de propreté sont exécutés comme précédemment.

Le béton armé pour couvercle :

-épaisseur : pour chaque cas, le calcul a été fait au chapitre précédent ;

-dosage : 300Kg/m^3

-les armatures : les armatures pour chaque type d'ouvrage et selon les volumes à stocker ont été calculées au chapitre précédent.

L'étude ici consistera pour chaque cas à déterminer la quantité mise en jeu de ciment, de sable, et de gravier.

- **Matériaux des Réservoirs**

Notre réseau comporte 7 réservoirs selon le volume. Nous avons calculé pour chaque cas et les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

V (m^3)	Nombre	D(m)	Profondeur (m)	Décapage (m^3)	Fouille (m^3)	Béton de propreté (m^3)
10	4	3,02	1,2	20	36	1,8
5	3	2,4	1,2	12,15	18,75	0,9375
Total	**7**	-	-	**32,15**	**54,75**	**2,7375**

Tableau VI.4. Matériaux des réservoirs

❖ **Radier**

Nous avons proposé que le béton de propreté soit dosé à 200Kg/m^3 et nous avons alors trouvé les quantités suivantes :

V. du réservoir (m^3)	Nombre	D(m)	Epaisseur(m)	Volume radier (m^3)
10	4	3,02	0,3	10,8
5	3	2,4	0,3	5,25
Total	**7**	**-**	**-**	**16,425**

Tableau VI.5.Matériaux de radier pour les réservoirs

Matériaux utilisés avec dosage de 350Kg/m^3

-Gravier : 13,14m^3

-Sable : 6,57m^3

-Ciment : 115sacs

❖ **Murs des réservoirs**

V (m^3)	Nombre	D(m)	Epaisseur	Hauteur	Volume maçonnerie (m^3)
10	4	3,02	0,4	1,5	28,8
5	3	2,4	0,4	1	12
Total	7	-	-	-	40,8

Tableau V.6.Matériaux des murs des réservoirs

Matériaux utilisés avec dosage de 300Kg/m^3 :

-Moellons : 28,56m^3

-Sable : 12,24m^3

Ciment : 74sacs

❖ **Couvercles**

V (m^3)	Nombre	D(m)	Epaisseur(m)	Volume couvercle (m^3)
10	4	3,02	0,1	3,6
5	3	2,4	0,1	1,875
Total	**7**	-	-	**5,475**

Tableau VI.7.Matériaux des couvercles pour réservoirs

Matériaux utilisés avec dosage de 350Kg/m^3 :

-Sable : 2,19m^3

-Gravier : 4,38m^3

-Ciment : 39sacs

❖ **Volume et surface des ouvrages à coffrer**

N°	Ouvrages	Volume des ouvrages (m^3)	Surface coffrée (m^2)
1	Radier	16,425	20,54
2	Parois	40,8	-
3	Couvercle	5,475	71,3

Tableau VI.8. Volume et surface à coffrer des réservoirs

❖ **Enduit intérieur pour réservoirs**

V (m^3)	Nombre	D(m)	Hauteur(m)	Epaisseur(m)	Volume enduit (m^3)
10	4	3,02	1,5	0,02	1,44
5	3	2,4	1	0,02	0,3
Total	7	-	-	-	1,74

Tableau VI.9.Matériaux des réservoirs pour enduit intérieur

Matériaux utilisés avec un dosage de 350Kg/m^3 :

-Sable : 0,696m^3

-Ciment : 13sacs

Surface intérieur=1m^2*(3,02*4*1,5) + (2,4*4*1)=27,72m^2

En tenant compte des pertes, nous majorons de 5% le ciment et de 10% le sable et le gravier.

N°	Désignation	Quantité	Quantité majorée
1	Ciment	241sacs	254sacs
2	Sable	21,696m^3	23,866m^3
3	Gravier	17,52m^3	19,272m^3
4	Moellons	28,56m^3	31,42m^3

Tableau VI.10. Quantités des matériaux pour les réservoirs

❖ **Calcul des armatures**

Réservoirs : R1=R4=R7

- **Dalle**

Surface de la dalle=1m^2*3,22*3,22=10,3684m^2

En considérant qu'on utilise 10m d'armature par m^2 de surface :

Longueur d'armatures =10m/m^2*10,3684*1,15=119,24ml

Soit 10 Φ_6 de 12m.

