

2015-02

Projet d'alimentation en eau potable en milieu rural : cas du réseau Higiroy-Karuyigi en commune Gitega, province Gitega

Haringanji, Olivier

UB, ITS

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2324>

Téléchargé depuis le dépôt institutionnel officiel de l'Université du Burundi

UNIVERSITE DU BURUNDI



**INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET
URBANISME**

**PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EN MILIEU
RURAL : CAS DU RESEAU HIGIRO – KARUYIGI EN
COMMUNE GITEGA, PROVINCE GITEGA**

Par :

Olivier HARINGANJI

&

Marie Armand MUGABO

Sous la Direction :

Ir. Patrice NIYONGERE

Projet de fin d'études présenté et défendu
publiquement en vue d'obtention d'un
diplôme d'Ingénieur Industriel en
Aménagement et Urbanisme

Bujumbura, Février 2015

DEDICACE

*A Dieu Tout Puissant ;
A mon cher Père Daniel SINZINKAYO;
A ma Chère Mère Thérèse BUCUMI;
A mes frères et sœurs;
A mes oncles et tantes;
A mes cousins et cousines ;
A mon neveu;
A mes nièces;
A mon collègue Marie Armand MUGABO;
A tous ceux qui me sont chers.*

Je dédie ce travail

HARINGANJI Olivier

*A Dieu Tout Puissant;
A mon regretté Père Déogratias NSABIMANA;
A ma très chère Mère Jacqueline NTKOBIRI;
A mes frères et sœurs;
A mes oncles et tantes;
A mes cousins et cousines;
A la famille KABURAHÉ Damien;
A l'Abbé KAZITONDA Jean Marie;
Au Club les Dynos;
A mon collègue Olivier HARINGANJI;
A tous mes amis et connaissances.*

Je dédie ce travail

MUGABO Marie Armand

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier le Dieu Tout Puissant qui nous a gardé en vie jusqu'à ce jour de clôture de notre travail de fin d'étude et qui continue de témoigner sa bonté dans tous les détails de notre vie. C'est donc pour nous un agréable devoir d'adresser nos sincères remerciements à tous ceux qui ont prêtés main forte à sa réalisation.

Le présent travail est le fruit des efforts conjugués de plusieurs personnalités notamment tous nos éducateurs de l'école primaire, secondaire et les professeurs de l'Institut Technique Supérieur en particulier ceux du département de l'Aménagement et Urbanisme pour la formation scientifique qu'ils nous ont donné.

Nous tenons particulièrement à remercier l'Ingénieur Patrice NIYONGERE, Directeur de ce projet, qui, malgré ses multiples responsabilités a accepté de diriger ce travail. Ses conseils, son inaltérable patience, sa disponibilité ainsi que sa rigueur scientifique nous ont été d'une importance capitale pour arriver au bon point. Qu'il trouve ici notre grande gratitude.

Nous témoignons aussi nos cordiaux remerciements à nos parents, à toutes nos familles, à toutes les personnes qui d'une manière ou d'une autre a contribué à la réalisation de ce travail.

Nous serions ingrats de ne pas tenir compte de la communauté estudiantine de l'Université du Burundi particulièrement ceux du campus Kiriri pour l'esprit d'entraide dont ils nous ont toujours fait preuve durant le glorieux séjour au campus.

A tous nous disons MERCI.

LISTE DES SIGLES ET ABBREVIATIONS

AEP	: Alimentation en Eau Potable
BF	: Borne Fontaine
CD	: Chambre de Départ
CVB	: Chambre de Vanne pour Borne Fontaine
E.P	: Ecole Primaire
CP	: Chambre de Purge
CV	: Chambre de Ventouse
DE	: Diamètre Extérieure
AHR	: Agence Burundaise de l'hydraulique Rural
DI	: Diamètre Intérieur
BAEL	: Béton Armé aux états limites
EP	: Ecole Primaire
FSA	: Faculté des Sciences Appliquées
Haute-Piezo	: Hauteur Piézométrique
ISTEEBU	: Institut des Statistiques et d'Etudes Economiques du Burundi
ITS	: Institut Technique Supérieur
Max	: Maximum
MI	: Mètre Linéaire
Moy	: Moyenne
NTU	: Néphéломétrie Turbidité Unit (Unité de Turbidité Néphéломétrie)
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
Pcs	: Pièces
PH	: Potentiel d'Hydrogène
PN	: Pression Nominale
Unicef	: United Nations International Children's Emergency
PVC	: Polychlorure de Vinyle
R	: Réservoir
RCE	: Régie Communal de l'Eau
REGIDESO	: Régie de Distribution de l'Eau et de l'Electricité
TEM	: Temps d'Exécution Moyen
NC	: Nature de Conduite
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajoutée

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS.....	7
Tableau III .1	: Effectif de la population.....	10
Tableau III.2	: Résultat des recensements généraux(les années 1979, 1990 et 2008) pour la commune GITEGA	11
Tableau III .3	: Population à l'horizon de planification.....	12
Tableau III .4	: Consommation spécifique d'après l'OMS.....	13
Tableau III.5	: Récapitulatif des besoins en eau.....	16
Tableau V.1	: Coefficient horaires.....	30
Tableau V.2	: Récapitulatif des dimensions des réservoirs.....	37
Tableau V.3	: Calcul de la charge d'eau agissant sur le radier.....	48
Tableau V.4	: Calcul de la charge des parois agissant sur le radier.....	49
Tableau V.5	: Récapitulatif des charges agissant sur le radier.....	50
Tableau V.6	: Tableau de calcul des conduites.....	66
Tableau VII. 1	: Récapitulatif des longueurs des conduites à commander.....	73
Tableau VII.2	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de vanne de répartition.....	76
Tableau VII.3	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de ventouse.....	78
Tableau VII.4	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de purge.....	81
Tableau VII.5	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de vanne pour B.F.....	84
Tableau VII.6	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour B.F.....	86
Tableau VII.7	: Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les réservoirs.....	93
Tableau VII.8	: Devis estimatif.....	97
Tableau VII.9	: Planification des activités	98
Tableau VII.10	: Graphique de GANT (planning des activités).....	99

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Photo de l'Ecole YAGAMUKAMA.....	2
Figure I.2 : Photo de l'Ecole Primaire KARUYIGI.....	3
Figure I.3 : Photo de la source du présent Projet.....	3
Figure I.4 : Schématisation du cycle de l'eau.....	5
Figure II.1 : Décapage administratif de la commune GITEGA.....	8
Figure II.2 : Description de la zone du projet.....	9
Figure III.1 : Représentation graphique des besoins maximaux en 2034.....	17
Figure IV.1 : Source d'affleurement.....	18
Figure IV.2 : Source de déversement.....	19
Figure IV.3 : Source d'émergence.....	19
Figure IV.4 : Schéma du principe de captage proposé.....	21
Figure V.1 : Schéma d'une vanne de sectionnement.....	24
Figure V.2 : Vue en plan et coupe d'une ventouse.....	25
Figure V.3 : Chambre de purge.....	26
Figure V.4 : Chambre de vanne pour Borne Fontaine.....	27
Figure V.5 : Vue en plan d'une borne fontaine.....	28
Figure V.6 : Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la chambre de départ.....	32
Figure V.7: Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline HIGIRO.....	33
Figure V.8: Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline MUGUTU.....	34
Figure V.9: Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline NYAGISINDU.....	35

Figure V.10: Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline KARUYIGI.....	36
Figure V.11 : Schéma statique des charges du réservoir.....	50
Figure V.12 : Schéma statique du réservoir-type de 10m ³	52
Figure V.13 : Schéma statique du réservoir-type de 15m ³	54
Figure V.14 : Schéma statique du réservoir-type de 20m ³	56
Figure V.15 : Schéma statique du réservoir-type de 50m ³	58
Figure V.16 : Méthode de calcul des conduites.....	63
Figure V.17 : Schéma du théorème de Bernoulli.....	64
Figure V.18 : Schéma de fonctionnement du réseau.....	67

RESUME

Le présent projet porte sur la manière de pouvoir donner l'eau à la population et des collectivités de l'une des localités se trouvant dans la Province Gitega via le projet d'adduction d'eau potable : Cas du réseau Higiroy-Karuyigi en commune GITEGA de la province GITEGA.

Ce projet a pour objectif de :

- Aider les bénéficiaires de ce projet à améliorer la qualité et la quantité d'eau potable et les faire accéder à cette dernière ;
- Mettre en place des ouvrages de captage de l'eau, de stockage et de transport d'eau afin de l'acheminer jusqu'aux bénéficiaires du réseau ;
- Effectuer tous les calculs en vue de se rendre compte de la stabilité des ouvrages

Notre travail est subdivisé en huit chapitres. Le premier chapitre est celui d'introduction générale on parle de l'importance de l'eau, la motivation au choix du sujet et des qualités de l'eau potable. C'est au second chapitre que nous présentons l'endroit d'exécution dudit projet. Au troisième chapitre, on évalue les besoins en eau potable pour pouvoir mieux satisfaire les bénéficiaires. Le système par lequel l'eau est captée se décrit au chapitre quatre.

Le cinquième chapitre dégage tous les calculs hydrauliques dans le but de la sécurité des ouvrages du réseau d'adduction et par après on procède au dimensionnement de ceux-ci. L'impact environnemental, la gestion ainsi que l'entretien de notre projet se trouve au sixième chapitre. Le coût global de notre projet est évalué au septième chapitre dans lequel on évalue les quantités et les prix d'achat des matériaux, la main d'œuvre pour les différents travaux ainsi que le planning des travaux.

Le dernier chapitre de notre projet parle d'une conclusion générale et des recommandations.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	I
REMERCIEMENTS.....	II
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	III
LISTE DES TABLEAUX.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	V
RESUME.....	VII
TABLE DES MATIERES.....	VIII
Chapitre I. INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.1 Généralités.....	1
I.2 Motivation du choix du sujet.....	1
I.3 Présentation du projet	2
I.4 Cycle hydrologique (Cycle de l'eau).....	4
I.5 Eau potable.....	6
I.5.1. Définition.....	6
I.5.2. Qualité de l'eau potable.....	6
Normes de l'OMS d'une eau potable.....	7
Chapitre II .PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET.....	8
II. 1 Situation géographique.....	8
II.2 Description de la zone du projet.....	9
Chapitre III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU.....	10
III.1. Population à desservir.....	10
III.1.1. Population actuelle.....	10
III.1.2. Population future (horizon : 20 ans).....	10
III.2. Consommation spécifiques.....	12

III.3. Quantité d'eau nécessaire en 2014.....	13
III.3.1. Besoins journaliers de consommation de la population actuelle.....	13
III.3.2 Besoins journaliers des équipements publics et sociaux.....	13
III.4. Quantité d'eau nécessaire en 2034.....	13
III.4.1 Production de pointe.....	14
III.4.2 Pertes d'eau et marge de sécurité.....	14
Chapitre IV. CAPTAGE D'UNE SOURCE.....	18
IV.1 Généralité.....	18
IV.1.1 Définition.....	18
IV.1.2. La notion de source.....	18
IV.1.3. Origines de l'eau de source.....	18
IV.2 Types de sources.....	18
IV.3. Détermination du débit de la source.....	19
IV. 4. Les ouvrages de captage.....	20
IV.4.1. La chambre de captage.....	20
IV.4.2. La chambre de départ.....	22
IV.5 Protection du captage.....	22
Chapitre V. CALCUL ET DIMENSIONNEMENTS DES OUVRAGES HYDRAULIQUES.....	24
V.I. Introduction.....	24
V.2 La chambre de vanne et de sectionnement (Chambre de répartition).....	24
V.3. La chambre de ventouse (purge d'air).....	25
V.4. La chambre de purge (ventouse).....	26
V.5. La chambre de vannes pour les bornes fontaines.....	27
V.6. Les bornes fontaines.....	28
V.7. Le réservoir.....	28

V.7.1. Définition.....	28
V.7.2. Types de réservoirs.....	28
V.7.3. Emplacement des réservoirs.....	29
V.7.4. Capacité du réservoir.....	29
V.7.5. Équipement des réservoirs.....	36
V.7.6. Dimensionnement des réservoirs.....	36
V.7.6.1. Diamètre.....	36
V.7.6.2. Hauteur.....	37
V. 7.7. Dimensionnement proprement dit des éléments du réservoir.....	37
V.7.7.1 Introduction.....	37
V.7.7.2. Dimensionnement des réservoirs.....	38
V.8. Le réseau de distribution (les conduites).....	59
V.8.1. Généralités.....	59
V.8.2. Les différents types de réseaux.....	59
V.8.3. Dimensionnement des conduites.....	60
CHAPITRE. VI. IMPACT ENVIRONNEMENTAL, GESTION ET ENTRETIEN.....	68
VI. 1. Introduction.....	68
VI.2. Impact Environnemental.....	68
VI.3. Entretien des Unités de réseau.....	69
VI.3.1. Chambre de départ et réservoirs.....	69
VI.3.2. Canalisation et accessoires.....	70
CHAPITRE VII. EVALUATION DU COUT DU PROJET ET PLANNING DES TRAVAUX.....	70
VII. 1. Généralités	70
VII.2. Description et. Quantification des travaux et des matériaux.....	70

VII.2.1. Pour le captage.....	70
VII.2.2. Pour la canalisation(les conduites).....	71
VII.2.3. Accessoires à la conduite (Chambre de vanne, de ventouse et de purge).....	73
VII.2.4. Bornes fontaines.....	84
VII.2.5. Réservoirs.....	86
VII.3. Détails quantitatifs et estimatifs du projet.....	93
VII.4. Planning des travaux.....	97
VII.4.1. Planning des taches.....	98
VII.4.2. Planning des travaux (à l'aide du graphique de Gant)	99
CHAPITRE VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	100
VIII.1. Conclusion générale.....	100
VIII.2. Recommandations.....	101
BIBLIOGRAPHIE.....	102
ANNEXE 1.....	103
ANNEXE 2.....	104

CHAP.I INTRODUCTION GÉNÉRALE

I.1. Généralité

L'eau est une source de vie essentielle et une composante de la vie journalière de l'homme. Pour accéder à l'eau est donc d'une importance primordiale.

L'eau devrait donc être traité comme un bien commun et rare, avec une valeur économique, sociale et environnementale, à laquelle tout un chacun a droit pour ses besoins essentiels.

Selon l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS), 20 litres d'eau par personne et par jour est la norme pour répondre aux besoins personnels de base et aux exigences minimales d'hygiène.

Le minimum d'eau potable nécessaire à la survie d'un homme varie entre 1,8 et 3 litres par personne et par jour, dépendant de la température, du genre du travail et de la quantité de nourriture absorbée par jour.

Au cours de la période de 1990-2004, le nombre d'Africains sans accès à l'eau potable a cru de 23% et le nombre de personnes sans assainissement augmenté de 30%. Au Burundi la part de la population consommant de l'eau potable dépasse en réalité les 50%

Selon l'OMS en 1964, 3300000 personnes meurent chaque année suite à la malaria (ces maladies sont directement la conséquence d'une gestion défectueuse de l'eau, du stockage, du fonctionnement des points d'eau et de l'écoulement). Suite à une étude concernant le taux de couverture des points d'eau dans 43 pays, on a constaté l'existence d'une différence de 30% dans le taux de mortalité infantile dans les pays mal équipés en matière d'eau saine.

Selon l'étude de 2002 de l'Unicef, concernant les familles rurales dans 23 pays de l'Afrique Subsaharienne ; un quart de ces familles nécessite 30 minutes à une heure pour la collecte et le transport de l'eau par jour et 19% a besoin d'une heure ou plus.

I.2 Motivation du choix du sujet

La zone de projet est située essentiellement en Commune Gitega, Province Gitega et en particulier dans les Collines Higiyo, Karuyigi, Mugutu, Nyagisindu ; la zone concernée par le projet comporte un nombre insuffisant d'adduction et d'approvisionnement en eau potable alors que la croissance démographique et le développement économique font augmenter la demande.

Etant donné que l'eau est un élément indispensable à la vie humaine qu'animale ou végétal, la satisfaction des besoins en eau est non négociable pour la santé humaine et dans la vie quotidienne. Toutefois, il est à souligner en outre qu'avoir de l'eau à quantité suffisante ne

suffit pas à lui seul à répondre aux exigences sanitaires, sa qualité constitue une dimension dont la considération est incontournable pour garantir la bonne santé de la population.

Pour ce, toute la population devrait être servie en eau, en quantité et en qualité qui remplit les conditions nécessaires destinés à l'hygiène et aux autres usagers domestiques.

Malheureusement tel n'est pas le cas pour les pays en voie de développement en général et dans notre pays en particulier raison pour laquelle on a choisi de faire l'étude d'Alimentation en eau potable dans la Commune Gitega, pour contribuer à l'étude d'alimentation en eau potable de la population de cette Commune en particulier sur les Collines Higiro, Mugutu et les sous-collines Karuyigi, Nyagisindu et aussi mettre en pratique ce que nous avons vues aux bancs de l'école théoriquement.

I.3.Présentation du projet

Le présent projet consiste à alimenter en eau potable les collines Higiro, Mugutu et les sous-collines Nyagisindu, Karuyigi à partir de la source Mbizi II de débit égal à 1.34l/s.L'absence d'eau potable dans ce milieu rend difficile l'appropriation des enseignements pour la promotion de l'hygiène et de l'entretien des infrastructures existantes. (Voir les photos).



Fig. I.1. PHOTO DE L'ECOLE YAGAMUKAMA



Fig. I.2. PHOTO DE L'ECOLE PRIMAIRE KARUYIGI

La source du présent projet se situe à Higiuro sur l'altitude de 1785m la plus élevée par rapport aux points d'alimentation. D'où l'eau arrivera à la destination par gravité. La photo qui suit illustre la dite source :



Fig. I.3. PHOTO DE LA SOURCE DU PRESENT PROJET

Le réseau part de la colline Higiros et passe par la colline Mugutu, et la sous-colline Nyagisindu et prend fin sur la sous-Colline Karuyigi à une distance de 8.323.9km.

Ce projet est subdivisé en huit chapitres :

- I. Introduction générale
- II. Présentation de la zone du projet
- III. Evaluation des besoins en eau
- IV. Captage d'une source
- V. Dimensionnement du réseau
- VI. Impact environnemental, Gestion et entretien
- VII. Evaluation du coût du projet et planning des travaux
- VIII. Conclusion générale et Recommandations

I.4. Cycle hydrologique (Cycle de l'eau).

L'eau, élément sous trois formes (liquides à l'état normal, gazeuse en vapeur, solide en glace) parcourt un cycle éternel.

L'évaporation lente et incessante des fleuves, des lacs et des mers grâce à l'énergie solaire conduit à la formation, dans la haute atmosphère des nuages. Ces nuages, poussés par les vents se transforment en pluie ou neige suite à la variation de température (Condensation), et donne lieu à la formation des précipitations atmosphériques. Une fraction des eaux s'évapore, une autre ruisselle ou s'infiltré.

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

Le cycle d'eau n'a ni début ni fin, il continu comme une boucle.

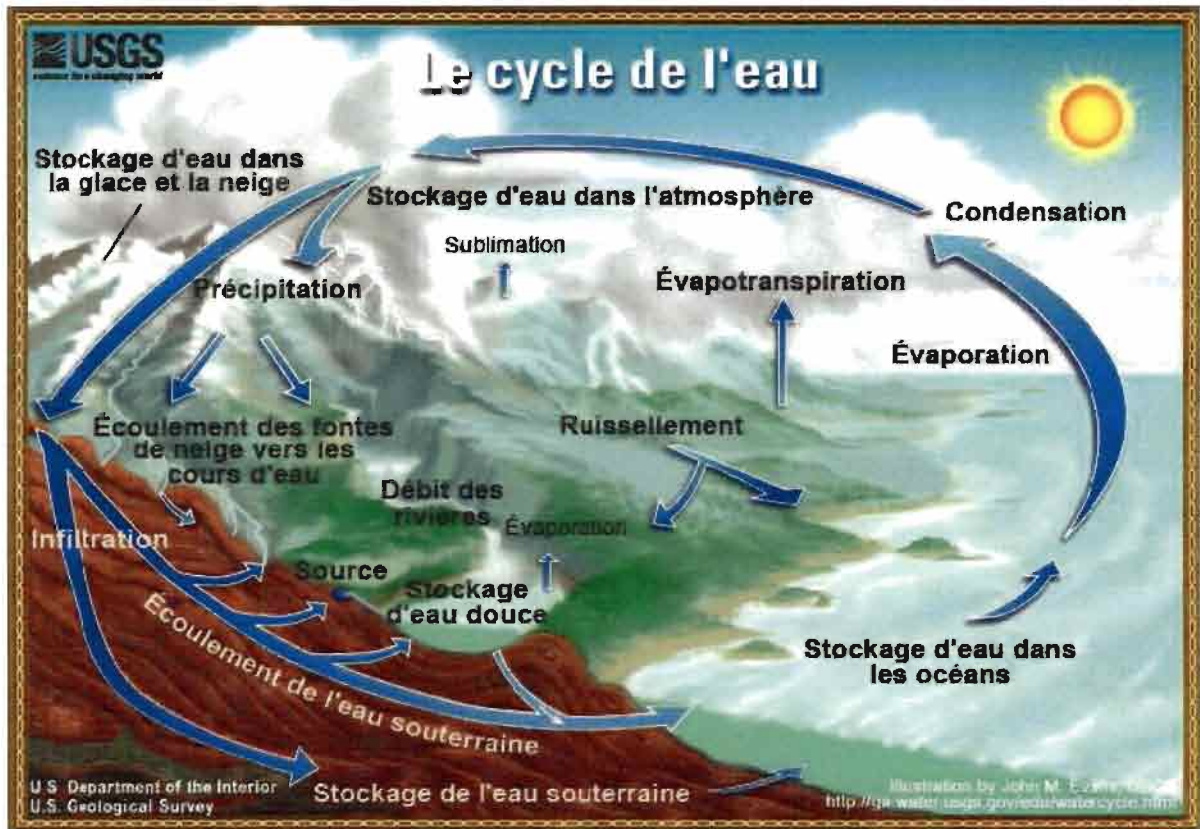


Figure I.4 Schématisation du cycle de l'eau (Source : <http://ga.Water.usgs/edu>)

On a vu que l'eau peut se renouveler suivant un cycle appelé << Cycle de l'eau >>

Quelques définitions

Les précipitations :

Toutes les eaux qui proviennent de l'atmosphère se déposent à la surface de la terre sous forme de pluie, de neige, de grêle ou de brouillard.

L'eau de ruissellement :

L'eau dérivée directement des précipitations ruisselant à la surface de la terre et qui alimente directement les cours d'eau.

L'évaporation: Phénomène de perte d'eau provenant de l'échauffement de l'eau des terres (la couche superficielle) et de toutes les surfaces d'eau, rivières, lacs, mers).

L'évapotranspiration : est un phénomène de perte d'eau des végétaux par transpiration.