- **Radier**

Surface du radier=1m^2*3,32*3,32=11,02m^2

Longueur d'armatures=10m/m^2*11,02*1,15=126,8ml

Soit 11 Φ_8 de 12m.

Réservoirs R2=R3=R5=R6

- **Dalle**

Surface de la dalle=1m^2*3,84*3,84=14,8m^2

Longueur d'armatures=10m/m^2*14,8m^2*1,15=170ml

Soit 15 Φ_6 de 12m.

- **Radier**

Surface du radier=1m^2*3,94*3,94=15,52m^2

Longueur d'armatures=10m/m^2*15,52m^2=178,5ml

Soit 15 Φ_{10} de 12m.

Récapitulatif des matériaux pour les réservoirs

N°	Matériaux	Quantité
1	Sable	238,866m^3
2	Ciment	254sacs
3	Gravier	19,272m^3
4	Moellons	31,42m^3
5	ArmaturesΦ_6	90
	ArmaturesΦ_8	33
	ArmaturesΦ_{10}	60
6	Clous	14Kg
7	Fil à ligaturer	105Kg
8	Planches	145planches

Tableau VI.11.Quantité de tous les matériaux pour les réservoirs

VI.3.5. Conduite d'alimentation

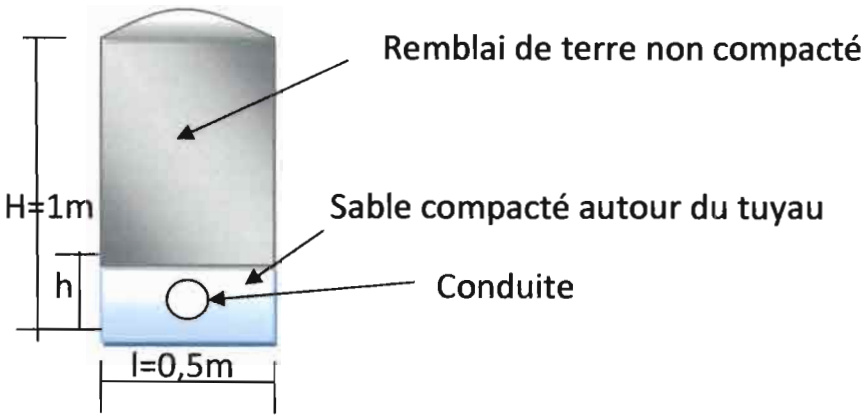
La tranchée sera d'au moins 0,8m de profondeur sur 50cm de largeur. Une couche de sable de 10cm d'épaisseur sera placée au-dessus et au-dessous de la conduite pour une bonne stabilité. On exécutera ensuite un remblai avec des terres dépourvues de débris animaux et végétaux. Des gaines métalliques sont prévues pour la protection des tuyaux en PVC aux traversées des routes et des ruisseaux.

Notons que le fond d'une tranchée doit être plan tout au long d'une même pente pour que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou deux directions consécutives. Le métré des travaux de canalisation concerne :

-le volume des déblais (Vd) ;

-le volume de sable de pose et d'ancrage(Vs) ;

-le volume de remblai de terre(VR).



Vt=H*L*l

Vc=$\frac{\pi D^2 L}{4}$

Vs=L (H'*l-$\frac{\pi D^2}{4}$)

Vd= (Vc+Vs) f

VR=Vt-Vd

H'=D+2e=D+0,2

Avec Vc=Volume de la conduite ;

Vd=Volume des déblais excédentaires ;

H=Profondeur de la conduite ;

L=Longueur des tuyaux ;

l=Largeur de la tranchée ;

D=Diamètre de la conduite ;

H'=Epaisseur de la couche de sable + diamètre de la conduite ;

f=Coefficient de foisonnement pris égal à 1,25 ;

e=Enrobage.