L'infiltration: est un phénomène de passage de l'eau dans le sol, son parcours souterrain jusqu'à sa sortie

I.5. Eau potable

I.5.1. Définition

Une eau potable est une eau saine c'est-à-dire que l'on peut boire sans risque de nuire la santé humaine.

L'eau de consommation est définie comme :

1. N'étant pas contaminée, donc incapable d'infecter quiconque en consomme d'une maladie à transport hydrique ;
2. Exempt des substances toxiques ;
3. Exempt des quantités excessives de matières minérales et organiques.

Contrairement à ce que pensent beaucoup de gens, toute eau claire, limpide, inodore et sans goût, n'est pas toujours une eau potable. Il est à noter que l'eau potable n'est pas exempte de matières planantes, par contre, elle regorge ces dernières en concentration jugée faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

Pour mieux définir l'eau potable, l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) à l'aide des recherches faites par ses experts laborantins, a donnée des normes de base (les teneurs limites) au-delà desquelles certaines substances rencontrées constamment dans l'eau deviennent nocives à la vie humaine qui la consomme et de cela rendent l'eau non potable.

I.5.2 Qualité de l'eau potable

C'est la source de l'eau qui détermine sa qualité, d'où son utilisation future.

L'eau potable doit être saine, pure et exempte de tout risque de contamination nocive à la santé humaine.

Sa qualité requise et favorable à la santé doit être évoqué sous différents aspects à savoir :

- aspect bactériologique (absence de germes pathogènes)
- aspect physique (sa turbidité, sa couleur, ses températures, matières en suspension)
- aspect chimique (sa teneur en éléments et composés chimique : carbone, manganèse, fluore, fer, bouille de coli, entrer coqué,..)

Pour que les services chargés de la distribution de l'eau ne se trompent pas sur sa qualité, l'OMS, après ses analyses sur les concentrations chimiques de l'eau, a publié avec assurance les concentrations limites des substances chimiques au delà desquelles l'eau devient non potable. Beaucoup de pays se conforment à ces normes de l'OMS.

Au Burundi, l'AHR (milieu rural) et la REGIDESO (milieu urbain), qui distribuent l'eau potable, se conforment à ces normes.

Normes de l'OMS d'une eau potable

Caractéristiques	Unité	Valeurs limites
Turbidité	NTU	5
Valeur pH	-	6.5 – 9.2
Conductibilité	µs/cm	700
Matières en suspension (M.E.S.)	mg/l	500
Fer (Fe^{2+})	mg/l	0.3
Dureté	mg/l	20 – 30
Sodium	mg/l	20
Ammoniaque (NH_4)	mg/l	1.0
Calcium (Ca^{2+})	mg/l	75
Température	°C	25
Sulfates (SO_4^{2+})	mg/l	200
Gaz Carbonique (CO_2)	mg/l	-
Nitrite (NO^-)	mg/l	25
Potassium (K^+)	mg/l	10
Phosphates (PO_4^-)	mg/l	7
Magnésium	mg/l	50
Oxygène (O_2)	% de saturation	20
Demande chimique en O_2 DCO	mg/l	5/ KMNO_4
Chlorures (Cl^-)	mg/l	200

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

CHAP.II.PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET

II.1.Situation géographique.

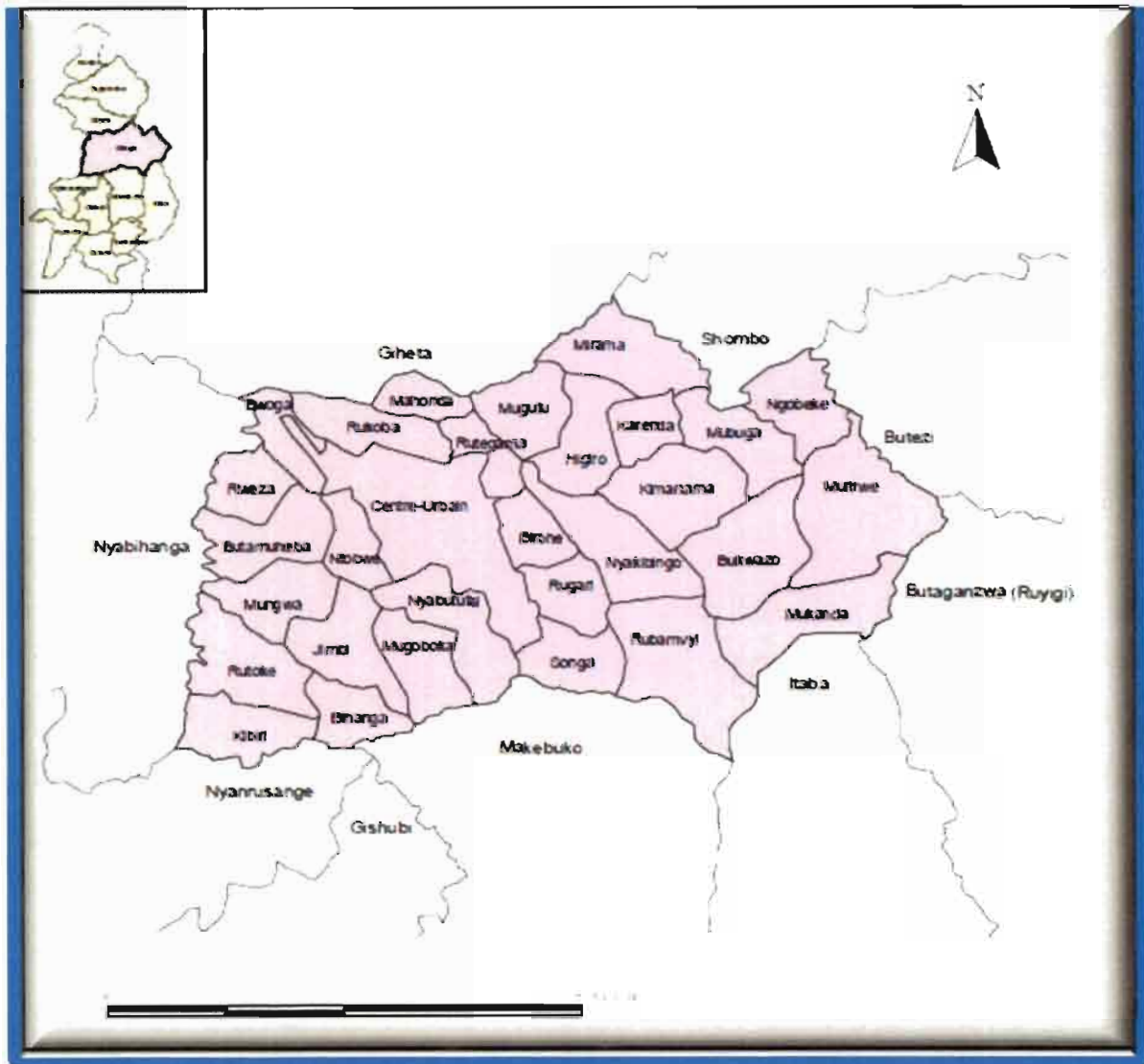


Figure II.1. Découpage administratif de la commune GITEGA

(Source : Google, monographie de la commune GITEGA)

La commune GITEGA, endroit du présent projet est l'une des 11 communes de la province GITEGA. Elle est frontalière :

- Au Nord par la commune GIHETA et la province de KARUSI ;
- Au Sud par les communes MAKEBUKO, NYARUSANGE et ITABA ;
- A l'Est par les provinces RUYIGI et KARUSI;
- A l'Ouest par la province de MWARO

II.2. Description de la zone du projet

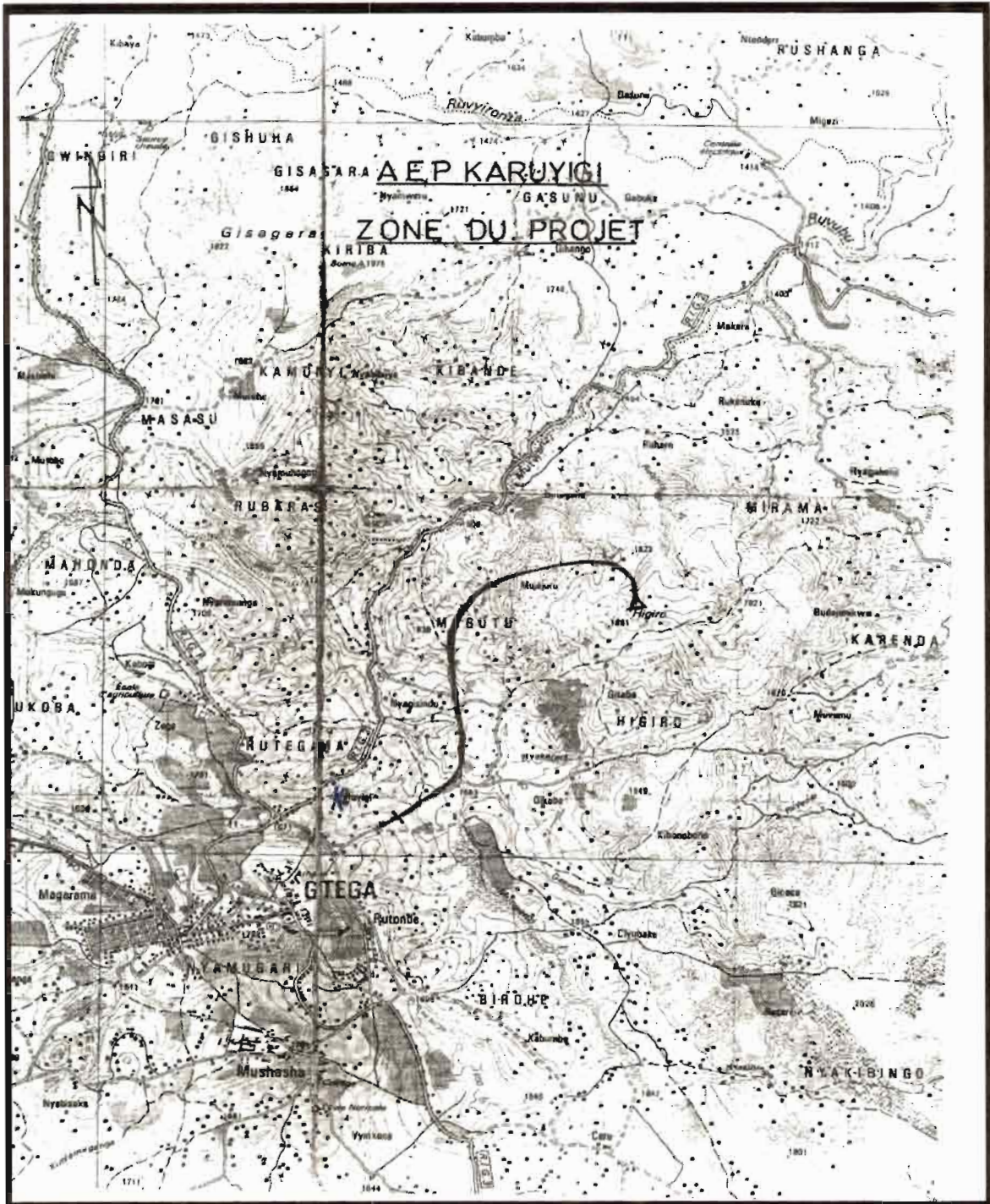


Fig II.2 Description de la zone du projet

Les collines Higiuro, Mugutu et les sous-collines nyagisindu, karuyigi qui font l'objet de notre zone d'étude se trouvent dans la commune GITEGA de la province GITEGA.

CHAP. III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU

III.1. Population à desservir

III.1.1. Population actuelle

A partir des données recueillies sur terrains auprès des autorités administratives et les informations qui nous est fournies par l'AHR qui a effectuée les levées topographiques, nous avons le nombre de ménages pour la population actuelle des collines et sous-collines du présent projet. En prenant la taille moyenne du ménage égale à 6, l'effectif de la population actuelle à desservir est donné par le tableau suivant :

Colline	ménages	Population
Higiro	26	156
Mugutu	41	246
Nyagisindu	50	300
Karuyigi	60	360
TOTAL	177	1062

Tableau III.1.Effectif de la population actuelle à desservir

III.1.2. Population future (horizon 20 ans)

La durée de vie pour un réseau d'alimentation reste le facteur très essentiel qui nous a permis d'estimer la population future qui sera desservie par le réseau .Pour notre projet, nous considérons une période de 2014 -2034 qui compte 20 ans de fonctionnement nous avons également considéré à part que la population peut augmenter, le niveau de vie de la population pourrait de même changer

La population bénéficiaire durant toute cette période sera évaluée à l'aide de la formule

$$P_n = P_o (1+t)^n$$

Avec

P_n : population après n années

P_0 : population actuelle

t : Taux de croissance

n : Durée de vie du réseau (horizon de planification)

N.B : Les effectifs de la population à desservir sont en général composés par les populations bénéficiaires du réseau et les établissements collectifs publics et privées œuvrant dans cette localité abritant ce réseau.

Détermination du taux de croissance

Le taux de croissance est déterminé à partir de l'effectif de la population à des années différentes (pour une même région), lequel effectif résulte des recensements généraux ou autres comptages officiellement reconnus.

Pour ce cas, nous avons utilisé les données qui nous ont été fournies par l'ISTEEBU. Ces données en rapport avec la l'effectif de la population de la commune Gitega résultent des recensements généraux qui ont été opérés en 1979, en 1990 et en 2008.

Le tableau suivant donne des détails :

Années	1979	1990	2008
population	79.830	101.827	156.096

Tableau III.2. Résultat des recensements généraux (les années 1979, 1990 et 2008) pour la commune GITEGA

Le taux de croissance sera déterminé de la façon suivante :

$$P_n = P_0 (1+t)^n$$

$$\frac{P_n}{P_0} = (1+t)^n$$

$$\sqrt[n]{\frac{P_n}{P_0}} = 1+t$$

$$t = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_0}} - 1$$

Calculons le taux de croissance t entre 1979 et 2008 pour la commune Gitega :

$$t = \sqrt[29]{\frac{156.096}{79830}} - 1 = 0,0234 \text{ soit } 2,34\%$$

Le taux de croissance moyen de la commune Gitega est donc 2,34%

Population à l'horizon de planification

Population	ménages	Effectif (2014)	Effectif Calculée (2034)
Higiro	26	156	248
Mugutu	41	246	391
Nyagisindu	50	300	476
Karuyigi	60	360	572
Sous /Total	177	1062	1686
Collectivité			
Ecole yagamukama	100	159	159
EP Karuyigi	431	684	684
Sous/Total	531	843	947
TG	708	1905	2633

Tableau III.3 : Population à l'horizon de planification

III.2.Consommations spécifiques

Selon les recommandations de l'OMS, l'utilisation de l'eau potable dans les ménages, collectivités ou autres est donnée dans le tableau suivant :

Besoins	Valeurs OMS	Valeurs locales
1. consommation domestique		
-B.F, puits	5-25l/j/hab.	20l/j/hab.
-Branchements particuliers	70-250l/j/hab.	100l/j/hab.
2. Etablissements publics		
-E.P	15 - 30 l/j/ élève	5l/j/élève
- Ecole polyvalente	15 -30 l/j/ élève	5l/j/élève

- Prison	25 - 40l/j/personne	20 l/j/personne
- Bureau communal	15 -20 l/j/personne	15 l/j/personne
-Dispensaire, CDS, maternité	220 - 300 l/j/lit	150 l/j/lit
-Ecole avec internat	90 -140 l/j/ élève	30 l/j/élève
- Camp militaire	-	30 l/j/soldat
- Communauté religieuse	-	250 l/j/personne
3. Bétails		
-vache	25 à 35 l/j/tête	15 à 75 l/j/tête
-mouton, chèvres	15 à 25 l/j/tête	1.5 à 7 l/j/tête
-porcs	10 à 15 l/j/tête	-

Tableau III.4.Consommations spécifiques d'après l'OMS

III.3.Quantité d'eau nécessaire en 2014

III.3.1.Besoins journaliers de consommation de la population actuelle

Pour le présent projet, nous adoptons une consommation spécifique de 20 l/j/hab. car il s'agit du milieu rural que nous alimentons.

Le nombre d'habitants actuels à alimenter en eau potable étant de 1062, la consommation actuelle est de :

$$20 \text{ l/j/hab.} \times 1062 \text{ hab.} = 14720 \text{ l/j soit } 0.246 \text{ l/s}$$

III.3.2.Besoins journaliers des équipements publics et sociaux

Comme équipement public pour le présent projet, nous avons seulement l'école yagamukama et l'E.P Karuyigi avec un effectif de 834 écoliers. En adoptant une consommation spécifique de 5 l/j/écolier, la consommation actuelle est de :

$$5 \text{ l/j/écolier} \times 843 = 4215 \text{ l/j soit } 0.048 \text{ l/s}$$

III.4. Quantité d'eau nécessaire en 2034

➤ Besoins journaliers en eau pour la population

En 2034, avec le taux de croissance de 2.34% pour la commune GITEGA, nous avons trouvé par calcul que l'effectif de la population sera de 1686(voir paragraphe III.1.2).

En adoptant la consommation spécifique de 20 l/j/hab., la consommation totale journalière en 2034 sera de :

$$20 \text{ l/j/hab.} \times 1686 \text{ hab.} = 33720 \text{ l/j soit } 0,390 \text{ l/s}$$

➤ **Besoins journaliers en eau pour l'Ecole Primaire**

En 2034, nous avons trouvé par calcul que le nombre d'écoliers sera de 843. En considérant une consommation spécifique de 5 l/j/écolier, la consommation totale journalière en 2034 sera de :

$$5 \text{ l/j/écolier} \times 947 \text{ écoliers} = 4735 \text{ l/j soit } 0.055 \text{ l/s}$$

III.4.1. Production de pointe

La production de pointe tient compte des activités quotidiennes qui font qu'il y ait augmentation ou diminution de la population selon la nature des activités d'où variation des besoins et consommation. C'est notamment les jours de marché, les dimanches, les jours de meeting, etc.

La formule pour déterminer la production de pointe est la suivante :

$$Q_{jp} = Q_{\text{moyen}} \times (1 + C) \quad \text{(III.2)}$$

C : coefficient de pointe variant de 10 à 25 %

Pour le présent projet, nous estimons ce facteur à une valeur de 10 % étant donné qu'il n'y a pas beaucoup d'activités qui entraînent ou qui vont entraîner de nombreuses variations au niveau de la consommation.

III.4.2. Pertes d'eau et marge de sécurité

a) pertes d'eau

Sur un réseau d'AEP, les pertes d'eau sont inévitables. Ces pertes pouvant être remarquées depuis le captage jusqu'au dernier point d'approvisionnement, sont dues aux fuites:

- ⚡ dans les joints de tuyaux
- ⚡ au niveau des robinets
- ⚡ à travers les tuyaux cassés
- ⚡ à la négligence de la fermeture après puisage
- ⚡ les connexions frauduleuses

- ⌚ lors du branchement
- ⌚ etc.

Le volume de ces pertes dépend de :

- ⌚ de la population bénéficiaire
- ⌚ la nature des conduites
- ⌚ l'âge et l'état du réseau
- ⌚ la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau

Pour déterminer les pertes, on utilise le plus souvent la formule suivante :

$$\text{Pertes} = Q_{\text{moyen}} * \left(\frac{p}{1-p} \right) \quad (\text{III.3})$$

Avec p : pourcentage de perte d'eau

La valeur de p varie de 0.2 à 0.5 :

- ⌚ pour un réseau neuf ou bien entretenu p = 0.2
- ⌚ pour un réseau moyennement entretenu p = 0.25 à 0.35
- ⌚ pour un réseau mal entretenu p = 0.5

Pour le présent projet, il s'agit du milieu rural, et comme au Burundi, la plupart des réseaux d'AEP dans les milieux ruraux sont moyennement entretenus, nous prenons p = 0.30

b) **Marge de sécurité**

Une marge de sécurité est nécessaire à ajouter à la production de pointe et aux pertes d'eaux pour considérer l'augmentation de consommation qui peut surgir par suite de l'augmentation de la population pouvant venir s'installer dans la localité alors que ceci n'était pas prévu. Cette population peut augmenter par suite d'emplois, guerre, catastrophe naturelle, etc. Ou bien l'eau peut être utilisée pour ce qui n'était pas prévu comme par exemple l'arrosage, pour le bétail, la construction(ex. Fabrication des briques).

La formule à utiliser est la suivante :

$$\text{Marge} = \frac{P_n - P_o}{P_o} \quad (\text{III.4})$$

Avec P_n: l'effectif actuel de la population à desservir (en 2014)

P_o: l'effectif de la population à desservir à l'horizon(en 2034)

III.5 Récapitulatif des besoins en eau

situation en 2014					Situation 2034						
catégories			Qs	Qjmoy	Effectif retenue	Qjmoy	QJP	PERTE	Qj max		
COLLINE et sous- colline	Ménage	Effectif	(l/j/hab)	(l/j)		(l/j)	(l/j)	(l/j)	(l/j)	(l/s)	m3/h
Higiro	26	156	20	3120	248	4954.50038	5449.95	1651.500128	11276.97	0.131	0.470
Mugutu	41	246	20	4920	391	7812.86599	8594.153	2604.288664	17782.91	0.206	0.741
Nyagisindu	50	300	20	6000	476	9527.88535	10480.67	3175.961785	21686.48	0.251	0.904
Karuyigi	60	360	20	7200	572	11433.4624	12576.81	3811.154142	26023.77	0.301	1.084
ST		1062		21240	1686	33728.7141	37101.583	11242.9047	76770.13	0.889	3.20
collectivité											
Ecole											
Yagamukama		100	5	500	159	793.990446	873.3895	264.6634821	1807.21	0.021	0.075
EP Karuyigi		431	5	2155	684	3422.09882	3764.309	1140.699608	7789.06	0.090	0.325
		531		2655	947	4216	4638	1405	9596	0.111	0.400
TG		1593		23895	2633	37944.7141	41739.583	12647.9047	86336.13	1.000	3.599

Tableau III.5 Récapitulatif des besoins en eau

Conclusion : Comme la source pour le présent projet fournit un débit de 1.34 l/s, et que nous allons capter un débit de 1l/s, le projet est faisable.

Représentation graphique des besoins maximaux en eau en 2034

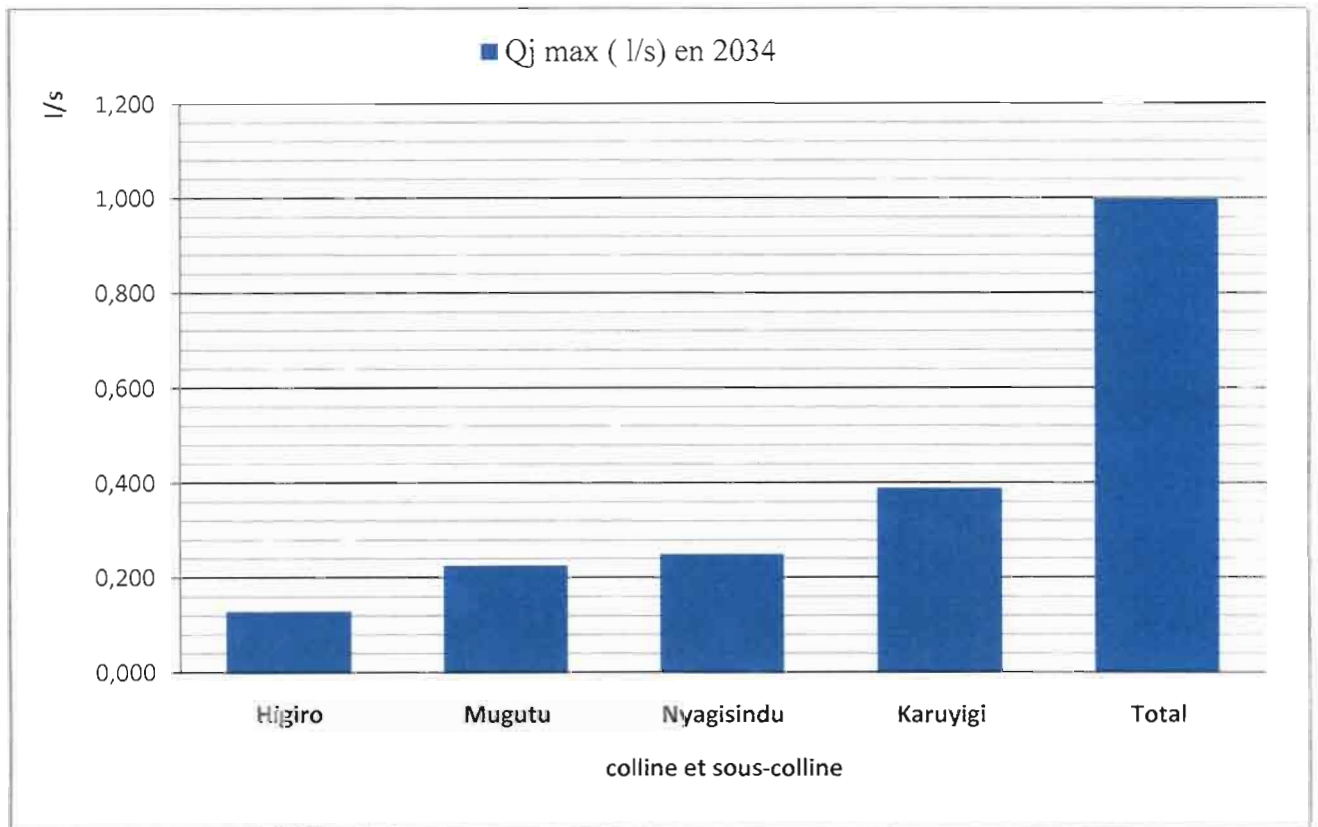


Figure III.1.Représentation graphique des besoins maximaux en eau en 2034

CHAP. IV. CAPTAGE D'UNE SOURCE

IV.1. Généralités

IV.1.1. Définition

Le captage consiste à collecter les filets d'eau d'une source dans un ouvrage approprié et les amener dans un petit réservoir visitable sur lequel est branchée la conduite d'alimentation.

IV.1.2. La notion de source

Les directives désignent comme source toute apparaissant à la surface terrestre sans être élevée artificiellement. Une source peut être définie comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine, soit directement, soit indirectement à travers un système de fissure.

IV.1.3. Origines de l'eau de source

Selon les conditions géologiques, un sol peut retenir de plus ou moins grandes quantités d'eau. Une fraction de cette eau alimente les sources. Celles-ci peuvent fournir, dans le cas favorable, une eau potable répondant aux exigences de l'hygiène. Les eaux de source provenant de roches calcaires fracturées ou d'autres assises fissurées, ne sont souvent pas de bonne qualité.

IV.2. Types de sources

➤ Sources d'affleurement :

Elles sont dues à l'affleurement le long de la surface topographique de la couche imperméable supportant la nappe. La pente de cette couche imperméable influence le débit de la source. Ces sources sont plus faciles à capter et tarissent rarement à cause de leur débit important.

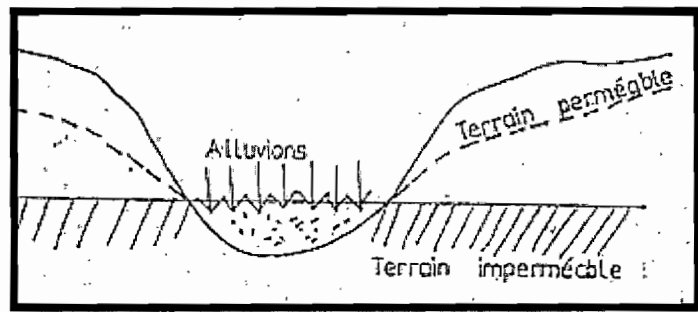


Figure IV.1. Source d'affleurement

➤ Sources de déversement :

On les rencontre dans les roches fissurées en surface (granites et calcaires). L'eau apparaît au point de rencontre des fissures à la surface du sol dans la vallée. Par comparaison

aux sources d'affleurement, leur débit est généralement faible. Ces sources peuvent facilement tarir et sont peu intéressantes à capter.

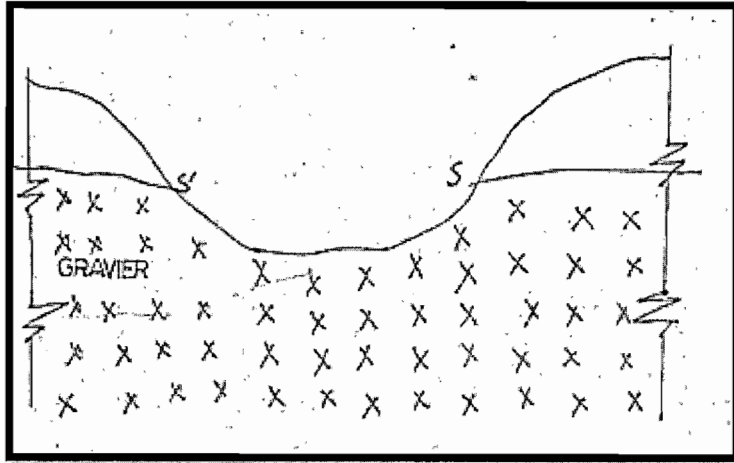


Figure IV.2. Source de déversement.

➤ **Sources d'émergence :**

Elles prennent naissance quand la surface piézométrique d'une nappe rencontre la surface topographique, le substratum imperméable n'affleurant pas nécessairement. Elles sont alimentées par la partie supérieure de la nappe phréatique.

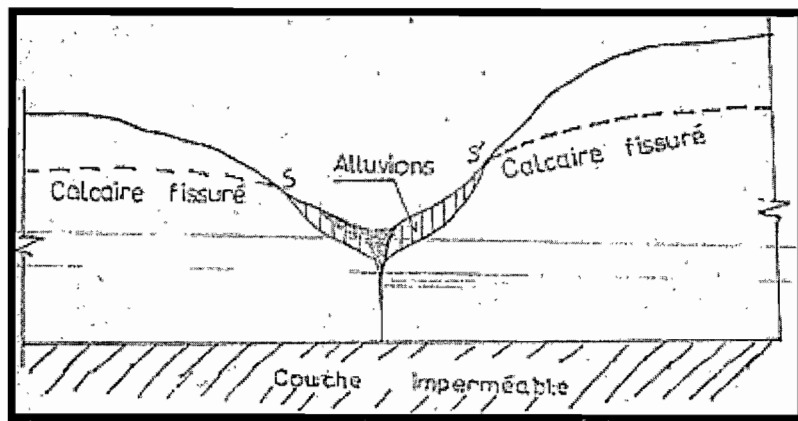


Figure IV.3. Source d'émergence.

IV.3. Détermination du débit de la source

Le débit d'une source est mesuré à différents mois de l'année, au moins deux à trois fois par mois et cela est répété plusieurs années afin de se rassurer du vrai débit ou de la constance du débit. Deux méthodes peuvent être utilisées pour déterminer le débit d'une source :

1°) A l'aide d'un débitmètre

C'est un appareil muni d'un récipient et d'un chronomètre. La première goutte d'eau dans le récipient fait que le chronomètre se déclenche, au remplissage le chronomètre se désactive et le débit est déterminé de la façon suivante :

$$Q = \frac{\text{Volume Récipient}}{\text{Temps mis pour remplir ce récipient}} \quad (\text{IV.1})$$

2°) A l'aide d'un sceau et d'une montre

La procédure est la même que la première méthode sauf que la seconde est mécanique. On utilise un récipient ayant un volume quelconque connu et on compte le temps pendant lequel ce récipient est rempli. La formule à appliquer reste la même.

N.B. Partant du principe que le débit d'une source doit être mesuré plusieurs fois à différentes périodes, nous avons consulté l'AHR pour nous fournir le débit de la source (Mbizi II) du présent projet. Ladite source d'eau a un débit de 1.34 litres par seconde.

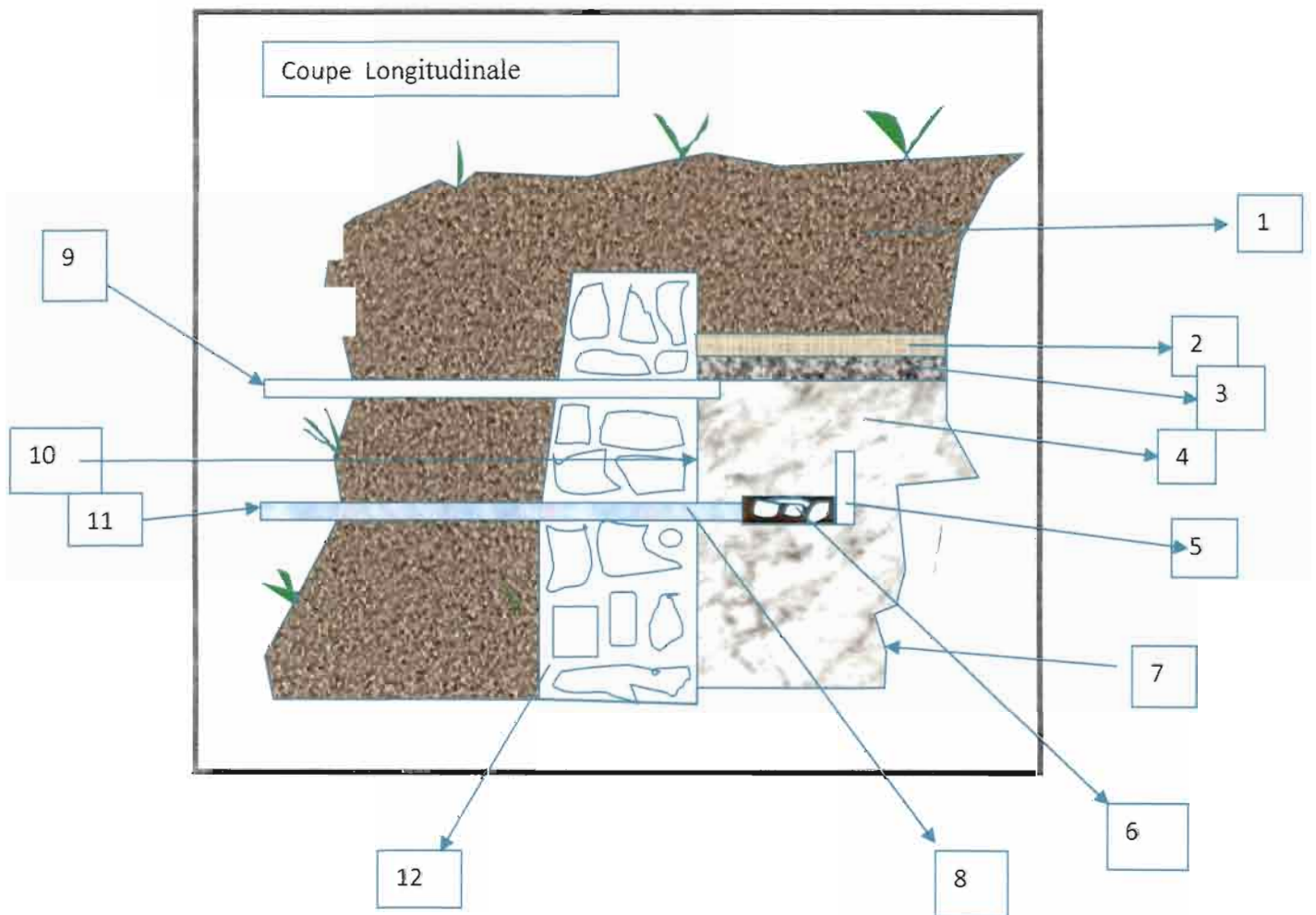
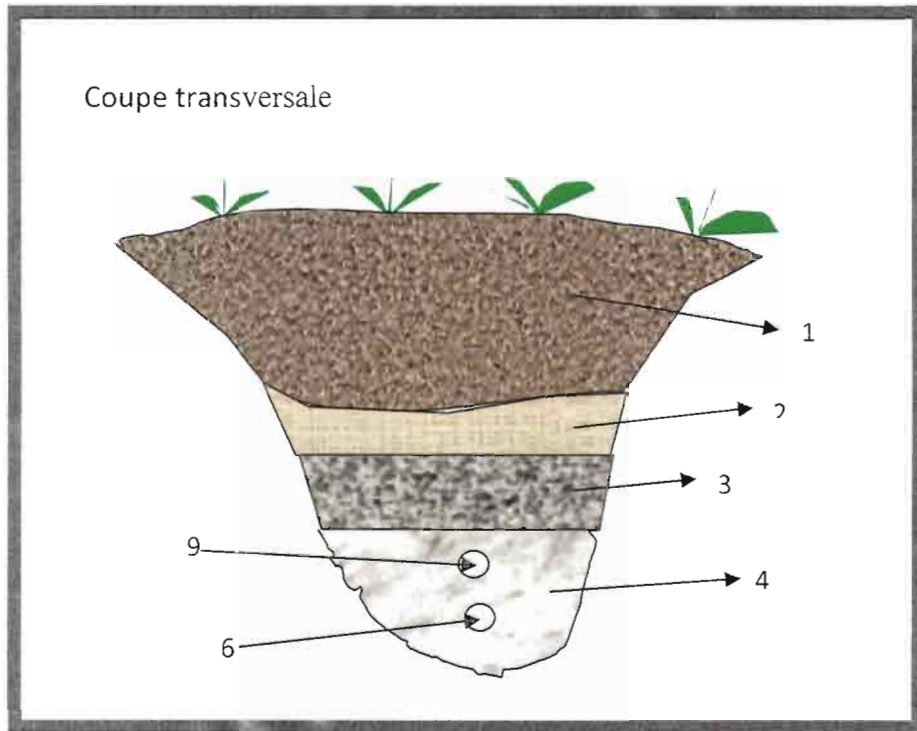
IV.4. Les ouvrages de captage

IV.4.1. la chambre de captage

La chambre de captage est un ouvrage qui consiste à collecter les filets d'eau d'une source et les amener dans un petit réservoir visitable appelé chambre collectrice (si on a plusieurs sources) ou dans une chambre de départ dans le cas d'une seule source.

Le détail d'un schéma de principe de captage proposé est montré sur la figure suivante

Schéma de principe adapté pour le captage :



<u>Légende.</u>	
1. Remblais simple	7. Couche naturelle imperméable
2. Couche d'étanchéité(Argile)	8. Tuyau en PVC de sortie
3. Etanchéité en plastique	9. Trop plein
4. Couche filtrante	10. Couche d'étanchéité
5. Bouchon	11. Vers chambre de départ
6. Drain perforé en PVC	12. Barrage en moellon

Figure IV.4. Schéma du principe de captage proposé.

IV.4.2. Chambre de départ

C'est un ouvrage construit le plus souvent en moellon et est destiné à accueillir les eaux de la chambre de captage ou collectrice. Elle est souvent compartimentée pour pouvoir décanter les particules solides (sable) dans le premier compartiment, et l'eau passe ensuite au-dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ.

IV.5. Protection du captage

Une source captée doit être protégée contre toute pollution susceptible d'altérer la potabilité de l'eau et contre des arbres dont les racines peuvent envahir le captage.

a) Protection contre les dangers humains

Une source captée est protégée par une clôture autour de la zone de captage. La clôture a pour but d'éviter que des hommes ou des animaux n'introduisent des éléments polluants dans la zone de captage ou n'endommagent les ouvrages connexes.

b) Protection contre la pollution par les eaux superficielles :

A cette fin, on aménage une ou deux canalisations, selon les besoins, dont la capacité de transport est suffisante pour évacuer les eaux de ruissellement.

c) Protection contre les racines d'arbres

Les arbres à racines profondes représentent un grand danger pour le captage. En effet, les racines se dirigent vers la crépine et bouchent les trous par lesquels l'eau est filtrée. On remarque ce phénomène par la réduction de débit de la source captée. Il s'agit ici d'un problème sérieux car il faut détruire totalement le captage et déraciner les arbres. C'est pourquoi au cours des travaux de captage, il faut dégager toute la végétation dans un rayon de 15 à 25 m.

D'une façon synthétisée et simplifiée, les opérations de captage sont les suivantes :

- Ouverture (terrassment) et nettoyage du captage
- Construction d'un mur de barrage
- Pose du filtre, du matériel d'étanchéité et de la tuyauterie de captage
- Fermeture et engazonnement (ou autres herbes courtes) des captages
- Protection du captage (clôture, tranchée antiérosive).

CHAP V. CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

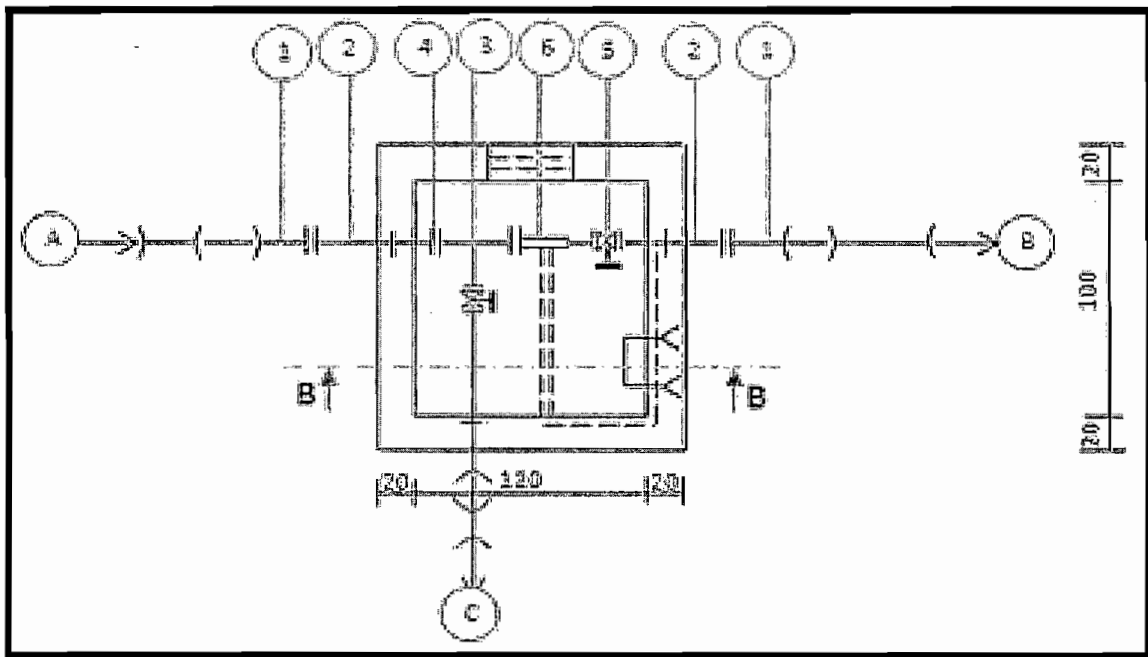
V.1. INTRODUCTION

Pour assurer une alimentation jusqu'à tous les points souhaités, il faut faire les calculs pour fournir une quantité suffisante et pour dimensionner les dites ouvrages qui joueront le grand rôle dans la distribution.

Ce sont surtout les ouvrages comme: la chambre de captage, la chambre de départ, les chambres de vanne, de purge, de ventouse, les réservoirs, les conduites, les bornes fontaines

V.2. La chambre de vanne et de sectionnement (chambre de répartition)

C'est un ouvrage permettant de répartir le débit dans les différents branchements du tronçon. Sur le réseau, il ya 3 vannes placées respectivement à 1765m, 1715 m, 1635 m.



FigV1 : Schéma d'une vanne de sectionnement

Légende :

1. Bride-embouement
2. Manchette d'ancrage
3. Té DN A, B ou C
4. Raccord d'union
5. Vanne
6. Joint de démontage

V.3.La chambre de ventouse (purge d'air)

C'est un ouvrage construit comme celui de purge mais cette fois-ci installé aux différents points hauts du réseau pour éliminer de l'air contenu dans les conduites. Sur le réseau, il y a deux chambres de ventouse placée respectivement à une altitude de 1730m et 1660.1m

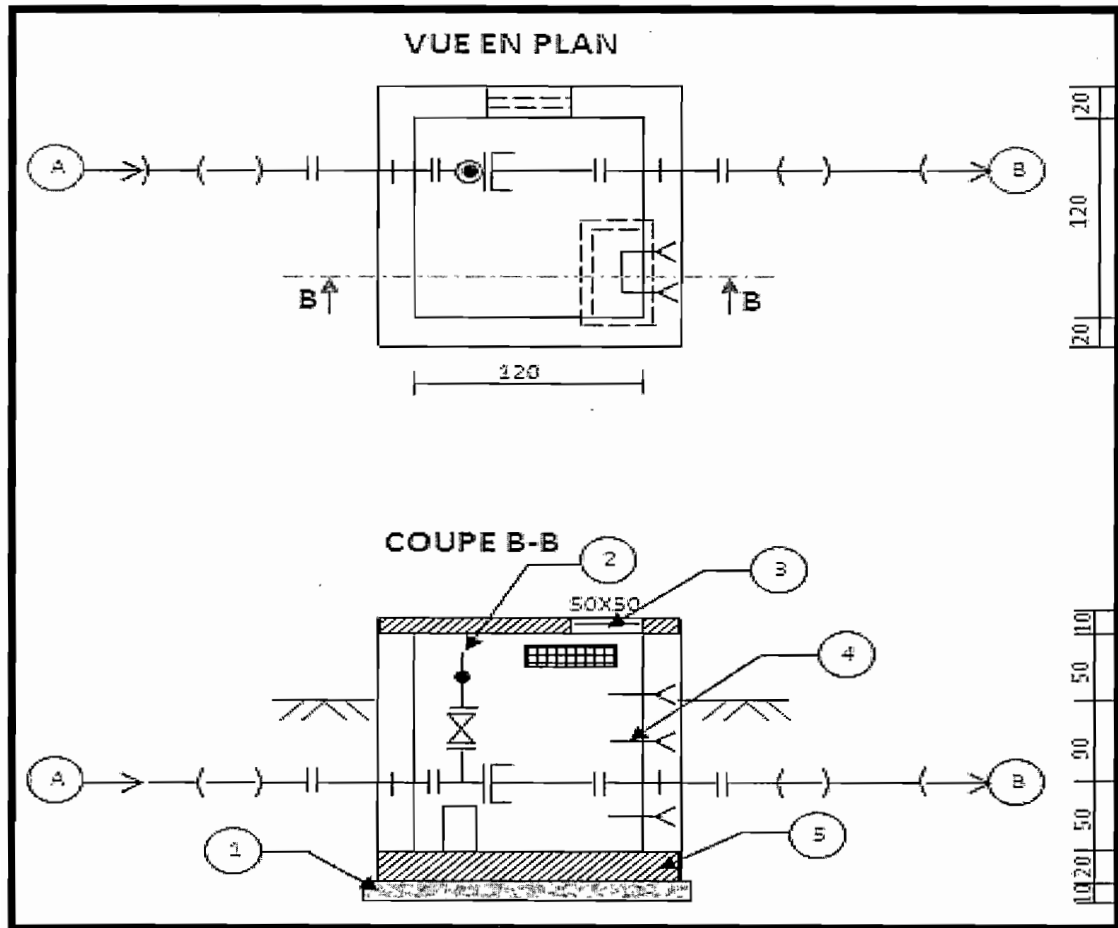


Figure V.2 : Vue en plan et coupe d'une ventouse.