Vt=H*L*l=12408,2*0,5*0,8=4963,28m^3

D (mm)	L (m)	l(m)	Vc (m^3)	Vt (m^3)	Vs (m^3)	Vd (m^3)	VR (m^3)	H(m)	H'(m)
63	5550,4	0,5	12,6	792,8	274,8	359,25	433,55	0,8	0,29
50	3592,8	0,5	35,3	2220,16	712,6	934,86	1285,3	0,8	0,263
25	338	0,5	22,84	1437,12	442,2	581,06	856,06	0,8	0,25
20	945	0,5	2,15	135,2	37,8	49,93	85,26	0,8	0,225
4''	1962	0,5	6	378	103,6	137,01	240,9	0,8	0,22

Tableau VI.12.Travaux de canalisation

Fourniture de conduites

D (m)	L (m)	Nombre de longueur de 6m	Conduites à commander (*1,05)
63	5550,4	926	973
50	3592,8	599	630
25	338	57	60
20	945	158	166
3''	1982	331	348

Tableau VI.13. Fourniture de conduites

VI.3.6.Bornes fontaines

Le réseau comporte onze bornes fontaines.

-Décapage de la terre végétale=$1m^3*(2+1)*(2+1)*0,2*11=19,8m^3$

-Fouille=$1m^3*2*2*0,3*11=13,2m^3$

-Béton de forme=$1m^3*2*2*0,15*11=6,6m^3$

-Béton du pilier pour robinet=$1m^3*0,3*0,3*1,15*11=1,133m^3$

- **Dosage**

-Béton de propreté : $200Kg/m^3$

-Béton de forme : $350Kg/m^3$

-Béton de pilier pour robinet : $250Kg/m^3$

- Béton de propreté=$1m^3*200Kg/m^3*2,2m^3$=440Kg soit 9sacs
- Béton de forme=1Kg*350*6,6=2310Kg soit 46sacs

- Béton de pilier pour robinet=1Kg*250*1,133=283,25Kg soit 6sacs
- Poids total=1Kg*(440+2310+283,25)=3033,25Kg
  Soit 61sacs*1,05=64sacs

Volume total du béton=$1m^3$*(2,2+6,6+1,133)=$9,933m^3$

Sable =0,4*9,933*1,15=$4,5691m^3$

Gravier=0,8*9,933*1,15=$9,13836m^3$

Nous allons donc utiliser les aciersΦ_6 pour le pilier.

Surface des piliers=$1m^2$*0,3*4*11*1,15=$15,18m^2$

Armatures des piliers=$10m/m^2$*$15,18m^2$*1,15=174,57ml

Donc 15Φ_6 de 12m.

- **Coffrage**

-Surface de plate-forme=$1m^2$*2*4*0,15*11=$13,2m^2$

-Surface des piliers=$1m^2$*0,3*4*10*1,15=$15,18m^2$

-Surface à coffrer=$1m^2$*(13,2+15,18)=$28,38m^2$

-Nombre de planches=$\frac{28,38}{4*0,2}$=36planches

-Clous=$0,15Kg/m^2$*$28,38m^2$=3,87Kg

N°	Matériaux	Quantités
1	Ciment	64sacs
2	Sable	$4,5691m^3$
3	Gravier	$9,13836m^3$
4	Aciers	15Φ_6
5	Fil à ligaturer	1,80Kg
6	Clous	4,257Kg
7	Planches	36planches

Tableau VI.14. Matériaux pour les bornes fontaines

Récapitulatif des armatures

Armatures	Φ6	Φ_8	Φ10
Réservoirs	90	33	60
Chambre de départ	10	10	-
Chambres de vannes	8	-	-
Chambres de ventouse	43	-	-
Chambres de purge	77	-	-
Captage	-	-	-
Bornes fontaines	15	-	-
Total	**243**	**43**	**60**

Tableau VI.15. Récapitulatif des armatures

VI.4.Planning des travaux

VI.4.1. Généralités

L'objectif du planning est de donner un maximum possible d'informations sur les données de réalisation. Il faut donc que chaque activité soit déterminée et détaillée suivant sa phase d'exécution.

Le planning consiste donc à :

-déterminer les étapes du déroulement des travaux. C'est-à-dire d'établir le calendrier des taches ;

-Connaitre les relations existantes entre différentes activités pour prévoir le flux du personnel, des matériaux et du personnel à certains moments de la réalisation des travaux ;

-Savoir à quel moment on a besoin de tel matériau pour éviter un stockage hâtif et des risques de détérioration qui en découlent ;

-Identifier les besoins et prendre conscience des unités et moyens dont on dispose.

Une planification bien faite permettra donc d'épargner du temps et l'enveloppe financière. Plusieurs types de planning existent dans la littérature. Nous en avons choisi la méthode classique à barres horizontales appelée « ***Graphique de GANNT*** ». Cette méthode est choisie pour sa simplicité tant au niveau de la présentation qu'au niveau de la lecture graphique à deux entrées, il comporte en ordonnée les différentes phases en ordre technique d'exécution et en abscisse, les dates prévues pour leur déroulement. Alors, les barres horizontales de longueurs variables selon la durée sont placées en face des activités.

Dans la suite, l'estimation de la durée et des effectifs nécessaires à chaque tache tiendra compte que l'on travaille 44heures par semaine à raison de 8heures par jour et par ouvrier pendant cinq jours et 4heures les samedis.

Le tableau suivant fait apparaitre la répartition des travaux, leur durée d'exécution ainsi que la main d'œuvre nécessaire.

Désignation de l'activité		Unité	Quantité	Temps d'exécution moyen	Temps (h)	Semaine /ouvrier	Ouvrier	Semaine
Décapage de la terre végétale		m^3	323,734	2,5	809,3	18,4	18	1
Fouille de la canalisation et des ouvrages de génie civil		m^3	5266,97	3	15801	359,1	60	6
Mise en place du lit de sable		m^3	1570,8	2,5	3927	89,3	45	2
Pose des conduites		ml	12468,2	0,5	6234,1	142	57	2,5
Remblayage et étalage		m^3	2901,158	5,5	15956,4	363	104	3,5
Maçonnerie	Moellons	m^3	141,42	20	2828,4	64,3	16	4
	Briques	m^2	386,88	15	5803,2	132	33	4
Coffrage		m^2	226,07	1,4	316,5	7,2	4	2
Ferraillage		Kg	482,715	0,3	145	3,3	4	1
Enduit intérieur		m^2	226,62	1,5	340	8	8	1
Bétonnage et décoffrage		m^3	55,2915	20	1106	25,1	10	2,5

Tableau VI.17.Planification des tâches

Désignation d'activité		Mois1			Mois2				Mois3				Mois4			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Installation du chantier																
Décapage de la terre végétale																
Fouille de la canalisation et des ouvrages du génie civil																
Mise en place du lit de sable																
Pose des conduites																
Remblayage et étalage																
Maçonnerie	Moellons															
	Briques															
Coffrage																
Ferraillage																
Enduit intérieur taloché																
Bétonnage et décoffrage																
Nettoyage du chantier et mise en route																