Légende :

1. Béton de propreté
2. Ventouse
3. Couvercle
4. Echelons en acier
5. Béton armé

V.4. La chambre de purge (vidange)

C'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. Sur le réseau, il y a deux chambres de purge placées respectivement à une altitude de 1660m et 1620 m

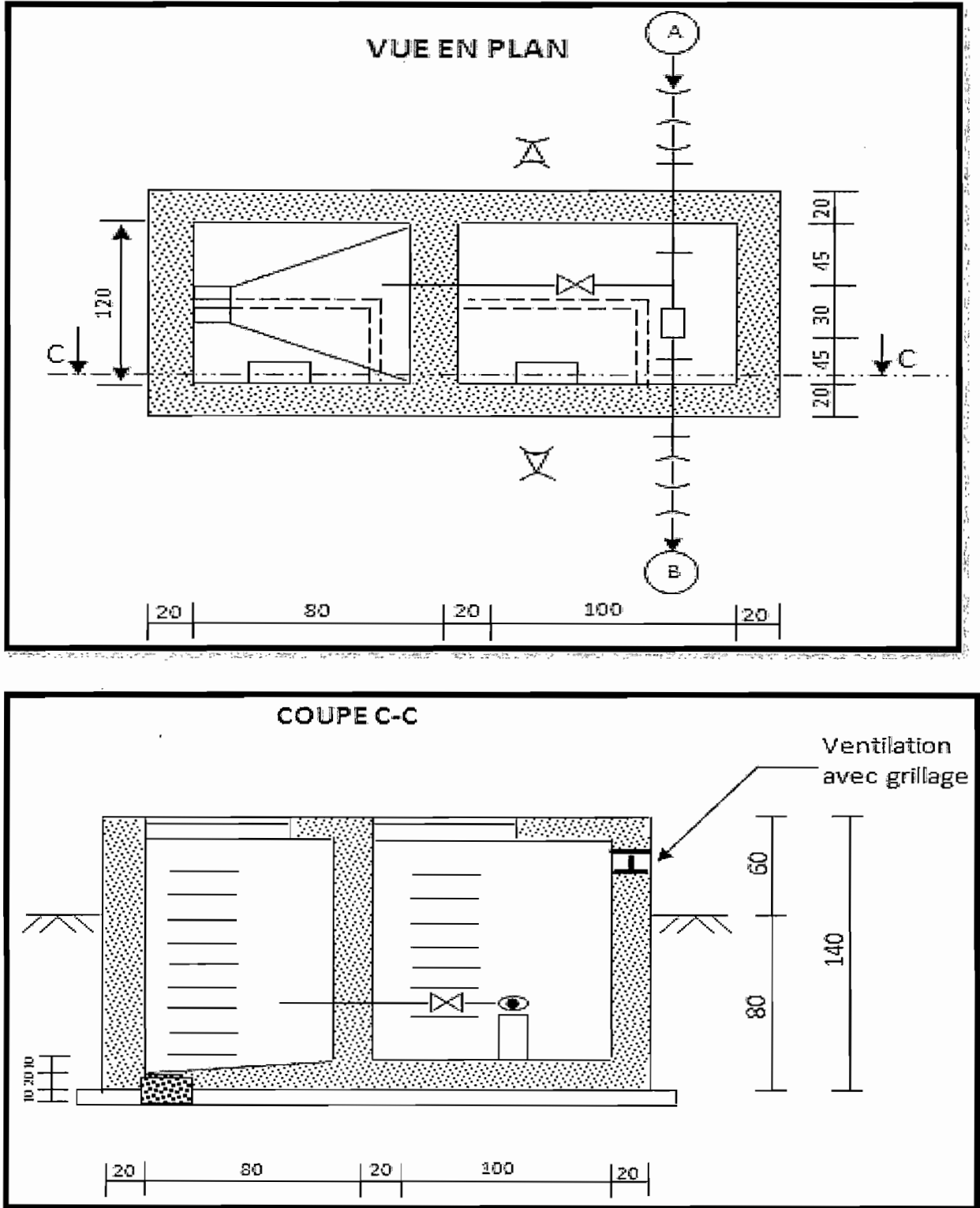


Fig.V.3. Chambre de purge

V.5. La chambre de vannes pour les bornes fontaines

Les chambres de vannes d'arrêt permettent d'isoler un tronçon du réseau pour effectuer des réparations ou entretien tout en maintenant la distribution dans les autres parties du réseau. Sur le réseau, il y a 5 vannes.

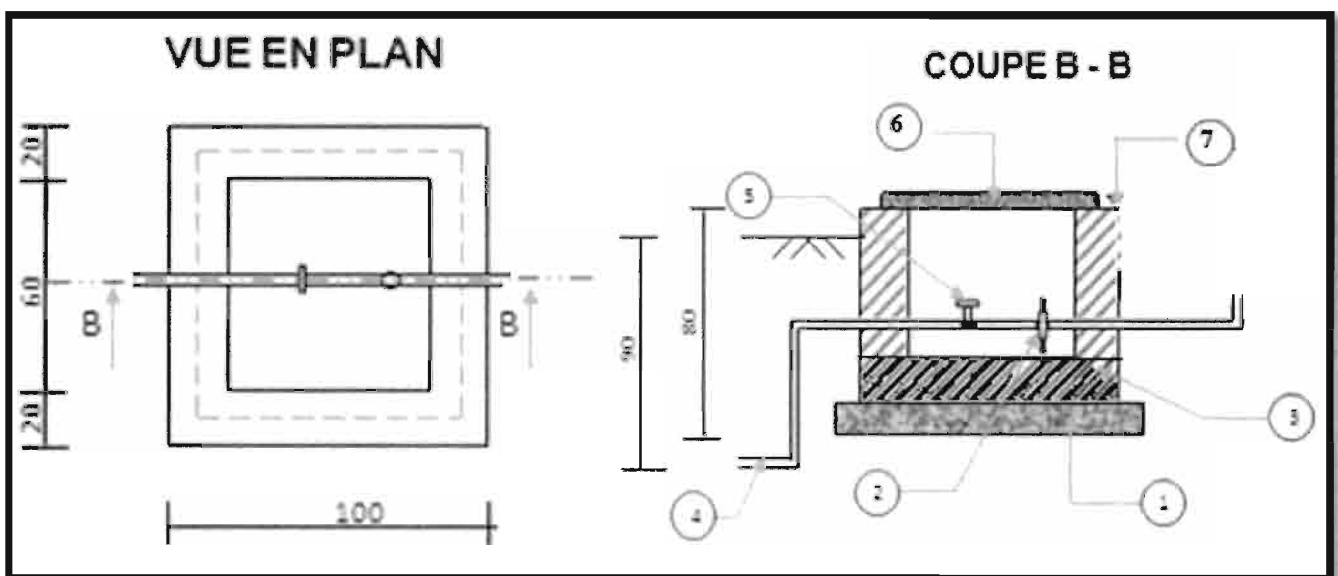


Figure V.4. Chambre de vanne pour Borne Fontaine

Légende :

1. Béton de propreté
2. Réducteur
3. Radier
4. Conduite
5. Robinet
6. Couvercle
7. Mur en briques

V.6. Les bornes fontaines

Sont des ouvrages alimentés à partir du réservoir d'accumulation sur le réseau. C'est un ouvrage servant de puisage d'eau pour la population. Sur le réseau, il y a 5 bornes fontaines.

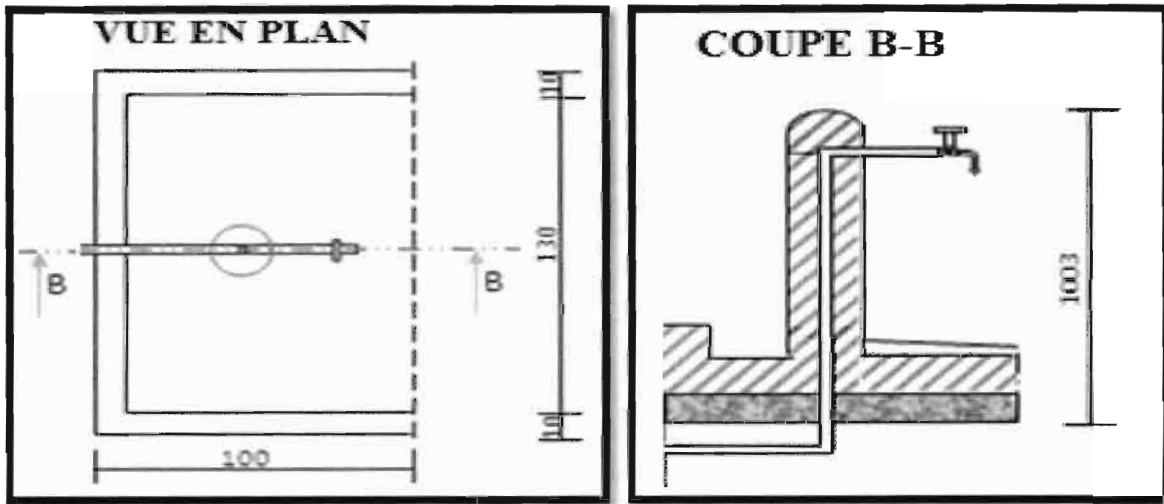


Figure V.5 : Vue en plan et coupe d'une borne fontaine

V.7. Le Réservoir

V.7.1. Définition

Le réservoir est un ouvrage qui permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restitue lorsque la consommation devient supérieure à la production.

V.7.2. Types de réservoirs

Les types de réservoirs dépendent de la manière dont ils sont construits, de leur hauteur et de leur mode de construction. On distingue :

- ⚡ Le réservoir enterré
- ⚡ Le réservoir semi-enterré et le réservoir surélevé

Et d'après leurs modes de construction, on peut avoir le réservoir en maçonnerie, en béton, en béton armé, en béton précontraint et des réservoirs métalliques.

Pour le présent projet, nous proposons un réservoir en maçonnerie et semi-enterré avec une forme cylindrique car ce dernier résiste mieux à la pression hydrostatique et consomme moins de matériaux de construction surtout trouvés sur place.

La topographie du site et l'économie sur les frais conditionne le choix.

V.7.3.Emplacement des réservoirs

Les réservoirs sont placés au centre de gravité de l'agglomération à une altitude élevée par rapport au point de consommation. Dans les plaines sans collines, on construit un château d'eau élevé.

V.7.4.Capacité du réservoir

Les paramètres dont on tient compte pour calculer la capacité du réservoir sont :

- ⌚ La différence entre la quantité fournie par la source et la quantité nécessaire à la consommation.
- ⌚ La répartition journalière
- ⌚ La consommation journalière pour une population déterminée

Pour ce qui est du calcul de cette capacité, deux méthodes sont souvent employées : la méthode analytique ou la méthode graphique. Pour le présent projet, nous adoptons la méthode analytique.

Dans les milieux ruraux on utilise des réservoirs dont les capacités sont standardisées. D'après l'AHR, les réservoirs qu'on utilise ont des capacités suivantes : 5m^3 , 10m^3 , 15m^3 , 20m^3 , 30m^3 , 50m^3 , 75m^3 , 100m^3 .

Cette capacité est calculée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. Un réservoir est calculé pour satisfaire aux variations journalières de consommation en tenant compte des jours de plus fortes consommations. Il doit pouvoir emmagasiner ce qui arrive en trop d'une part et d'autre part le volume destiné à être distribué.

Le volume du réservoir est égal à la différence entre le volume entrant et le volume sortant pour un intervalle de temps bien déterminé.

L'intervalle pris comme référence est de 24heures.

Soit V_e et V_s , respectivement volume entrant et sortant du réservoir,

$$\text{On a: } V_e = \int_0^t Q_e(t) dt \quad V_s = \int_0^t Q_s(t) dt \quad (\text{V.1})$$

Avec $Q_e(t)$ et $Q_s(t)$ respectivement les débits instantanés entrant et sortant du réservoir. Le volume du réservoir est donné par : $V_R = V_e - V_s$ (V.2)

Signalons qu'en milieu rural, pour avoir le volume du réservoir, un coefficient variant 1,25 et 1,50 sera appliqué à la consommation journalière afin de remédier soit consommation exceptionnelle, soit à une interruption de l'adduction par suite d'accid pour l'entretien. Pour notre cas, nous prenons un coefficient égal à 1,50.

$$V_R = 1,5 * V. \text{ journalier}$$

Une autre chose importante qui influence la capacité du réservoir, c'est le fact variation horaire des consommations suivant la catégorie des bénéficiaires .Selon population est villageoise ou urbaine, on a des coefficients horaires différents

La REGIDESO fournit les coefficients horaires suivants :

Temps en heure	Coefficients horaires	
	En milieu rural	En milieu urbain
0-2	0	0,18
2-6	0,35	0,5
6-7	2,5	2,74
7-12	1,2	1,5
12-14	1,7	1,85
14-19	1,9	1,25
19-22	0,3	1
22-24	0,15	0,85

Tableau V.1 .Coefficients horaires.

Comme le présent projet est à réaliser dans le milieu rural, nous allons prendre coefficients horaires du milieu rural.

Calcul proprement dit

Des formules suivantes sont utilisées pour compléter les tableaux suivants a déterminer la capacité théorique des réservoirs

Symboles	Significations	Unité	Formule
Vs	Volume sortant	m ³	Vs=Vs*T
Vsp	Volume sortant partiel	m ³	Vsp=Qe*Ch
Vsc	Volume sortant cumulé	m ³	Vsc= ε Vsp
Vep	Volume entrant partiel	m ³	Vep=Qe*T
Vec	Volume entrant cumulé	m ³	Vec=ε Vep

Avec T : temps en heures

Ch. : coefficient horaire

Qe : débit entrant en m³/h

Capacité du réservoir de la chambre de départ (Q=3.599m³/h)

P	T(h)	Ch	Qe (m ³ /h)	Q _{sp} (m ³ /h)	Vsp (m ³)	Vsc (m ³)	Vep (m ³)	Vec (m ³)	Vec-Vst (m ³)
0--2	2	0	3.599	0	0	0	7.198	7.198	7.19
2--4	2	0.35	3.599	1.25965	5.0386	5.039	4.398	21.594	16.555
6--7	1	2.5	3.599	8.9975	8.9975	14.036	3.599	25.193	11.15
7--12	5	1.2	3.599	4.3188	21.594	35.630	17.995	43.188	7.55
12--14	2	1.7	3.599	6.1183	12.2366	47.867	7.198	50.386	2.51
14--19	5	1.9	3.599	6.8381	34.1905	82.057	17.995	88.381	-13.676
19-22	3	0.3	3.599	1.0797	3.2391	85.296	10.797	79.178	-6.11
22-24	2	0.15	3.599	0.53985	1.0797	86.376	7.198	86.376	0.00

$$\text{Capacité théorique} = 1\text{m}^3 \times |16.555| + |-13.676| = 30.231 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1\text{m}^3 \times 30.231 \times 1,5 = 45.347 \text{ m}^3, \text{ soit un réservoir de } 50\text{m}^3$$

Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la chambre de départ

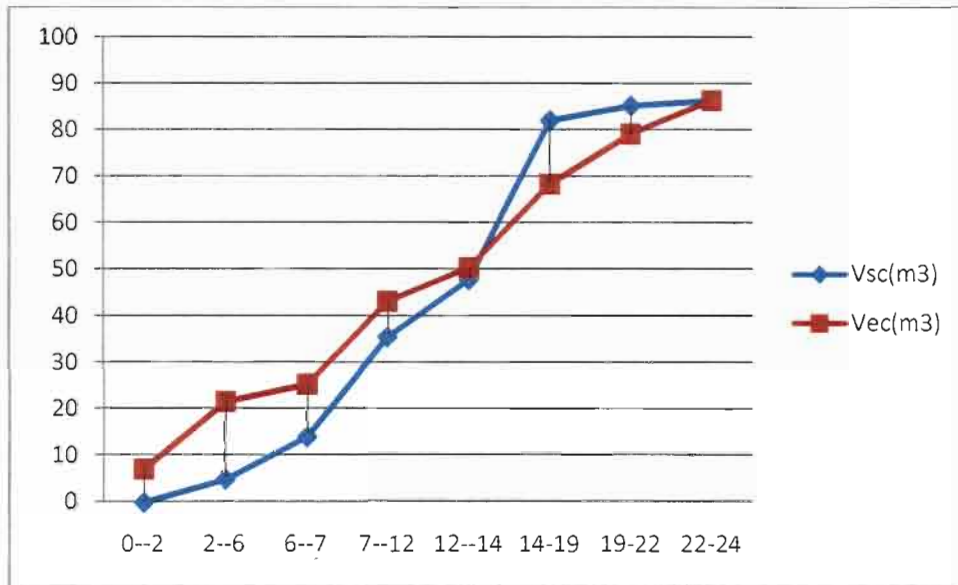


Fig.V.6. Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la chambre de départ

Capacité du réservoir, Colline Higiro ($Q=0.470\text{m}^3/\text{h}$)

P	T(h)	Ch	Qe (m^3/h)	Qsp (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsp (m^3)
0-2	2	0	0.470	0	0	0	0.940	0.940	0.940
2-6	4	0.35	0.470	0.1645	0.658	0.658	1.880	2.820	2.162
6-7	1	2.5	0.470	1.175	1.175	1.833	0.470	3.290	1.45
7-12	5	1.2	0.470	0.564	2.82	4.653	2.350	5.640	0.98
12-14	2	1.7	0.470	0.799	1.598	6.251	0.940	6.580	0.32
14-19	5	1.9	0.470	0.893	4.465	10.716	2.350	8.930	1.786
19-22	3	0.3	0.470	0.141	0.423	11.139	1.410	10.340	-0.79
22-24	2	0.15	0.470	0.0705	0.141	11.280	0.940	11.280	-0.79

$$\text{Capacité théorique} = 1\text{m}^3 \times |2.162| + |-1.786| = 3.948 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1\text{m}^3 \times 3.948 \times 1.5 = 5.922 \text{ m}^3, \text{ soit un réservoir de } 10\text{m}^3$$

Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Higiro

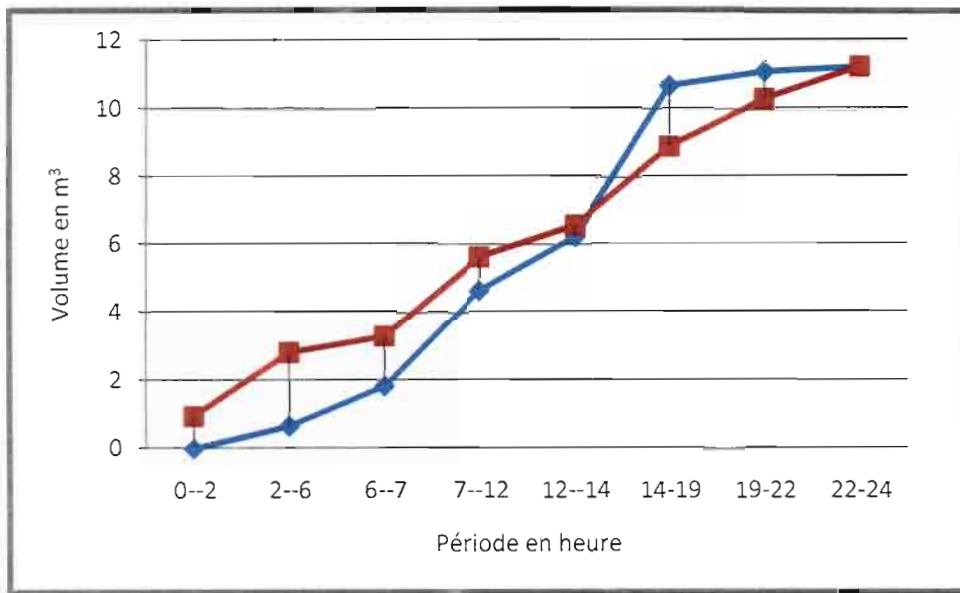


Fig.V.7. Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Higiro.

Capacité du réservoir, colline Mugutu ($Q=0.816\text{m}^3/\text{h}$)

P	T(h)	Ch	Qe (m^3/h)	Q _{sp} (m^3/h)	V _{sp} (m^3)	V _{sc} (m^3)	V _{ep} (m^3)	V _{ec} (m^3)	V _{ec} -V _{sc} (m^3)
0--2	2	0	0.816	0	0	0	1.632	1.632	1.63
2--6	4	0.35	0.816	0.2856	1.1424	1.142	3.264	1.896	3.75
6--7	1	2.5	0.816	2.04	2.04	3.182	0.816	5.712	2.53
7--12	5	1.2	0.816	0.9792	4.896	8.078	4.080	9.792	1.71
12--14	2	1.7	0.816	1.3872	2.7744	10.853	1.632	11.424	0.57
14--19	5	1.9	0.816	1.5504	7.752	18.605	4.080	15.504	3.11
19-22	3	0.3	0.816	0.2448	0.7344	19.339	2.448	17.952	-1.38
22-24	2	0.15	0.816	0.1224	0.2448	19.584	1.632	19.584	0.00

$$\text{Capacité théorique} = 1\text{m}^3 \times |3.745| + |-3.101| = 6.846 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1\text{m}^3 \times 6.846 \times 1,5 = 10.269\text{m}^3, \text{ soit un réservoir de } 15\text{m}^3$$

Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Mugutu.

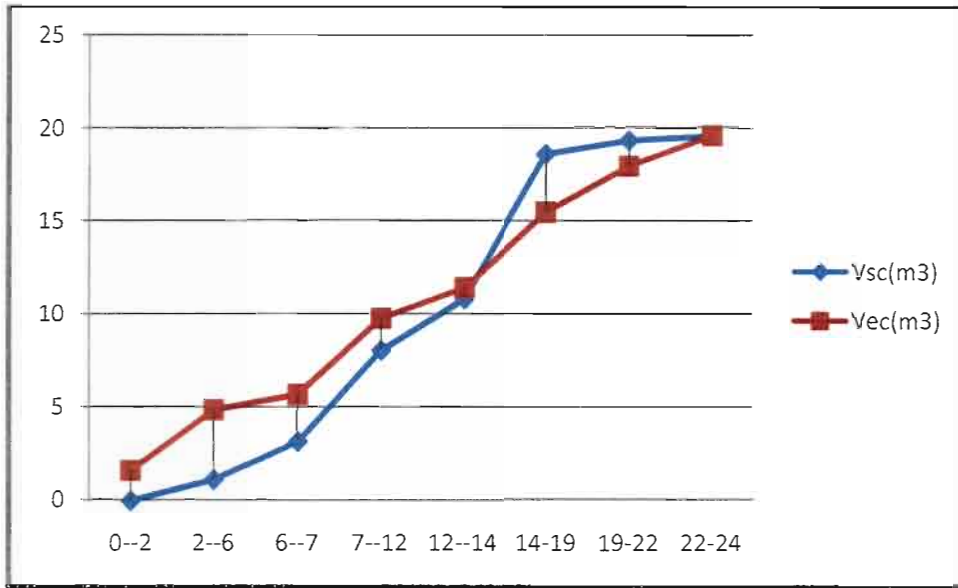


Fig.V.8. Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Mugutu.

Capacité du réservoir, Colline Nyagisindu ($Q=0.904\text{m}^3/\text{h}$)

P	T(h)	Ch	Qe (m^3/h)	Q _{sp} (m^3/h)	V _{sp} (m^3)	V _{sc} (m^3)	V _{ep} (m^3)	Vec (m^3)	Vec-V _{sc} (m^3)
0--2	2	0	0.904	0	0	0	1.808	1.808	1.808
2--6	4	0.35	0.904	0.3164	1.2656	1.266	3.616	5.424	1.189
6--7	1	2.5	0.904	2.26	2.26	3.526	0.904	6.328	2.80
7--12	5	1.2	0.904	1.0848	5.424	8.950	4.520	10.848	1.89
12--14	2	1.7	0.904	1.5368	3.0736	12.023	1.808	12.656	0.63
14-19	5	1.9	0.904	1.7176	8.588	20.611	4.520	17.176	-3.435
19-22	3	0.3	0.904	0.2712	0.8136	21.425	2.712	19.888	-1.53
22-24	2	0.15	0.904	0.1356	0.2712	21.696	1.808	21.696	0.00

$$\text{Capacité théorique} = 1\text{m}^3 \times |4.158| + |-3.435| = 7. \text{m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1\text{m}^3 \times 9.189 \times 1,5 = 13.784 \text{m}^3, \text{ soit un réservoir de } 15\text{m}^3$$

Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Nyagisindu

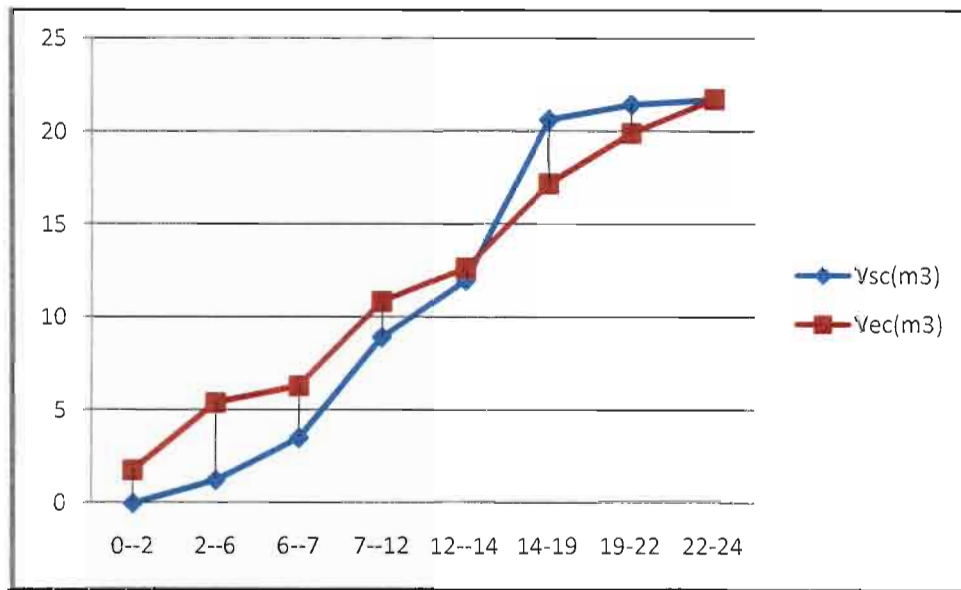


Fig.V.9. Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulés pour la colline Nyagisindu.

Capacité du réservoir, Colline Karuyigi ($Q=1.409\text{m}^3/\text{h}$)

P	T(h)	Ch	Qe (m^3/h)	Qsp (m^3/h)	Vsp (m^3)	Vsc (m^3)	Vep (m^3)	Vec (m^3)	Vec-Vsc (m^3)
0--2	2	0	1.409	0	0	0	2.818	2.818	2.81
2--6	4	0.35	1.409	0.49315	1.9726	1.973	5.636	5.454	6.454
6--7	1	2.5	1.409	3.5225	3.5225	5.495	1.409	9.863	4.36
7--12	5	1.2	1.409	1.6908	8.454	13.949	7.045	16.908	2.95
12--14	2	1.7	1.409	2.3953	4.7906	18.740	2.818	19.726	0.98
14--19	5	1.9	1.409	2.6771	13.3855	32.125	7.045	26.771	5.35
19-22	3	0.3	1.409	0.4227	1.2681	33.393	4.227	30.998	-2.39
22-24	2	0.15	1.409	0.21135	0.4227	33.816	2.818	33.816	0.00

$$\text{Capacité théorique} = 1\text{m}^3 \times |6.481| + |5.354| = 11.835 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1\text{m}^3 \times 11.835 \times 1,5 = 17.7525, \text{ soit un réservoir de } 20\text{m}^3$$

Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulé pour la colline Karuyigi

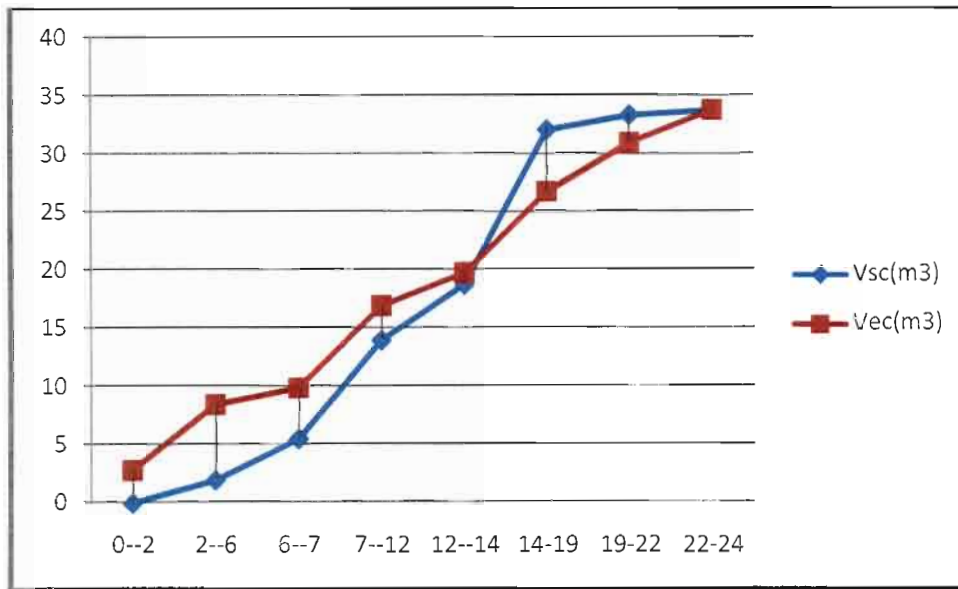


Fig.V.10. Représentation graphique des volumes entrant et sortant cumulé pour la colline Karuyigi.

V.7.5. Equipements des réservoirs

Le réservoir doit être muni de :

- Une conduite d'amenée
- Une conduite de distribution
- Une conduite de vidange
- Une conduite de trop-plein

V.7.6 Dimensionnement des réservoirs

Tous les réservoirs ont comme grandes parties : le radier, la paroi, le couvercle. Pour le présent projet, nous avons 1 réservoir de 10 m³, 2 réservoirs de 15 m³, 1 réservoir de 20 m³ et 1 réservoir de 50m³.

V.7.6.1.Diamètre

Ayant déjà déterminé le volume de chaque réservoir, nous proposons d'utiliser la formule de FONLLADOSA suivante :

$$D = 1,405 \sqrt[3]{V} \quad (V.4)$$

Avec D : diamètre intérieur du réservoir en m
V : volume du réservoir en m³

V.7.6.2. Hauteur

a) hauteur utile(H_u)

Toujours selon FONLLADOSA, la hauteur utile est déterminée de la manière suivante :

$$H_u = 0,46D \quad (\text{V.5})$$

Avec H_u : hauteur utile

D : diamètre intérieur

b) hauteur libre(H_l)

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

c) Hauteur totale du réservoir

C'est la somme de la hauteur utile et de hauteur libre :

$$H_t = H_u + H_l \quad (\text{V.6})$$

Avec H_t : hauteur totale

H_u : hauteur utile

H_l : hauteur libre

Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs

	V (m ³)	DI(m)	DE (m)	HU(m)	HT(m)	ép. radier (cm)
réservoir de	10	3,027	3,827	1,392	1,692	20
réservoir de	15	3,47	4,27	1,596	1,896	30
réservoir de	20	3,814	4,614	1,754	2,054	30
réservoir de	50	5,176	5,976	2,381	2,681	40

Tableau V.2. Récapitulatif des dimensions des réservoirs

N.B. L'épaisseur de la paroi est comprise entre 0,3 et 0,4 m. Pour notre cas, nous prenons une épaisseur de 0,4 m

V.7.7. Dimensionnement proprement dit des éléments du réservoir

V.7.7.1. Introduction

- ⚡ Le radier et la dalle de couvercle du réservoir seront réalisés en béton armé dosé à 350 kg/m³ et les parois en maçonnerie de moellon avec un mortier de ciment dosé à 250 kg/m².
- ⚡ les parois intérieures c'est-à-dire en contact avec l'eau seront revêtues d'une couche d'étanchéité.

- ⚡ les parois extérieures en contact avec le sol seront recouvertes d'un enduit bitumineux et celles visibles seront rejointoyées.
- ⚡ les échelles intérieures et extérieures seront nécessaires dans le but de faciliter l'entretien du réservoir.

Pour notre cas, le dimensionnement consistera à déterminer les armatures nécessaires pour le couvercle et pour le radier.

V.7.7.2. Dimensionnement du réservoir

a) Dalle de couverture.

La dalle de couverture est du type planché-dalle. Elle protège l'eau contre les intempéries et d'autres éléments nuisibles à l'eau potable. Lors de son pré-dimensionnement ;

- ⚡ Le poids propre est appelé charge permanente G. Elle est composée du béton de 25KN/m^3 mais pour la chape, elle est de 22KN/m^3
- ⚡ Les surcharges appelées charges d'exploitation $Q=2\text{KN/m}^2$,

Les calculs se font selon la norme BAEL. Comme la dalle est circulaire, elle sera calculée comme un carré dont le côté est égal au diamètre du cercle.

$$\rightarrow \text{Le diamètre de la dalle} = D_1 + (0,4 \cdot 2) + (2 \cdot 5 \text{ cm}) \quad (\text{V.7})$$

Avec :

- 0,4 m d'épaisseur des parois et D_1 diamètre intérieur du réservoir calculé ci-dessus, 5 cm pour le dépassement.
- diamètre de la dalle = $l_x = l_y$

$$\rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (\text{V.8})$$

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$: il s'agit d'une dalle bidirectionnelle

$\alpha < 0.4$: il s'agit d'une dalle unidirectionnelle

Pour notre cas, nous avons des dalles bidirectionnelles car $l_x = l_y$

Selon la norme BAEL, la hauteur de la dalle est donnée par les formules suivantes :

$$h \geq \frac{l_x}{30} \text{ pour un panneau isolé,}$$

$h \geq \frac{l_x}{40}$ pour une dalle continue.

Pour notre cas, il s'agit d'un panneau isolé, donc $h \geq \frac{l_x}{30}$ (V.9)

Pour arriver à trouver les armatures nécessaires pour la dalle de couverture, nous suivons les étapes suivantes :

1) Evaluation des charges

- ⚡ Poids propre de la chape (G_1) = ép. chape (2 cm) * largeur de la dalle * 22 KN/m³
- ⚡ Poids propre de la dalle (G_2) = ép. dalle * largeur de la dalle * 25 KN/m³
- ⚡ Charge d'exploitation (Q) = 2 KN/m² * largeur de la dalle
- ⚡ Charge ultime : $P_u = 1.35 * (G_1 + G_2) + 1.5Q$ (V.10)

N.B. Les charges considérées dans le calcul des dalles sont des charges comprises dans une bande (bande de calcul) d'une largeur $b_o = 1m$.

2) Calcul des moments

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

Pour notre cas, les dalles sont bidirectionnelles et $l_x = l_y$, nous allons avoir le nombre des aciers dans les deux sens X et Y qui est égal.

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x^2 \quad (V.11)$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2.4\alpha)} \quad (V.12)$$

$$\mu_y = \alpha^2 * (1 - 0.95 * (1 - \alpha^2)) \quad (V.13)$$

$$M_{ox} = \mu_x * P_u * l_x^2 \quad (V.14)$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} \quad (V.15)$$

3) Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b_o * d^2 * f_{bu}} \quad (V.16)$$

$$M = M_{ox} = M_{oy}$$

$$b_o = 1m$$

$$d = 0.9h \quad (V.17)$$

Avec : h épaisseur de la dalle

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_c * 28}{\theta * \gamma_b} \quad (V.18)$$

Avec : $f_{c28}=25$ MPa

$\theta = 1$

$\gamma_b = 1.5$

Les armatures en travée (dans le sens de l_x ou l_y)

Si $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y aura pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus avec la formule suivante :

$$A_{U_t} = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad (\text{V.19})$$

$$\text{Avec : } M_t = 0.85 M_{ox} = 0.85 M_{oy} \quad (\text{V.20})$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{V.21})$$

$f_e = 400$ MPa

$\gamma_s = 1.15$

$$\epsilon = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad (\text{V.22})$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \cdot \epsilon) \quad (\text{V.23})$$

$$\text{On doit vérifier que : } A_u \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_o \cdot d \quad (\text{V.24})$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (\text{V.25})$$

Si $A_u < A_{min}$ on adopte pour A_u la valeur trouvée pour A_{min}

Les armatures aux appuis (dans le sens de l_x ou l_y)

$$M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \cdot M_{oy} \quad (\text{V.26})$$

Après avoir déterminé le moment aux appuis avec la formule ci-haute écrite, on procède de la même manière pour obtenir les armatures. Mais en pratique, nous allons mener les calculs uniquement pour les travées.

a.1) Réservoir de 10 m^3

*Pré-dimensionnement

$L_x = l_y = 3.927 \text{ m}$

$$h \geq \frac{3.927 \text{ m}}{30}$$

$h \geq 0.1309 \text{ m}$ soit $h = 15 \text{ cm}$

*Evaluation des charges

Poids propre de la chape (G_1) = $1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$
 Poids propre de la dalle (G_2) = $1 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 3.75 \text{ KN/m}$
 Charge d'exploitation (Q) = $1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$
 Charge ultime $P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 3.75) + 1.5 \cdot 2 = 8.657 \text{ KN/m}$

*calcul des moments

$$\alpha = \frac{l_x \cdot 3.927}{l_y \cdot 3.927} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 8.657 \cdot 3.927^2 = 4.940 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 4.940 = 4.940 \text{ KN.m}$$

*calcul des armatures (dans le sens de l_x ou l_y)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.170 \text{ MPa soit } 14.170 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.15 = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.940 \cdot 10^3 \text{ N}}{1 \text{ m} \cdot (0.135 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.019$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.85 \cdot 4.940 = 4.199 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\varepsilon = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.019}) = 0.024$$

$$Z_b = 0.135 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.024) = 0.134$$

$$A_{U_t} = \frac{4.199 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.134 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 0.9 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.135 \text{ m} = 1.630 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.630 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 1.630 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$4 \text{ } \varnothing_8 / \text{m}$$

a.1) Réservoir de 15 m³

*Pré-dimensionnement

$$l_x = l_y = 4.37 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{4.37 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.1456667 \text{ m soit } h = 15 \text{ cm}$$

*Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la chape } (G_1) = 1 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la dalle } (G_2) = 1 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation } (Q) = 1 \text{ m} * 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} * 1.35 * (0.44 + 3.75) + 1.5 * 2 = 8.657 \text{ KN/m}$$

*calcul des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.37}{4.37} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2.4 * 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 * (1 - 0.95 * (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} * 0.037 * 8.657 * 4.37^2 = 6.117 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 1 \text{ KN.m} * 1 * 6.117 = 6.117 \text{ KN.m}$$

*calcul des armatures (dans le sens de l_x ou l_y)

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{1 * 1.5} = 14.170 \text{ MPa soit } 14.170 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 * 0.15 = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.117 * 10^3 \text{ N}}{1 \text{ m} * (0.135 \text{ m})^2 * 14.17 * 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.024$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.85 * 6.117 = 5.199 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\epsilon = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.024}) = 0.030$$

$$Z_b = 0.135 * (1 - 0.4 * 0.030) = 0.133$$

$$A_{U_t} = \frac{5.199 * 10^3 \text{ N}}{0.133 * 347.826 * 10^6 \text{ N/m}^2} = 1.124 * 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.124 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 * \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} * 1 \text{ m} * 0.135 \text{ m} = 1.630 * 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.630 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 1.630 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$4 \text{ } \varnothing_8 / \text{m}$$

a.3) réservoir de 20 m³***Pré-dimensionnement**

$$l_x = l_y = 4.714 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{4.714 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.1571 \text{ m} \text{ soit } h = 20 \text{ cm}$$

***Evaluation des charges**

$$\text{Poids propre de la chape (G}_1) = 1 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la dalle (G}_2) = 1 \text{ m} * 0.2 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation (Q)} = 1 \text{ m} * 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} * 1.35 * (0.44 + 5) + 1.5 * 2 = 10.344 \text{ KN/m}$$

***calcul des moments**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.714 \text{ m}}{4.714 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2.4 * 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 * (1 - 0.95 * (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} * 0.037 * 10.344 * 4.714^2 = 8.505 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 1 \text{ KN.m} * 1 * 8.505 = 8.505 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de l_x ou l_y)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \text{ soit } 14.17 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 * 0.2 = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.505 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.18 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.019$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.85 \cdot 8.505 = 7.229 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\varepsilon = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.019}) = 0.024$$

$$Z_b = 0.18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.024) = 0.178$$

$$A_{U_t} = \frac{8.166 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.178 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 1.319 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.319 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} = 2.174 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 2.174 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 2.174 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

5 \varnothing_8 /m

a.4) réservoir de 50m³

*Pré-dimensionnement

$$l_x = l_y = 6.076 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{6.076 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.201 \text{ m soit } h = 20 \text{ cm}$$

*Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la chape } (G_1) = 1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la dalle } (G_2) = 1 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation } (Q) = 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 5) + 1.5 \cdot 2 = 10.344 \text{ KN/m}$$

*calcul des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.076 \text{ m}}{6.076 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 10.344 \cdot 6.076^2 = 14.129 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 14.129 = 14.129 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa soit } 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.2 = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.129 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.18 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.031$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.85 \cdot 14.129 = 12.009 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\epsilon = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.031}) = 0.039$$

$$z_b = 0.18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.039) = 0.177$$

$$A_{U_t} = \frac{12.009 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.177 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 1.951 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.951 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} = 2.174 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 2.174 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 2.174 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

6 \emptyset_8 /m

b) Radier

Le radier sera considéré comme une semelle rectangulaire mais comme ses dimensions (longueur et largeur) sont grandes, on procédera dans les calculs comme une dalle. L'épaisseur du radier est comprise entre 25 cm et 40 cm.

Diamètre = D.intérieur + épaisseur des parois (4 cm*2) + (2*10 cm) de dépassement

Les formules restent les mêmes que pour la dalle.

1) Evaluation des charges

Les charges importantes qui agissent sur le radier sont :

- son poids propre
- le poids de l'eau
- le poids des parois (en moellon + mortier)
- le poids du couvercle

a) Détermination du poids propre du radier

Poids de la chape = ép. chape * largeur de dalle * 22 KN/m³

Poids propre du radier = ép. radier * largeur de dalle * 25 KN/m³ + poids chape

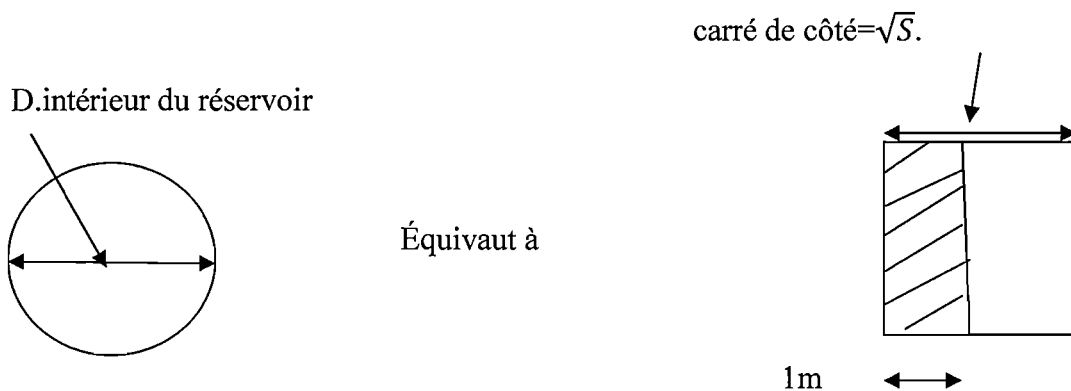
b) Détermination du poids de l'eau

Le volume occupé par l'eau = volume utile du réservoir = $(DI^2 * \Pi) / 4 * hu$ (V.27)

Le poids volumique de l'eau étant de 10KN/m³, le poids de l'eau de ce réservoir est de : $P = 10KN/m^3 * V$ (V.28)

La surface sur laquelle agit ce poids d'eau est celui de la base du cercle (de diamètre intérieur), soit $S = (DI^2 * \Pi) / 4$ (V.29)

Comme en BAEL, on calcule par mètre linéaire, nous considérons un carré de même surface pour rendre les calculs facile et réels ; ce carré a comme coté \sqrt{S} .