Tableau VI.18.Planning des travaux

VI.5. Devis estimatif

Le devis estimatif donne le coût global de l'ouvrage en appliquant les prix unitaires aux différentes quantités des matériaux à utiliser. Certains prix ont été fournis par les services de la REGIDESO, d'autres par les services de la DGHER.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FBU)	Prix Total (FBU)
I	***Installation du chantier***	FF	-	2.500.000	2.500.000
	SOUS TOTAL I	-	-	-	**2.500.000**
II	***Captage***	-	-	-	-
	Dessouchage	m^2	400	1.200	480.000
	Décapage	m^3	80	2.000	160.000
	Fouille	m^3	55	600	33.000
	Drain captant	ml	20	3.000	60.000
	Piquet en bois	Pièce	30	500	15.000
	Fil de fer barbelé	ml	240	1.800	432.000
	Matériaux de remblai	m^3	68	3.200	217.600
	Moellons	m^3	32	15.500	496.000
	Gravier	m^3	3,3	17.000	56.100
	Sable	m^3	4	15.000	60.000
	Ciment	Sacs	62	25.000	1.550.000
	Tuyauterie et accessoires	FF	-	700.000	700.000
	SOUS TOTAL II	-	-	-	**4.259.700**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FBU)	Prix Total (FBU)
III	***Chambre de départ***	-	-	-	-
	Décapage	m^3	2	2.000	4.000
	Fouille	m^3	16,5	600	9.900
	Ciment	Sacs	60	25.000	1.500.000
	Sable	m^3	8,53	15.000	129.950
	Gravier	m^3	3,66	23.000	84.180
	ArmaturesΦ_6	Pièces	10	7.000	70.000
	ArmaturesΦ_8	Pièces	10	8.000	80.000
	Moellons	m^3	9,8	15.500	151.900
	Fil à ligaturer	Kg	3,702	3.250	12.032
	Planches	Pièces	28	4.000	112.000
	Clous	Kg	3,2415	2.500	8.104
	Accessoires de tuyauterie	FF	-	600.000	600.000
	SOUS TOTAL III	-			**2.760.066**
IV	**Accessoires à la conduite**				
IV.1	***Chambres de vannes***				
	Décapage	m^3	2,112	2.000	4.224
	Fouille	m^3	3,36	600	2.016
	Briques	Pièces	1997	25	49.925
	Sable	m^3	1,31	15.000	19.650
	Ciment	Sacs	11	25.000	275.000
	Gravier	m^3	0,672	23.000	15.456
	ArmaturesΦ_6	Pièces	8	7.000	56.000
	Fil à ligaturer	Kg	0,999	3.000	3.000
	Planches	Pièces	7	4.000	28.000
	Clous	Kg	0,738	2.500	1.845
	Perches	Pièces	3	7.000	21.000
	Accessoires de tuyauterie	FF	-	4.200.000	4.200.000
	SOUS TOTAL IV.1	-			**4.676.116**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FBU)	Prix Total (FBU)
IV	**Accessoires à la conduite**				
IV.2	***Chambres de ventouses***				
	Décapage	m^3	11,616	2.000	23.232
	Fouille	m^3	18,48	600	11.088
	Briques	Pièces	10983	25	274.575
	Sable	m^3	6,105	15.000	91.575
	Ciment	Sacs	55	25.000	1.375.000
	Gravier	m^3	3,696	23.000	85.008
	ArmaturesΦ_6	Pièces	43	7.000	301.000
	Fil à ligaturer	Kg	5,615	3.000	16.845
	Planches	Pièces	31	4.000	124.000
	Clous	Kg	3,603	2.500	9.008
	Perches	Pièces	5	7.000	35.000
	Accessoires de tuyauterie	FF	-	1.840.000	1.840.000
	SOUS TOTAL IV.2	-			**4.188.331**
IV.3	***Chambres de purge***				
	Décapage	m^3	17,856	2.000	35.712
	Fouille	m^3	35,28	600	21.168
	Briques	Pièces	16128	25	403.200
	Sable	m^3	12,35	15.000	185.250
	Ciment	Sacs	110	25.000	2.750.000
	Gravier	m^3	8,4672	23.000	194.746
	ArmaturesΦ_6	Pièces	77	7000	539.000
	Fil à ligaturer	Kg	10,16	3.000	30.480
	Planches	Pièces	60	4.000	240.000
	Clous	Kg	7,182	2.500	17.955
	Perches	Pièces	5	7.000	35.000
	Accessoires de tuyauterie	FF	-	2.400.000	2.400.000
	SOUS TOTAL IV.3	-	-	-	**6.852.511**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FBU)	Prix Total (FBU)
V	***Bornes fontaines***	-	-	-	-
	Décapage	m^3	18	2.000	36.000
	Fouille	m^3	12	600	7.200
	Sable	m^3	4,1538	15.000	62.307
	Ciment	Sacs	59	25.000	1.475.000
	Gravier	m^3	8,3076	23.000	191.075
	ArmaturesΦ_6	Pièces	15	7.000	98.000
	Fil à ligaturer	Kg	1,80	3.000	5.400
	Planches	Pièces	33	4.000	132.000
	Clous	Kg	3,87	2.500	9.675
	Perches	Pièces	5	7.000	35.000
	SOUS TOTAL V	-			**2.051.657**
VI	***Ouvrages de stockage***				
	Décapage	m^3	32,15	2.000	64.300
	Fouille	m^3	54,75	600	32.850
	Moellons	m^3	31,42	15.500	487.010
	Sable	m^3	23,886	15.000	358.290
	Ciment	Sacs	254	25.000	6.350.000
	Gravier	m^3	19,272	23.000	443.256
	ArmaturesΦ_6	Pièces	90	7.000	630.000
	ArmaturesΦ_8	Pièces	11	8.000	88.000
	ArmaturesΦ_{10}	Pièces	15	9.000	135.000
	Fil à ligaturer	Kg	105	3.000	315.000
	Planches	Pièces	145	4.000	580.000
	Clous	Kg	14	2.500	35.000
	Perches	Pièces	5	7.000	35.000
	Accessoires de tuyauterie	FF	-	2.500.000	2.500.000
	SOUS TOTAL VI	-			**11.473.706**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FBU)	Prix Total (FBU)
VII	***Conduite d'alimentation***	-	-	-	-
	Fouille de canalisation	m^3	4693,28	600	2.815.968
	Lit de sable de pose	m^3	1570,8	15.000	23.562.000
	Achat et transport des tuyaux				
	Tuyaux en PVC63	Pièces	973	30.000	29.190.000
	Tuyaux en PVC50	Pièces	630	19.500	12.285.000
	Tuyaux en PVC25	Pièces	60	7.500	450.000
	Tuyaux en PVC20	Pièces	166	6.000	996.000
	Tuyaux AG3''	Pièces	348	90.000	31.320.000
	SOUS TOTAL VII	-	-	-	**100.618.968**
	TOTAL 1				**139.381.055**
	Main d'œuvre (30%)				41.814.317
	Imprévus (20%)				27.876.211
	TOTAL 2				**209.071.583**
	TVA (18%)				37.632.885
	TOTAL GENERAL				**246.704.468**

Nous disons Deux cent quarante-six millions sept cent quatre mille quatre cent soixante-huit Francs Burundais.

CHAP.VII. GESTION ET ENTRETIEN DU RESEAU

VII.1.Généralités

Quand une adduction d'eau potable a été construite, on doit entretenir régulièrement et adéquatement les ouvrages et installations hydrauliques en vue d'assurer une alimentation en eau potable qui répond aux normes d'hygiène communautaires.

La gestion des réseaux d'adduction d'eau potable en milieu rural incombe à des organismes jugés les mieux indiqués dans ce domaine. Il s'agit entre autre :

-L'organisme local (***Régie Communal de l'Eau : RCE***) au niveau communal.

-La Direction Générale de l'Hydraulique et des Energies Rurales(DGHER) dans les milieux ruraux.

-L'organisme national (***REGIDESO***) pour les milieux urbains.

VII.2. Gestion du réseau

L'instauration d'un système de tarification pourra contribuer au respect des ouvrages hydrauliques et la rémunération des personnes chargées de l'entretien ainsi que l'achat des pièces de maintenance et de réparation.

Donc, pour toutes ces raisons, la population devra s'entendre et fixer une somme forfaitaire obligatoire par ménage et par mois. La somme collectée sera versée dans une caisse dont la gestion est assurée par un comité de gens choisies et formées par la régie communale de l'eau et contrôlée par cette dernière.

Il faudra prendre des mesures (***sanctions***) à l'encontre de quelqu'un qui passerait outre ces décisions. De cette façon, la population aura le sens de responsabilité et comprendre que ladite infrastructure fait partie de leur richesse.

Quant aux branchements particuliers, aucune autre solution à part, installer des compteurs d'eau pour faciliter l'établissement des factures par la régie communale de l'eau. (***RCE***)

VII.3.Entretien technique

Il consiste à interdire les gens et le bétail de s'approvisionner à la source ou s'approcher de l'endroit où est posée la conduite de prise de peur qu'elle soit abimée et tout ceci dans le but d'assurer une grande longévité aux installations. On établit un programme :

-de surveillance du réseau afin de dépister les fuites, les branchements clandestins et les risques d'incidents.

-de remplacement des canalisations qui causent des pertes.

Les différents appareils (***vanne d'arrêt, ventouse, décharges, etc***) doivent être régulièrement contrôlés par des équipes d'intervention qualifiés pour garantir leur bon fonctionnement mais aussi éviter la défectuosité des divers équipements tels que les trop-pleins, vidanges et bouches d'aération, l'étanchéité des réservoirs ainsi que la quantité et la qualité de l'eau stockée.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet est destiné en grande partie aux populations de KIYAZI et MARTYAZO. Pour des raisons sociales, nous avons placé des bornes fontaines aux populations se trouvant le long du réseau sauf ceux de RURAMBIRA et NYAMBEHO qui en possèdent déjà.