Par mètre linéaire, on a : poids de l'eau $p = (P * \text{côté du carré}) / S$ (V.30)

c) Détermination du poids des parois

Nous déterminons d'abord le volume occupé par les parois, ensuite on répartit ce volume à 85% pour les moellons et à 15% pour le mortier.

$$\text{Le volume occupé par les parois} = \underbrace{((DE^2 * \pi / 4) - (DI^2 * \pi / 4))}_{(1)} * Ht \quad (V.31)$$

Avec DE : diamètre extérieur du réservoir

DI : diamètre intérieur du réservoir

(1) : surface sur laquelle agissent les parois

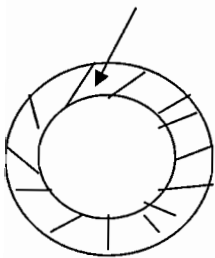
Ht : hauteur totale du réservoir

Volume occupé par les moellons = 85 % * Le volume occupé par les parois

Volume occupé par le mortier = 15% * Le volume occupé par les parois

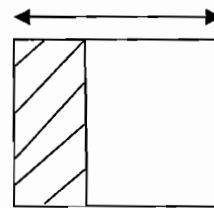
Epaisseur des parois

Surface des parois



équivalent à

Côté du carré



1m

Le poids volumique des moellons est supérieur à 28 KN/m^3 ; comme nous allons utiliser du moellon très dur, nous adoptons un poids volumique de 30 KN/m^3 pour les moellons.

Le poids du moellon $P = 30 \text{ KN/m}^3 * \text{Volume occupé par les moellons}$

Par mètre linéaire, on a $p = (P * \text{côté du carré}) / S. \text{carré}$

Le poids volumique du mortier lourd est supérieur à 15 KN/m^3 , nous adoptons le poids volumique de 20 KN/m^3

Le poids du mortier devient : $P = 20 \text{ KN/m}^3 * \text{Volume occupé par le mortier}$

Par mètre linéaire, on a $p = (P * \text{Côté du carré}) / S. \text{carré}$

d) Détermination du poids de couvercle

Pour le couvercle, le poids (pour la dalle et chape) est déterminé par la formule suivante : $P = \text{largeur dalle} * \text{ép. dalle} * \gamma_v$ (V.32)

Avec : $\gamma_v = 22 \text{ KN/m}^3$ pour la chape et 25 KN/m^3 pour la dalle.

Tableau de calcul de la charge d'eau agissant sur le radier

V	Hu	SI	DI	C	γ_v	P	p
10	1,392	7.193	3,027	2.682	10	100	37.286
15	1.596	9.452	3.47	3.074	10	150	48.783
20	1.754	11.419	3.814	3.379	10	200	59.182
50	1.095	21.031	5.176	4.586	10	500	109.030

Tableau V.3. Calcul de la charge d'eau agissant sur le radier

Avec V : volume du réservoir en m^3

Hu : hauteur utile du réservoir en m

SI : surface intérieure du réservoir en m^2

DI : diamètre intérieure du réservoir en m

C : côté du carré en m

γ_v : Poids volumique de l'eau en KN/m^3

P : poids de l'eau en KN

p : poids de l'eau par mètre linéaire en KN/m

V	DE	DI	S.p	C	HT	Vp	Vm	Vmt	γ_{vm}	γ_{vmt}	Pm	Pmt	pm	pmt	pt
m ³	m	m	m ²	m	m	m ³	m ³	m ³	KN/ m ³	KN/ m ³	KN	KN	KN/ m	KN/ m	KN/ m
10	3,827	3,027	4.304	2.682	1,392	5.991	5.09235	0.89865	30	20	152.7705	17.973	56.961	6.701	63.662
15	4.27	3.47	4.861	3.074	1.596	7.758	6.5943	1.1637	30	20	197.829	23.274	64.355	7.571	71.926
20	4.614	3.814	5.293	3.379	1.754	9.284	7.8914	1.3926	30	20	236.742	27.852	70.062	8.243	78.305
50	5.976	5.176	7.003	4.586	2.381	16.674	14.1729	2.5011	30	20	425.187	50.022	92.714	10.908	103.622

TableauV.4 calcul de la charge des parois agissant sur le radier

Avec : V : volume du réservoir en m³

HT : hauteur totale du réservoir en m

S.p : surface des parois du réservoir en m²

DI : diamètre intérieure du réservoir en m

DE : diamètre extérieure du réservoir en m

C : côté du carré en m

Vp : Volume des parois en m³

Vm : Volume des moellons en m³

Vmt : Volume du mortier en m³

γ_{vm} : Poids volumique des moellons en KN/m³

γ_{vmt} : Poids volumique du mortier en KN/m³

Pm : poids des moellons en KN

Pmt : poids du mortier en KN

pm : poids des moellons par mètre linéaire en KN/m

pmt : poids du mortier par mètre linéaire en KN/m

pt : poids total (moellon + mortier) par mètre linéaire en KN/m

Schéma statique des charges du réservoir

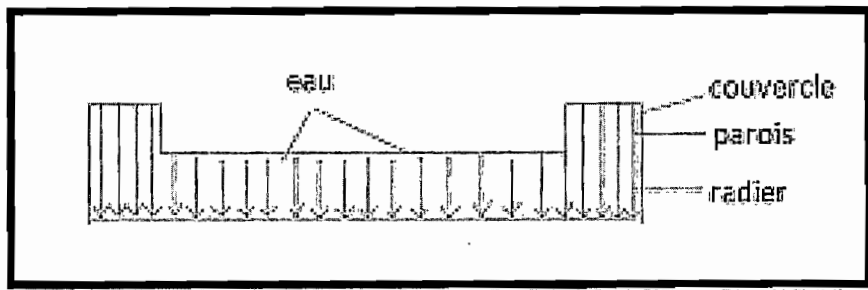


Fig V.11 Schéma statique des charges du réservoir

N.B. Le poids de l'eau est négligeable par rapport à celui des parois d'où nous allons considérer ce dernier dans les calculs.

Tableau récapitulatif des charges agissant sur le radier

Volume (m ³)	Poids des parois (KN/m)	Poids du couvercle (KN/m)	Poids total (KN/m)
10	63.662	4.19	67.852
15	71.926	4.19	76.117
20	78.305	5.44	83.745
50	103.622	5.44	109.062

Tableau V.5 récapitulatif des charges agissant sur le radier

N.B. Dans les calculs qui vont suivre le poids total est assimilé aux autres charges supportées (G'). Et comme le radier est appuyé totalement, nous utilisons dans la suite les formules relatives aux appuis.

b.1) réservoir de 10m³

***Pré-dimensionnement**

$$l_x = l_y = 4.027 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{4.027 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.134 \text{ m}$$

Pour le radier, la hauteur est comprise entre 20 et 40 cm d'où le choix de $h = 30 \text{ cm}$

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1) = $1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$

Poids propre du radier (G_2) = $1 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}$

Autres charges supportées (G') = 67.852 KN/m

Charge d'exploitation (Q) = $1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$

Charge ultime $P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 7.5 + 67.852) + 1.5 \cdot 2 = 105.319 \text{ KN/m}$

***calcul des moments**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.027 \text{ m}}{4.027 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 105.319 \cdot 4.027^2 = 63.193 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 63.193 = 63.193 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de l_x ou l_y)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa soit } 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{63.193 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.27 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.061$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.5 \cdot 63.193 = 31.596 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\epsilon = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.061}) = 0.078$$

$$Z_b = 0.27 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.078) = 0.261$$

$$A_{U_t} = \frac{31.596 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.261 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 3.480 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 3.480 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.27 \text{ m} = 3.260 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 3.480 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$5 \emptyset_{10} / \text{m}$$

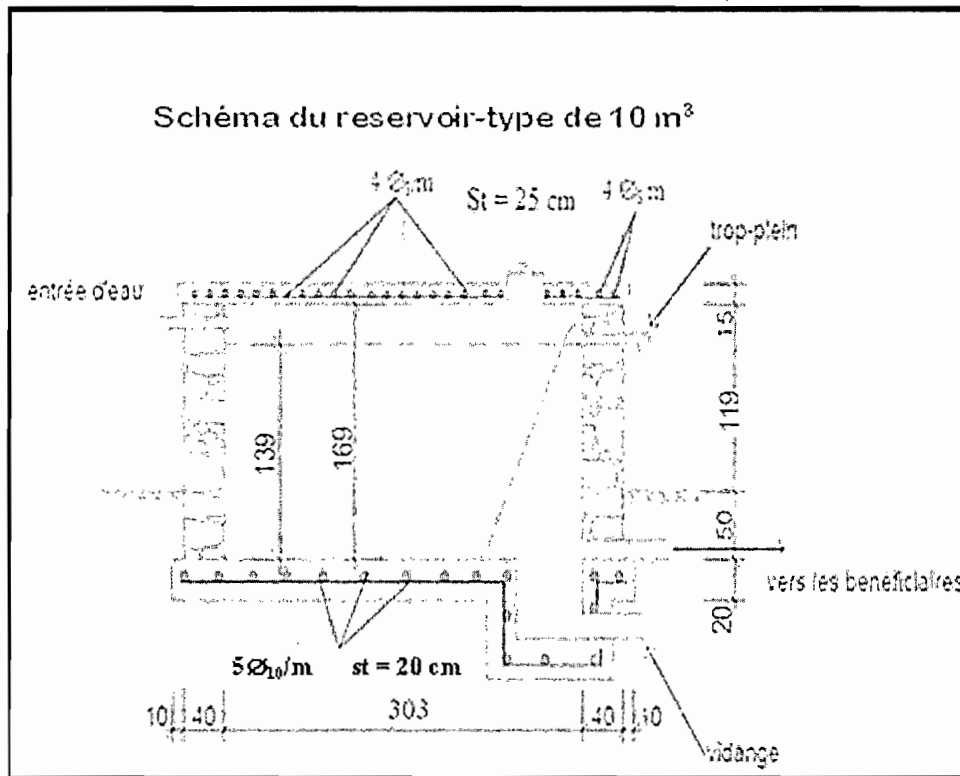


Fig. V.12. Schémas statiques des réservoirs

b.2) réservoir de 15m³

*Pré-dimensionnement

$$l_x = l_y = 4.47 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{4.47 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.149 \text{ m}$$

Pour le radier, la hauteur est comprise entre 20 et 40 cm d'où le choix de $h = 30 \text{ cm}$

*Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la chape } (G_1) = 1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du radier } (G_2) = 1 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Autres charges supportées } (G') = 76.117 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation } (Q) = 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 7.5 + 76.117) + 1.5 \cdot 2 = 116.476 \text{ KN/m}$$

***calcul des moments**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.47 \text{ m}}{4.47 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 116.476 \cdot 4.47^2 = 86.109 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 86.109 = 86.109 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa soit } 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{86.109 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.27 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.083$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; alors on détermine les aciers tendus :

$$M_t = 0.5 \cdot 86.109 = 43.054 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\epsilon = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.083}) = 0.108$$

$$Z_b = 0.27 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.108) = 0.258$$

$$A_{U_t} = \frac{43.054 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.258 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 4.797 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 4.797 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.27 \text{ m} = 3.260 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 4.797 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$5\emptyset_{12}/\text{m}$$

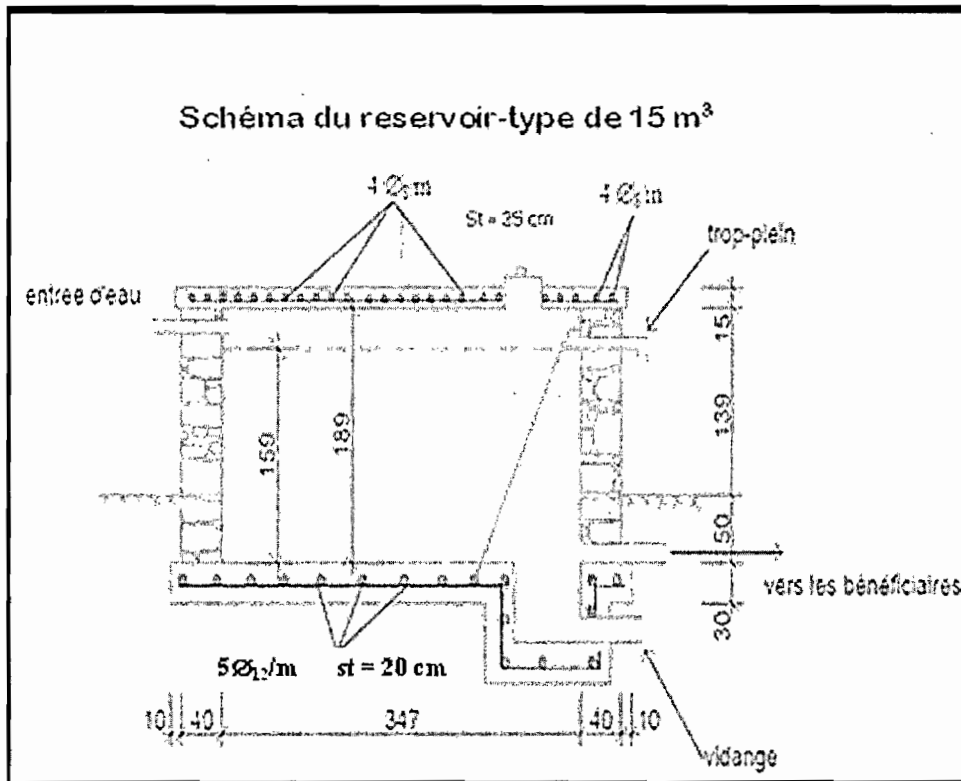


Fig. V.13. Schémas statiques des réservoirs

b.3) réservoir de 20 m³

*Pré-dimensionnement

$$l_x \cdot l_y = 4.814 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{4.814 \text{ m}}{30}$$

$$h \geq 0.160 \text{ m}$$

Nous prenons aussi h égale 30 cm

*Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la chape (G1)} = 1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du radier (G2)} = 1 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Autres charges supportées (G')} = 83.745 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation (Q)} = 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 83.745 + 7.5) + 1.5 \cdot 2 = 126.774 \text{ KN/m}$$

***calcul des moments**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.814 \text{ m}}{4.814 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 126.774 \cdot 4.814^2 = 108.703 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 108.703 = 108.703 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa soit } 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.30 = 0.27 \text{ m } b_o = 1 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{108.703 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.27 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.105$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; alors on détermine les aciers tendus :

$$M_a = 0.5 \cdot 108.703 \text{ KN.m} = 54.351 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\epsilon = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.105}) = 0.140$$

$$z_b = 0.27 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.140) = 0.254$$

$$A_{U_t} = \frac{54.351 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.254 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 6.1519 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 6.1519 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.27 \text{ m} = 3.260 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 6.1519 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$6\emptyset_{12}/\text{m}$$

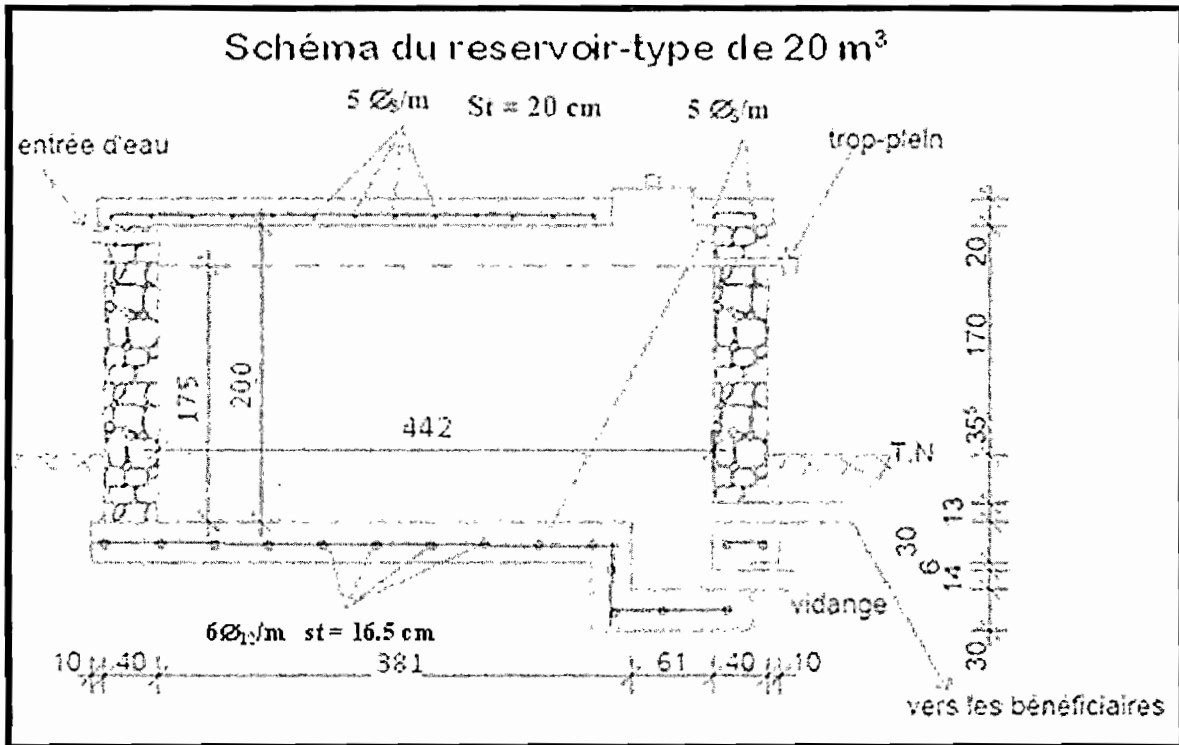


Fig. V.14. Schémas statiques des réservoirs

b.4) réservoir de 50 m³

*Pré-dimensionnement

$$l_x = l_y = 6.176 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{6.176}{30}$$

$$h \geq 0.206 \text{ m}$$

Nous prenons h égale 40 cm car le radier va supporter une grande charge.

*Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la chape } (G_1) = 1 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} \cdot 22 \text{ KN/m}^3 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du radier } (G_2) = 1 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 10 \text{ KN/m}$$

$$\text{Autres charges supportées } (G') = 109.062 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation } (Q) = 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge ultime } P_u = 1 \text{ KN/m} \cdot 1.35 \cdot (0.44 + 10 + 109.062) + 1.5 \cdot 2 = 164.327 \text{ KN/m}$$

***calcul des moments**

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{6.176 \text{ m}}{6.176 \text{ m}} = 1$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2.4 \cdot 1)} = 0.037$$

$$\mu_y = 1^2 \cdot (1 - 0.95 \cdot (1 - 1^2)) = 1$$

$$M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 0.037 \cdot 164.327 \cdot 6.176^2 = 231.913 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \text{ KN.m} \cdot 1 \cdot 231.913 = 231.913 \text{ KN.m}$$

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa soit } 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$b_o = 1 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{231.913 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{1 \text{ m} \cdot (0.36 \text{ m})^2 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 0.126$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$; il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; alors on détermine les aciers tendus :

$$M_a = 0.5 \cdot 231.913 = 249.801 \text{ KN.m}$$

$$f_{ed} = \frac{400 \text{ MPa}}{1.15} = 347.826 \text{ MPa soit } 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\varepsilon = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.272}) = 0.406$$

$$Z_b = 0.36 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.406) = 0.302$$

$$A_{U_t} = \frac{249.801 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{0.302 \cdot 347.826 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 23.780 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 23.780 \text{ cm}^2$$

Vérification si $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.36 \text{ m} = 4.347 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 4.347 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ adoptée} = 23.780 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$$8\varnothing_{20}/\text{m}$$



Fig. V.15 Schémas statiques des réservoirs

V.8. Le réseau de distribution (les conduites)

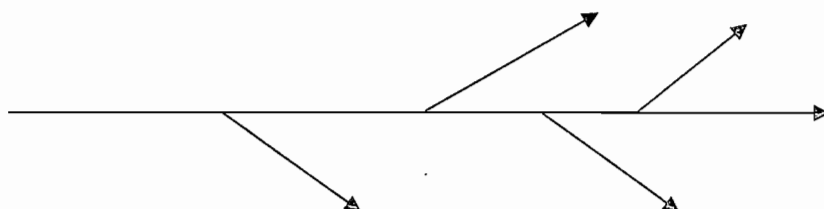
V.8.1. Généralités

La distribution de l'eau est un moyen de porter l'eau du réservoir aux bénéficiaires. L'eau potable est distribuée aux consommateurs par un réseau de différentes conduites. Depuis les canalisations principales l'eau arrive dans les conduites de distribution, à partir desquelles se ramifient des conduites de raccordement pour immeubles.

V.8.2. Les différents types de réseaux

On peut installer un réseau de distribution de deux manières suivantes :

➤ Le réseau ramifié



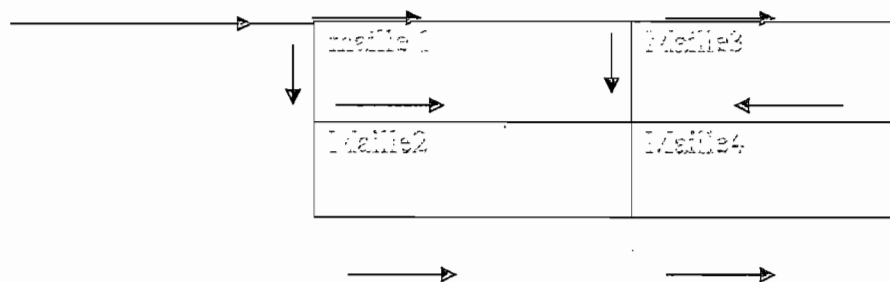
Avantage :

Il est plus économique ; on utilise peu de tuyaux.
Ce réseau est facile à calculer.

Inconvénient :

En cas de pannes en amont, les abonnés de l'aval n'auront pas de l'eau.

Le réseau maillé



Avantage :

Il a plus de sécurité dans l'alimentation en cas de cassure d'une conduite, il suffit de l'isoler et le reste du réseau fonctionne normalement.

Inconvénient :

Il est plus coûteux et plus difficile à calculer

NB. Dans les zones rurales, on utilise le plus souvent le réseau ramifié.

V.3.3. Dimensionnement des conduites

En principe pour le dimensionnement des conduites, la vitesse de l'eau dans les conduites de distribution est fixée entre 0,3 m/s (pour éviter les risques de dépôts solides et de colmatage) et 1.5 m/s pour éviter l'usure prématurée des conduites.

1°) Nature et caractéristiques des conduites

On distingue :

- ⚡ les tuyaux en fonte
- ⚡ les tuyaux en béton
- ⚡ les tuyaux en acier galvanisé
- ⚡ les tuyaux en matière plastique (polychlorure de Vinyle PVC)

En ce qui concerne le présent projet, nous envisageons d'utiliser les conduites en PVC (Polychlorure de Vinyle) pour des pressions pouvant aller jusqu'à 10bars (PN10) et 16 bars (PN16).

Lorsque les pressions sont supérieures à 16 bars, on prévoit des conduites en acier ou en fonte ductile ou même occasionnellement des PVC 25 bars (PN25). Le principe de base utilisé est que chaque point d'eau doit dépendre d'un réservoir pas trop éloigné. Le respect de ce principe strict qui exclut toutes prises directes sur les conduites d'adduction permettra de limiter les pertes incontrôlables.

2°) Calculs hydrauliques proprement dits

Dans les calculs hydrauliques, un plan systématique sera suivi tel qu'il est présenté dans les étapes suivantes :

- ⚡ le débit est déterminé par les besoins des consommateurs
- ⚡ se fixer un diamètre normalisé
- ⚡ calculer la vitesse V et vérifier si elle est comprise entre 0,3 et 1.5m/s sinon changer le diamètre normalisé jusqu'à ce que la condition soit remplie
- ⚡ Avec le diamètre et la vitesse, on détermine les pertes de charges unitaires

$$j = \lambda v^2 / (2 * g * D) \quad (\text{V.33})$$

Avec : j les pertes de charges unitaires m/ml

λ : coefficient de pertes de charges

v : vitesse en m/s

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

D : diamètre de la conduite en m

Le λ peut être déterminé par plusieurs formules :

- ⚡ D'abord on détermine le nombre de Reynold qui caractérise le type d'écoulement du fluide en mouvement

$$Re = (V * D) / \gamma \quad (\text{V.34})$$

Avec : V : vitesse en m/s

γ : viscosité cinématique en m² /s

Re : le nombre de Reynold

Pour : $Re \leq 2000$, il s'agit de l'écoulement laminaire

$Re > 4000$, il s'agit de l'écoulement turbulent

$2000 < Re \leq 4000$, il s'agit de l'écoulement transitoire

- ⚡ Ensuite, on détermine λ :

$$\rightarrow \text{Pour l'écoulement laminaire, } \lambda = 64 / Re \quad (\text{V.35})$$

Et pour les écoulements turbulents dans les conduites lisses, on utilise l'équation de Blasius :

$$\lambda = 0,3164 / Re^{0,25} \quad (\text{V.36})$$

$$\rightarrow \text{par la formule de Colebrook : } \lambda = 1 / (1,74 + 2 * \log(D / 2 * \epsilon))^2 \quad (\text{V.37})$$

Avec : ϵ : rugosité relative = 0,003

\rightarrow par la formule de Colebrook et White :

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log((K/3,7D) + (2,51/(Re*\sqrt{\lambda}))) \quad (\text{V.38})$$

Avec K : rugosité absolue

$$J = j * L \quad (\text{V.39})$$

Avec J : perte de charge en un tronçon considéré

L : longueur du tronçon considéré

⚡ La charge hydraulique ou la cote piézométrique

⚡ En fin 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 Bernoulli appliqué entre deux sections quelconques 1 et 2 de même débit permet d'écrire :

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + j_{1-2} \quad (\text{V.40})$$

Où : j_{1-2} perte de charge totale engendré dans le tronçon 1-2

Z_i = énergie potentielle

$\frac{p}{\gamma}$ = énergie due à la pression

$\frac{v^2}{2g}$ = énergie cinétique

La somme de ces trois termes s'exprime en m d'eau. On a :

- p en (N/m² = pascal)
- γ : poids volumique en N/m²
- V : vitesse en m/s
- g : accélération de la pesanteur en m/s²

Pratiquement, dans les calculs, le terme $\frac{v^2}{2g}$ est négligé car elle est faible. On a : pression au sol = cote piézométrique - cote du sol

Schématiquement, les calculs hydrauliques sont menés de la façon suivante :

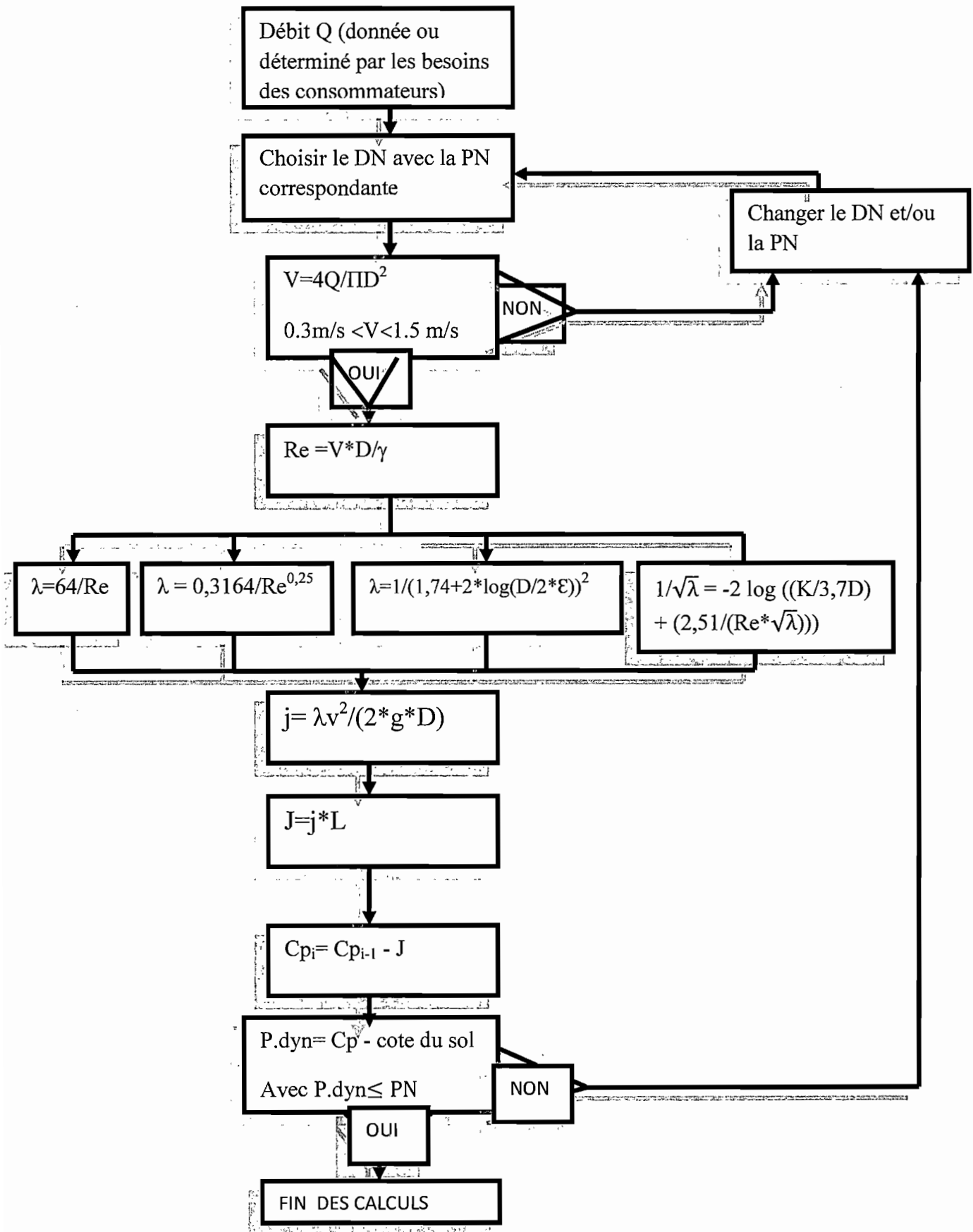


Fig V.16.: Méthode de calcul des conduites

Interprétation géométrique de l'équation de Bernoulli

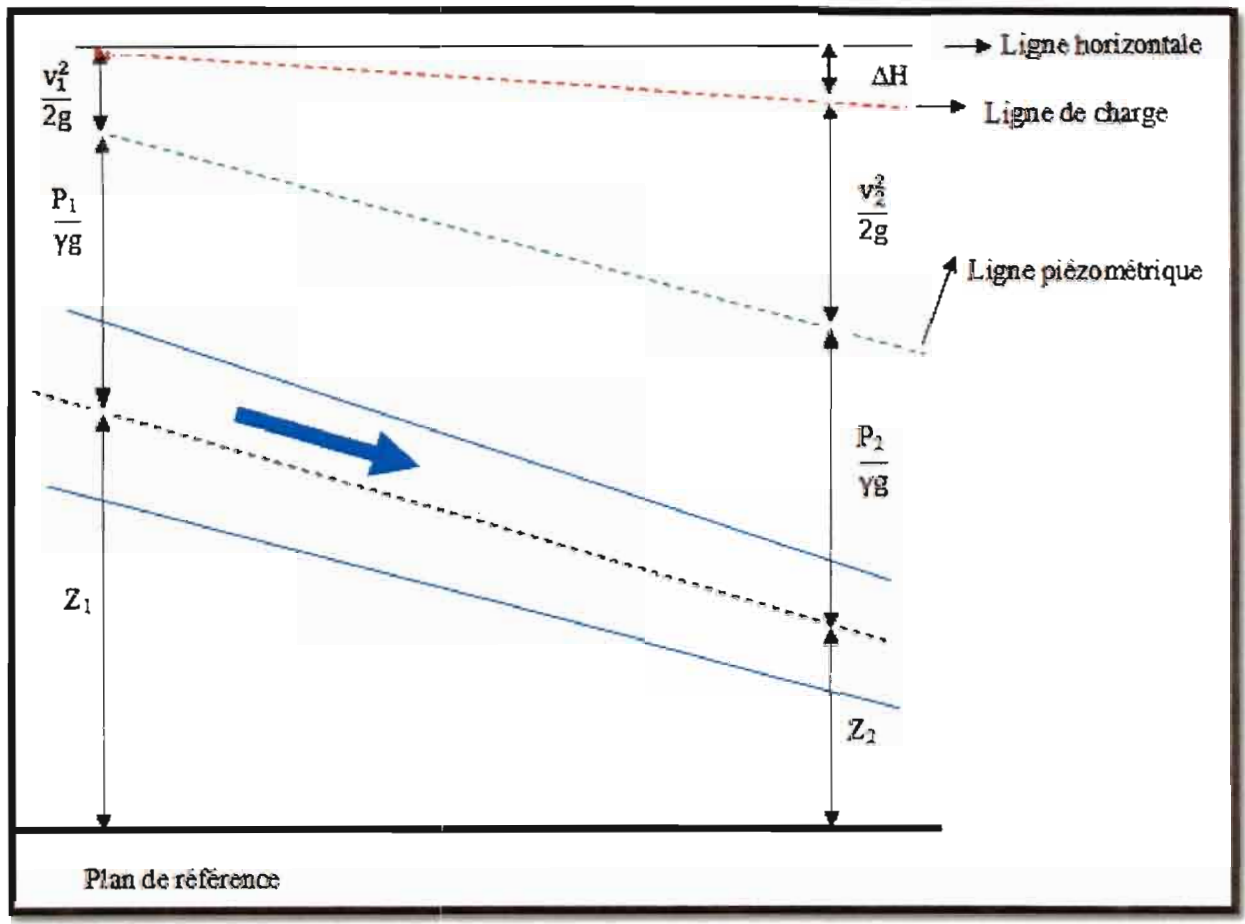


Fig. V.12 : Schéma du théorème de Bernoulli

V.7. Tableau de calculs des conduites

Tronçon	ALTITUDE		Long	Q	Conduite				V	Re	λ	j	J	cote piézométrique		Pression dynamique	
	Amont	Aval			NC	DE	DI	PN						Amont	Aval	Amont	Aval
	m	m				mm	mm	bars						m	m	mCe	mCe
CD--1	1785	1780	120	1	PVC	63	56.6	6	0.398	22506.808	0.026	0.004	0.441	1785.000	1784.559	0.000	4.559
1-2	1780	1775	125	1	PVC	63	56.6	10	0.398	22506.808	0.026	0.004	0.460	1784.559	1784.099	4.559	9.099
2-R1	1775	1765	300	1	PVC	63	56.6	10	0.398	22506.808	0.026	0.004	1.103	1784.099	1782.996	9.099	17.996
R1-4	1765	1740	280	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	2.444	1782.996	1780.551	17.996	40.551
4-5	1740	1735	115	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	1.004	1780.551	1779.548	40.551	44.548
5-6	1735	1725	350	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	3.055	1779.548	1776.493	44.548	51.393
6-CV1	1725.1	1730	370	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	3.230	1776.493	1773.263	51.393	43.263
CV1-8	1730	1728	100	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	0.873	1773.263	1772.390	43.263	44.390
8-9	1728	1727	80	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	0.698	1772.390	1771.692	44.390	44.692
9-R2	1727	1715	290	0.869	PVC	50	44.8	10	0.552	24709.964	0.025	0.009	2.531	1771.692	1769.160	44.692	54.160
R2-11	1715	1700	400	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	5.812	1769.160	1763.349	54.160	63.349
11-12	1700	1688	130.5	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	1.896	1763.349	1761.453	63.349	73.253
12-13	1688.2	1675	320.4	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	4.655	1761.453	1756.798	73.253	81.798
13-14	1675	1667	170	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	2.470	1756.798	1754.328	81.798	87.328
14-CP1	1667	1660	180	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	2.615	1754.328	1751.713	87.328	91.713
CP1-16	1660	1665	250	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	3.632	1751.713	1748.080	91.713	83.080
16-17	1665	1668	397	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	5.768	1748.080	1742.312	83.080	74.312
17-18	1668	1670	60	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	0.872	1742.312	1741.441	74.312	71.441
18-19	1670	1664	370	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	5.376	1741.441	1736.065	71.441	72.065
19-20	1664	1645	190	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	2.760	1736.065	1733.304	72.065	88.304

20-R3	1645	1635	260	0.642	PVC	40	36	10	0.631	22717.622	0.026	0.015	3.778	1733.304	1729.527	88.304	94.527
R3--22	1635	1630	380	0.391	PVC	40	36	10	0.384	13835.810	0.027	0.006	2.153	1729.527	1727.374	94.527	97.374
22--23	1630	1629	298	0.391	PVC	40	36	10	0.384	13835.810	0.027	0.006	1.688	1727.374	1725.686	97.374	96.686
23-24	1629	1625	245	0.391	PVC	40	36	10	0.384	13835.810	0.027	0.006	1.388	1725.686	1724.298	96.686	99.298
24-25	1625	1623	150	0.391	PVC	40	33.6	16	0.441	14824.082	0.027	0.008	1.200	1724.298	1723.098	99.298	100.09
25-CP2	1623	1620	200	0.391	PVC	40	33.6	16	0.441	14824.082	0.027	0.008	1.600	1723.098	1721.498	100.09	101.49
CP2-27	1620	1625	395	0.391	PVC	40	36	10	0.384	13835.810	0.027	0.006	2.238	1721.498	1719.261	101.49	94.261
27-28	1625	1631	288	0.391	PVC	40	36	10	0.384	13835.810	0.027	0.006	1.632	1719.261	1717.629	94.261	86.529
28-29	1631.1	1645	400	0.391	PVC	32	26.8	16	0.693	18585.417	0.027	0.025	9.911	1717.629	1707.718	86.529	62.718
29-30	1645	1653	370	0.391	PVC	32	26.8	16	0.693	18585.417	0.027	0.025	9.168	1707.718	1698.551	62.718	45.451
30-CV2	1653.1	1660	240	0.391	PVC	32	26.8	16	0.693	18585.417	0.027	0.025	5.947	1698.551	1692.604	45.451	32.504
CV2-32	1660.1	1664	300	0.391	PVC	32	26.8	16	0.693	18585.417	0.027	0.025	7.433	1692.604	1685.171	32.504	21.171
32-R4	1664	1669	200	0.391	PVC	32	26.8	16	0.693	18585.417	0.027	0.025	4.955	1685.171	1680.216	21.171	11.216

Tableau V. 6 Calcul des conduites

V.9. Schéma de fonctionnement du réseau

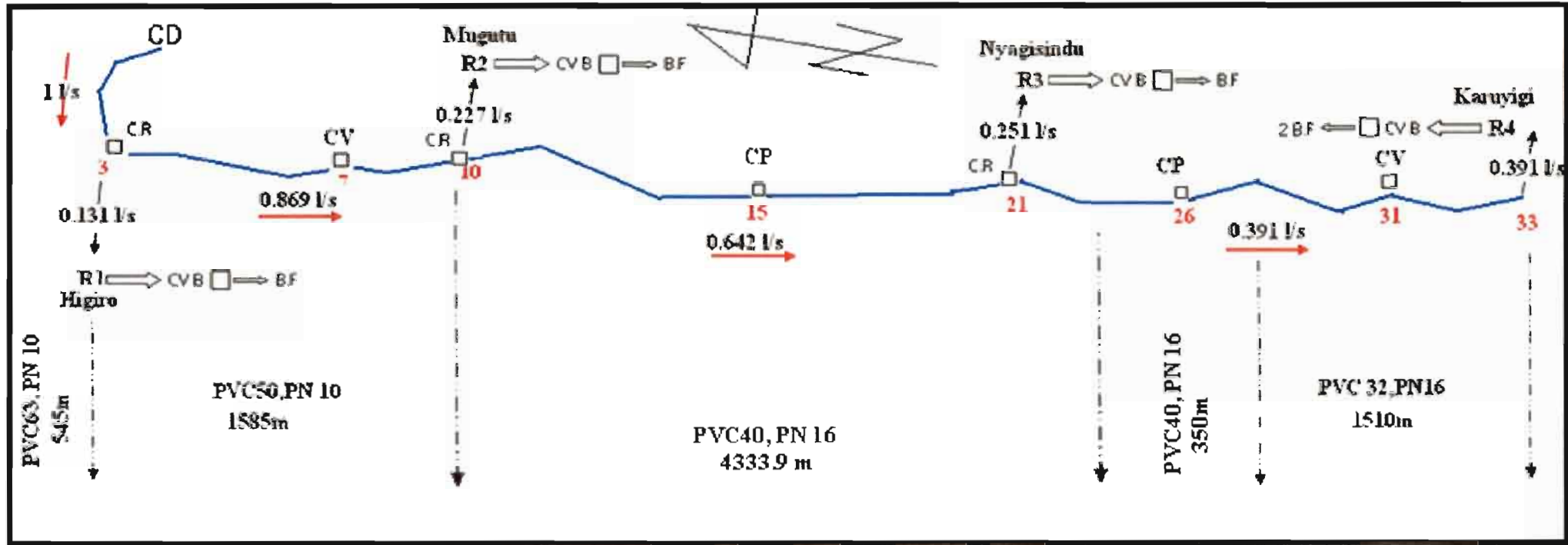


Figure V.18. schéma de fonctionnement du réseau

CHAP VI: IMPACT ENVIRONNEMENTAL, GESTION ET ENTRETIEN

VI.1. INTRODUCTION

Lors de l'étude du projet de captage, il faudra prendre en considération les conditions locales dans le bassin d'alimentation et la zone de captage ,proximité et genre de bâtiment ,projet de construction ,présence de cours d'eau ou d'eaux usées ,dépôts de toute nature et d'autres causes de pollution possible, nécessitant d'une zone de protection etc....

On examinera aussi l'influence éventuelle des travaux prévus sur des captages voisins.

VI.2. IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Les activités de l'homme liées à l'exploitation des ressources concourent à la modification de l'environnement physique et anthropologique (humain).

a) Concept de l'environnement

Selon le code du Burundi, l'environnement est l'ensemble des éléments naturels et artificiels ainsi que des facteurs économiques, sociaux et culturels qui conditionnent l'existence, la transformation et le développement du milieu des organismes et des activités humaines.

b) Impact environnementaux

Les impacts environnementaux causés par des AEP peuvent constituer des menaces significatives sur la stabilité des systèmes naturels et humains, à leur résistances au stress et à leur résilience.

Les répercussions directes ou indirectes peuvent se manifester aux alentours de la zone du projet, elles touchent le plus souvent le voisinage de la zone du captage.

Nous récupérons quelques impacts susceptibles de surgir :

- ✦ changement des ressources d'eau touchant la disponibilité aussi bien en qualité qu'en quantité ;
- ✦ la dégradation des berges des cours d'eau suite à la baisse de niveau de l'eau et à l'assèchement des voies d'eau tributaires ;

- ✚ ▪ changement de la vie aquatique des écosystèmes ;
- ✚ ▪ changement de la répartition et composition des espèces ;
- ✚ ▪ pertes de biodiversité et des terres humides utiles aux activités agro-pastorales ;
- ✚ ▪ changement de couvert végétal ;
- ✚ ▪ changement de la faune et de la flore.

c) Quelques remèdes

Afin de sauvegarder l'aspect environnemental :

- ✚ ▪ N'est jamais capter plus que la nappe phréatique donne à l'étiage;
- ✚ ▪ Le captage concerne le débit aux consommations journalières des bénéficiaires, l'excédent et repris par un trop-plein et évacué dans un réseau hydrographique ;
- ✚ ▪ Prévoir une borne fontaine à la chambre de départ afin de satisfaire les riverains de source de captage
- ✚ ▪ Protéger la zone immédiate de captage contre l'érosion et d'autres modifications géologiques.

VI.3. ENTRETIEN DES UNITES DE RESEAU

Il faut interdire les gens et les bétails de s'approcher de la zone de captage de peur que le captage ne soit pas abîmé.

Il faut également éviter le développement de tout élément qui entraînerait la pollution dans la zone de captage.

VI.3.1. Chambre de départ et réservoirs

Sachant que ces ouvrages sont d'une grande importance et souvent soumis aux actes de vandalisme, on devra s'assurer périodiquement de leur état de même que celui des équipements hydrauliques.

Les travaux d'entretiens concernant :

- ✚ ▪ le renouvellement de l'enduit d'étanchéité ;
- ✚ ▪ le nettoyage afin d'améliorer la qualité d'eau distribuée ;
- ✚ ▪ l'état d'aération dans l'ouvrage

VI.3.2. Canalisation et accessoires

L'entretien se portera sur les appareils de fontainerie, il faudra manœuvrer tous les appareils tels que les vannes d'arrêt, les ventouses, les décharges pour garantir leur fonctionnement harmonieux.

Les opérations seront en grande partie :

- ✦ la rénovation des joints défectueux
- ✦ la rénovation des canalisations manifestant des fuites.

CHAP. VII : EVALUATION DU COUT DU PROJET ET PLANNING DES TRAVAUX

VII.1. Généralités

Pour étudier convenablement un projet, il convient indispensable de songer à l'estimation de son coût afin d'aboutir à son exécution.

De ce fait, l'évaluation proprement dite du coût estimatif du projet consiste à bien déterminer une enveloppe financière pour tous les matériaux et matériels nécessaires de toutes les activités effectuées, ainsi que la main d'œuvre pour pouvoir le réaliser comme exigé.