Bien que ce travail ne soit pas complètement détaillé en raison de sa complexité, nous sommes persuadés que ces renseignements pourront servir de référence aux autres chercheurs qui traiteront un sujet semblable.

Nous espérons que ce projet, une fois réalisé, pourra procurer à la population une quantité suffisante en eau potable à faible ou moindre coût sans parcourir de longues distances.

Toutefois, nous tenons à avouer qu'il s'agit d'un si grand projet impeccable. C'est pourquoi nous prétendons à demander aux services ayant l'adduction en eau potable en ses attributions de mettre en place après l'exécution un système de surveillance et d'entretien du nouveau réseau proposé afin de ne pas observer des dommages d'une très grande infrastructure si vitale pour la population de ladite localité.

Enfin, nous ne cesserons pas de signaler que les volets qui n'ont pas été touchés par notre étude peuvent intéresser toute autre personne qui se sentirait disposée à compléter notre étude.

Nous demandons à quiconque pourrait l'enrichir et de le rendre plus opérationnel d'apporter sa contribution.

BIBLIOGRAPHIE

I. Ouvrages généraux

1. DUPONT A. : Hydraulique de ville, Tomel et II, Eyrolles, Paris 1980.
2. DUPONT A. : Hydraulique urbaine (exercices et projets), Eyrolles, Paris 1980.
3. WAGNER E. : Approvisionnement en eau des zones rurales et de petites agglomérations, GENEVE 1961.

II. Projets de fin d'études

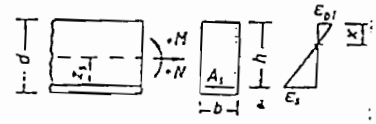
1. MINANI V. : ***Etude d'alimentation en eau potable : réseau RUBARASI*** (Commune GIHETA, Province GITEGA), FSA, Université du Burundi, Janvier 2008.
2. CITEGETSE P. et NYABENDA O., ***Etude d'un système d'alimentation en eau potable pour le réseau de CIYA II en commune Bubanza et Musigati de la province Bubanza***, ITS, Université du Burundi, Septembre 2010.
3. NKUNZIMANA P. et NKURUNZIZA D. : ***Projet d'adduction en eau potable dans un milieu rural***. Cas du réseau MAHANDE – GIHUNGWE – KAGWEMA, ITS, Université du Burundi, Septembre 2010.
4. .BARUTWANAYO D. et HAVYARIMANA O. : ***Projet d'alimentation en eau potable en milieu rural***. Cas du réseau RUSHIHA – KARINZI en commune MUSIGATI, province Bubanza, ITS, Université du Burundi, Juillet 2009.

ANNEXES

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:*



N : negatif comme force de compression

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

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

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

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

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

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	0,54	0,78	3,50	3,00	1,75

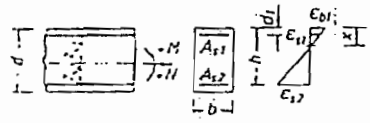
f_{cu}		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
	[MN/m²]	10,5	17,5	23,0	27,0	30,0

f_e/γ_s	BSt	220/340	420/500	500/550
	[kN/cm²]	12,6	24,0	28,6

f_e/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 $m_s > m_s^*$



$$M_2 = M \quad N \cdot z_{s2} \; ; \; A_{s2}(A_1) = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_e/f_{cu}} + \frac{N}{f_e/\gamma_s}$$

$$m_s = \frac{M_2}{bh^2 \cdot f_{cu}} \; ; \; A_{s1} = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_e/f_{cu}}$$

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				$d_1/h = 0,25$		
								BSt 220/340; 420/500	BSt 500/550	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
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
0,20	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	0,799	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	0,326	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	0,555
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	0,453	0,489	0,918	0,483	0,514	0,612

Tableaux 5.2.

ANNEXE 2

1 — Dimensions nominales de barres d'acier

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

2 — Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres

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

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

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

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

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

Tableau conçu pour c=2 cm.
Pour c = x, diviser entre x et le tableau

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