VII.2. Description et Quantification des travaux et des matériaux

VII.2.1. Pour le captage

- Fouille de captage

Décapage : $V = 1 \text{ m}^3 * 20 * 20 * 0.10 = 40 \text{ m}^3$

Fouille : $V = 1 \text{ m}^3 * 4 * 3 * 2.8 = 33.6 \text{ m}^3$

- Etapas de construction

Après aménagement de la zone de captage, les opérations de construction se succèdent de la manière suivante :

- pose d'une couche filtrante en moellons et gravier (épaisseur 90 cm) ;
- un tuyau drain (en acier perforé) sera posé dans la couche filtrante pour acheminer l'eau vers la chambre de départ ;

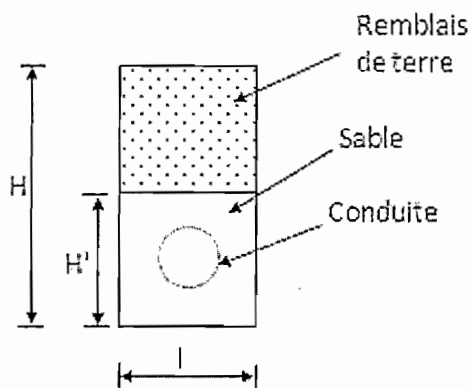
- pose d'une couche filtrante en sable (épaisseur 20 cm) ;
- pose d'une feuille en plastique épais pour assurer l'étanchéité contre les eaux de surface ou toute autre forme de pollution d'origine superficielle ;
- pose d'argile servant d'étanchéité (épaisseur 50 cm) ;
- remblai avec de la terre simple sur lequel on implante du gazon ou des plantes sans racines profondes (épaisseur 90 cm).
- la clôture : la clôture de la surface de captage aura 20 m de côté. Le nombre de piquets sera de $(20/3+1)*4=31$ piquets. Et la longueur du fil barbelé, en prenant 4 rangées en montant, sera de $(20*4*4) m=320 m$
- barrage en moellon

➤ Calcul des volumes des matériaux à utiliser

- Moellon et gravier : $V=1 m^3*4*3*0.9=10.8 m^3$
- Tuyau captant : 12 m
- Sable : $V=1 m^3*4*3*0.2=2.4 m^3$
- Feuille plastique : $S=1 m^2*4*3=12 m$
- Argile : $V=1 m^3*4*3*0.5=6 m^3$
- Remblai : $V=1 m^3*4*3*0.9=10.8 m^3$

En tenant compte du foisonnement : $V=10.8 m^3*1.15=12.42 m^3$

VII.2.2. Pour la canalisation (les conduites)



H = hauteur de la tranchée

H' = hauteur de la conduite + enrobage

l = largeur de la tranchée

⚡ Les données de calcul

- Profondeur de la tranchée 0.9m
- Épaisseur de décapage 0.3 m
- Largeur de la tranchée 0.4m
- Largeur de décapage 1 m
- Epaisseur lit de sable 0.3m
- Longueur du tronçon 8323.9 m

⚡ Décapage de la terre végétale :

$$V=L*l*h$$

Avec : L : longueur du tronçon du réseau

l : largeur

h : épaisseur

$$\text{Soit } V= 1 \text{ m}^3*8323.9*1*0.3=2497.17\text{m}^3$$

$$\text{⚡ Fouille : } V=1\text{m}^3*8856.9*0.4*(1.2-0.3)=2996.604\text{m}^3$$

⚡ Lit de sable pour enrobage + conduites : (épaisseur 0.3 m, largeur 0.4 m) :

$$V_{\text{sable+conduites}}=1 \text{ m}^3*8323.9*0.4*0.3=998.76 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{sable}}= V_{\text{sable+conduites}} -V_{\text{conduites}}$$

Calcul du volume des conduites :

$$V_{c1}=(\Pi*D^2)/4*L_1$$

Avec : D diamètre de la conduite, L1 tronçon où on a utilisé les conduites de 63mm de diamètre extérieur, V_{c1} Volume des conduites.

$$V_{c1}=1\text{m}^3*(3.14*0.063^2)/4*545= 1.698\text{m}^3$$

$$V_{c2}=(\Pi*D^2)/4*L_2$$

Avec : D diamètre de la conduite, L2 tronçon où on a utilisé aussi les conduites de 50mm de diamètre extérieur, V_{c2} Volume des conduites.

Avec : D diamètre de la conduite, L1 tronçon où on a utilisé les conduites de 50mm de diamètre extérieur, V_{c1} Volume des conduites.

$$V_{c1} = 1\text{m}^3 * (3.14 * 0.05^2) / 4 * 1585 = 3.110 \text{ m}^3$$

$$V_{c3} = (\pi * D^2) / 4 * L_3$$

Avec : D diamètre de la conduite, L₂ tronçon où on a utilisé aussi les conduites de 40 mm de diamètre extérieur, V_{c2} Volume des conduites.

$$V_{c2} = 1\text{m}^3 * (3.14 * 0.04^2) / 4 * 4683.9 = 5.883 \text{ m}^3$$

$$V_{c1} = (\pi * D^2) / 4 * L_1$$

Avec : D diamètre de la conduite, L₁ tronçon où on a utilisé les conduites de 32mm de diamètre extérieur, V_{c1} Volume des conduites.

$$V_{c1} = 1\text{m}^3 * (3.14 * 0.032^2) / 4 * 1510 = 1.214\text{m}^3$$

$$V_c \text{ total} = V_{c1} + V_{c2} + V_{c3} + V_{c4} = 11.905 \text{ m}^3$$

$$V \text{ sable} = 998.76 \text{ m}^3 - 11.905 \text{ m}^3 = 986.855\text{m}^3$$

Volume remblai : V_R = volume fouille - V_{sable+conduites}

$$\text{Soit } V_R = 2996.604 \text{ m}^3 - 998.76 \text{ m}^3 = 1997.844\text{m}^3$$

En tenant compte du foisonnement (15 %) V_R = 1997.844m³ * 1.15 = 2297.5206 m³

Pour les conduites, la longueur à commander est déterminée ci –dessous :

Types de conduites	Longueur occupée(m)	Nombre de conduites de 6 m	Conduites à commander
PVC Ø63, PN 10	545	90.83	91
PVCØ50, PN 10	1585	264.17	265
PVC Ø40, PN 10	4333.9	722.3	723
PVCØ40, PN 16	350	58.3	59
PVC Ø32, PN 16	1510	256.67	257

Tableau VII.1: Récapitulatif des longueurs des conduites à commander

VII.2.3. Accessoires à la conduite (Chambres de vanne, de ventouse et de purge)

➤ 3 chambres de vanne de répartition

Le décapage de la terre végétale sera effectué sur une profondeur de 30 cm et nous allons ajouter 1 m sur chaque côté pour avoir de l'espace de travail. La maçonnerie des murs se fera en

brique cuite avec enduit de 1 cm. la base de ces ouvrages sera en béton et posée sur un lit de pose de 5 cm d'épaisseur sur 160 cm de longueur, 140 cm de largeur et une hauteur totale de 100 cm.

- Décapage : $V=1 \text{ m}^3*(2.6*2.4*0.3)*3=5.616 \text{ m}^3$
- Fouille : $V=1 \text{ m}^3*(1.6*1.4*1)*3=6.72 \text{ m}^3$
- Nombre de briques

La longueur développée de ces ouvrages = $1\text{m}*(1.60+1.40)*2=6 \text{ m}$

La hauteur de la maçonnerie en briques = 1 m

La surface de la maçonnerie en briques = $[1 \text{ m}^2*(6*1)]*3=18\text{m}^2$

Sur 1 m^2 de surface (épaisseur 10 cm), il y a 100 briques de dimension $19*9*4 \text{ cm}$

Le nombre de briques pour ces ouvrages = $100 \text{ briques/m}^2*18 \text{ m}^2=1800\text{briques}$

- volume du mortier pour joint +enduit

Volume des briques et joint = $1 \text{ m}^3*18*0.1=1.8 \text{ m}^3$

Volume des briques = $1800 \text{ briques} *(0.19*0.09*0.04 \text{ m}^3)/\text{brique} = 1.2312 \text{ m}^3$

Volume du mortier = $1.8 \text{ m}^3 - 1.2312 \text{ m}^3 = 0.5688 \text{ m}^3$

Volume du mortier pour enduit intérieur de 1 cm d'épaisseur
 $= 1 \text{ m}^3*18*0.01=0.18 \text{ m}^3$

Volume total du mortier = $0.5688 \text{ m}^3 + 0.18 \text{ m}^3 = 0.7488 \text{ m}^3$

Nous proposons un dosage de 300 kg de ciment et $1 \text{ m}^3/\text{m}^3$ de sable :

Quantité du Ciment = $300 \text{ kg/m}^3 * 0.7488 \text{ m}^3 = 224.64 \text{ kg}$

Quantité de sable = $1 \text{ m}^3/\text{m}^3 * 0.7488 \text{ m}^3 = 0.7488 \text{ m}^3$

- Volume du béton

V de la dalle (350 kg/m^3) = $[1 \text{ m}^3*(1.6*1.4*0.1)]*3=0.672 \text{ m}^3$

V du béton de propreté (300 kg/m^3) = $[1 \text{ m}^3*(1.6*1.4*0.05)]*3=0.336 \text{ m}^3$

V du radier (350 kg/m^3) = $[1 \text{ m}^3*(1.6*1.4*0.15)]*3=1.008 \text{ m}^3$

Avec un dosage indiqué respectivement ci-haut ; sable $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80 \text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
$300 \text{ kg}/\text{m}^3$	0.672m^3	201.6 kg	0.5376 m^3	0.2688 m^3
$350 \text{ kg}/\text{m}^3$	0.336m^3	128.1 kg	0.2688 m^3	0.1344 m^3
$350 \text{ kg}/\text{m}^3$	1.008m^3	352.8 kg	0.8064 m^3	0.4032 m^3
Total	-	682.5 kg	1.6128 m^3	0.8064 m^3

- Pour le coffrage

$$\text{Couverture} = [1 \text{ m}^2 * ((1.4 * 0.15 * 2) + (1.6 * 0.15 * 2))] * 3 = 2.7 \text{ m}^2$$

$$\text{Radier} = [1 \text{ m}^2 * ((1.4 * 0.1 * 2) + (1.6 * 0.1 * 2))] * 3 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale à coffrer} = 2.7 \text{ m}^2 + 1.8 \text{ m}^2 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 1 \text{ m}^2 * 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 4.5 \text{ m}^2 / 0.525 \text{ m}^2 = 8.57 \text{ planches soit } 9 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg}/\text{m}^2 * 4.5 \text{ m}^2 = 0.675 \text{ kg}$$

- armatures

Nous prenons les aciers de \varnothing_6 dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

➤ dans le sens de la longueur : $\frac{1.4}{0.15} + 1 = 10.33$ barres de 1.6 m

➤ dans le sens de la largeur : $\frac{1.6}{0.15} + 1 = 11.67$ barres de 1.4 m

Soit une longueur totale de :

$$10.33 * 1.6 \text{ m} + 11.67 * 1.4 \text{ m} = 16.528 \text{ m} + 16.338 \text{ m} = 32.866 \text{ m}$$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m : $32.866 \text{ m} / 12 \text{ m} = 2.74 \approx 3$ barres \varnothing_6 de

12 m chacune

Pour le radier :

➤ dans le sens de la longueur : $\frac{1.4}{0.15} + 1 = 10.33$ barres de 1.6 m

➤ dans le sens de la largeur : $\frac{1.6}{0.15} + 1 = 11.67$ barres de 1.4 m

Soit une longueur totale de :

$$10.33 * 1.6 \text{ m} + 11.67 * 1.4 \text{ m} = 16.528 \text{ m} + 16.338 \text{ m} = 32.866 \text{ m}$$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m : $32.866\text{m}/12\text{m}=2.74 \approx 3$ barres \varnothing_6 de 12 m chacune

Pour 3 ouvrages, on a :

6 barres $\varnothing_6*3=18$ barres \varnothing_6 de 12 m

Fil à ligaturer = $1\text{kg}*0.003^2*3.14*(18*12)*7850*5\%=2.40$ kg

Nous avons pris en considérations les pertes éventuelles pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation. Nous prenons les pertes de :

Matériaux	ciment	briques	Coffrage, sable, gravier, armatures, conduites	clous
Pertes	5%	10%	15%	20%

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	907.14	1.05	952.497
Sable	m^3	1.555	1.15	1.788
Gravier	m^3	1.6128	1.15	1.855
Planches	pièces	9	1.15	11
Briques	pièces	1800	1.10	1980
Armatures	pièces \varnothing_6 de 12 m	18	1.15	21
Clous	kg	0.675	1.20	1
Fil à ligaturer	kg	2.40	1.20	3

Tableau VI.2. Récapitulatif des matériaux nécessaires pour la chambre de Vanne de répartition.

➤ 2 chambres de ventouse

Le décapage de la terre végétale sera effectué sur une profondeur de 30 cm et nous allons ajouter 1 m sur chaque côté pour avoir de l'espace de travail. La maçonnerie des murs se fera en brique cuite avec enduit de 1 cm. la base de cet ouvrage sera en béton et posée sur un lit de pose de 5 cm d'épaisseur sur 160 cm de longueur, 120 cm de largeur.

- Décapage : $V=[1 \text{ m}^3*(2.6*2.2*0.3)]*2=3.432 \text{ m}^3$
- Fouille : $V= [1 \text{ m}^3*(1.6*1.2*2)]*2=7.68 \text{ m}^3$

- Nombre de briques :

La longueur développée de cet ouvrage = $1\text{ m} * (1.60 + 1.20) * 2 = 5.6\text{ m}$

La hauteur de la maçonnerie en briques = 2 m

La surface de la maçonnerie en briques = $1\text{ m}^2 * 5.6 * 2 = 11.2\text{ m}^2$

Sur 1 m^2 de surface (épaisseur 10 cm), il y a 100 briques de dimension $19 * 9 * 4\text{ cm}$

Le nombre de briques pour les deux chambres de ventouse

$$= 100\text{ briques/m}^2 * 11.2\text{ m}^2 * 2 = 2240\text{ briques}$$

- Volume du mortier pour joint + enduit

Volume des briques et joint = $1\text{ m}^3 * 11.2 * 0.1 * 2 = 2.24\text{ m}^3$

Volume des briques = $2240\text{ briques} * (0.19 * 0.09 * 0.04\text{ m}^3) / \text{brique} = 1.5322\text{ m}^3$

Volume du mortier = $2.24\text{ m}^3 - 1.5322\text{ m}^3 = 0.7078\text{ m}^3$

Volume du mortier pour enduit intérieur de 1 cm d'épaisseur

$$= 1\text{ m}^3 * 11.2 * 0.01 * 2 = 0.224\text{ m}^3$$

Volume total du mortier = $1\text{ m}^3 * (0.7078 + 0.224) = 0.9318\text{ m}^3$

Nous proposons un dosage de 300 kg de ciment et $1\text{ m}^3/\text{m}^3$ de sable :

Quantité du Ciment = $300\text{ kg/m}^3 * 0.9318\text{ m}^3 = 279.54\text{ kg}$

Quantité de sable = $1\text{ m}^3/\text{m}^3 * 0.9318\text{ m}^3 = 0.9318\text{ m}^3$

- Volume du béton pour cet ouvrage

V du béton de propreté (300 kg/m^3) = $1\text{ m}^3 * 1.6 * 1.2 * 0.05 * 2 = 0.192\text{ m}^3$

V de la dalle (350 kg/m^3) = $1\text{ m}^3 * 1.6 * 1.2 * 0.1 * 2 = 0.384\text{ m}^3$

V du radier (350 kg/m^3) = $1\text{ m}^3 * 1.6 * 1.2 * 0.15 * 2 = 0.576\text{ m}^3$

Avec le dosage indiqué respectivement ci-haut ; sable $0.4\text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80\text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
300 kg/m^3	0.192 m^3	57.6 kg	0.1536 m^3	0.0768 m^3
350 kg/m^3	0.384 m^3	134.4kg	0.3072 m^3	0.1536 m^3
350 kg/m^3	0.576 m^3	201.6 kg	0.4608 m^3	0.2304 m^3
Total	-	393.6kg	0.9216 m^3	0.4608 m^3

- Pour le coffrage

$$\text{Couverture} = 1 \text{ m}^2 * [(1.2 * 0.15 * 2) + (1.6 * 0.15 * 2)] * 2 = 1.68 \text{ m}^2$$

$$\text{Radier} = 1 \text{ m}^2 * [(1.2 * 0.1 * 2) + (1.6 * 0.1 * 2)] * 2 = 1.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale à coffrer} = 1.68 \text{ m}^2 + 1.12 \text{ m}^2 = 2.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 1 \text{ m}^2 * 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 2.8 \text{ m}^2 / 0.525 \text{ m}^2 = 5.33 \text{ planches soit } 6 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 2.8 \text{ m}^2 = 0.42 \text{ k}$$

- Armatures

Nous prenons les aciers de \varnothing_6 dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

- dans le sens de la longueur : $\left(\frac{1.2}{0.15} + 1\right) * 2 = 18$ barres de 1.6 m
- dans le sens de la largeur : $\left(\frac{1.6}{0.15} + 1\right) = 23.34$ barres de 1.2 m

Soit une longueur totale de : $18 * 1.6 \text{ m} + 23.34 * 1.2 \text{ m} = 28.8 \text{ m} + 28.008 \text{ m} = 56.808 \text{ m}$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m :

$$56.808 \text{ m} / 12 \text{ m} = 4.734 \approx 5 \text{ barres } \varnothing_6 \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

Pour le radier :

- dans le sens de la longueur : $\left(\frac{1.2}{0.15} + 1\right) = 18$ barres de 1.6 m
- dans le sens de la largeur : $\left(\frac{1.6}{0.15} + 1\right) = 23.34$ barres de 1.2 m

Soit une longueur totale de : $18 * 1.6 \text{ m} + 23.34 * 1.2 \text{ m} = 28.8 \text{ m} + 28.008 \text{ m} = 56.808 \text{ m}$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m : $56.808 \text{ m} / 12 \text{ m} = 4.734 \approx 5$ barres \varnothing_6 de 12 m chacune

$$\text{Fil à ligaturer} = 1 \text{ kg} * [0.003^2 * 3.14 * (6 * 12) * 7850 * 5\%] * 2 = 1.6 \text{ kg}$$

Nous prenons en considérations les mêmes pertes éventuelles que précédemment pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation.

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	673.14	1.05	706.797
Sable	m ³	1.3926	1.15	1.60149
Gravier	m ³	0.9216	1.15	1.05984

Planches	pièces	5	1.15	5.75
Briques	pièces	2240	1.10	2464
Armatures	pièces \varnothing_6 de 12 m	10	1.15	11.5
Clous	kg	0.42	1.20	0.504
Fil à ligaturer	kg	1.6	1.20	1.92

Tableau VI.3 : Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de Ventouse

➤ 2 chambres de purge

Le décapage de la terre végétale sera effectué sur une profondeur de 30 cm et nous allons ajouter 1 m sur chaque côté pour avoir de l'espace de travail. La maçonnerie des murs se fera en brique cuite avec enduit de 1 cm. la base de cet ouvrage sera en béton et posée sur un lit de pose de 5 cm d'épaisseur sur 240 cm de longueur, 160 cm de largeur.

- Décapage : $V = [1 \text{ m}^3 * (3.4 * 2.6 * 0.3)] * 2 = 5.304 \text{ m}^3$
- Fouille : $V = [1 \text{ m}^3 * (2.4 * 1.6 * 0.8)] * 2 = 10.752 \text{ m}^3$
- Nombre de briques :

La longueur développée de cet ouvrage = $1 \text{ m} * (2.40 + 1.60) * 2 + 1.20 = 9.2 \text{ m}$

La hauteur de la maçonnerie en briques = 1.4 m

La surface de la maçonnerie en briques = $1 \text{ m}^2 * 9.2 * 1.4 = 12.88 \text{ m}^2$

Sur 1 m^2 de surface (épaisseur 10 cm), il y a 100 briques de dimension $19 * 9 * 4 \text{ cm}$

Le nombre de briques pour les chambres de purge = $(100 \text{ briques/m}^2 * 12.88 \text{ m}^2) * 2 = 2576 \text{ briques}$

- Volume du mortier pour joint + enduit

Volume des briques et joint = $1 \text{ m}^3 * (12.88 * 0.1) * 2 = 2.576 \text{ m}^3$

Volume des briques = $1288 \text{ briques} * (0.19 * 0.09 * 0.04 \text{ m}^3) * 2 = 1.762 \text{ m}^3$

Volume du mortier = $(2.576 \text{ m}^3 - 1.762 \text{ m}^3) * 2 = 0.814 \text{ m}^3$

Volume du mortier pour enduit intérieur de 1 cm d'épaisseur

$$= 1 \text{ m}^3 * (12.88 * 0.01) * 2 = 0.2576 \text{ m}^3$$

Volume total du mortier = $1 \text{ m}^3 * (0.814 + 0.2576) = 1.0696 \text{ m}^3$

Nous proposons un dosage de 300 kg de ciment et $1 \text{ m}^3/\text{m}^3$ de sable :

Quantité du Ciment = $300 \text{ kg/m}^3 * 1.0696 \text{ m}^3 = 320.88 \text{ kg}$

Quantité de sable = $1 \text{ m}^3/\text{m}^3 * 1.0696 \text{ m}^3 = 1.0696 \text{ m}^3$

- volume du béton pour les deux chambres de purge

$$V \text{ de la dalle (350 kg/m}^3\text{)} = 1\text{m}^3 * [(1.6*1.1*0.1) + (1.6*1.3*0.1)] * 2 = 0.768\text{m}^3$$

$$V \text{ du radier (350 kg/m}^3\text{)} = 1\text{m}^3 * [(1.6*1.1*0.15) + (1.6*1.3*0.15)] * 2 = 1.152\text{m}^3$$

$$V \text{ du béton de propreté (300 kg/m}^3\text{)} = [(1.6*1.1*0.05) + (1.6*1.3*0.05)] * 2 = 0.386\text{m}^3$$

Avec le dosage de ciment indiqué respectivement ci-haut; sable $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80 \text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
350 kg/m ³	0.768	268.8kg	0.6144 m ³	0.3072m ³
350 kg/m ³	1.152m ³	403.2 kg	0.9216 m ³	0.4608 m ³
300 kg/m ³	0.386m ³	115.8kg	0.3088 m ³	0.1544 m ³
Total	-	787.8kg	1.8448 m ³	0.9224 m ³

- Pour le coffrage

$$\text{Couverture} = 1 \text{ m}^2 * [(2.4*0.15*2) + (1.6*0.15*2)] * 2 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Radier} = 1 \text{ m}^2 * [(2.4*0.1*2) + (1.6*0.1*2)] = 1.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale à coffrer} = 2.4 \text{ m}^2 + 1.6 \text{ m}^2 = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 1 \text{ m}^2 * 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 4 \text{ m}^2 / 0.525 \text{ m}^2 = 7.62 \text{ planches soit 8 planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 4 \text{ m}^2 = 6 \text{ kg}$$

- Armatures

Nous prenons les aciers de \varnothing_6 dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

$$\text{➤ dans le sens de la longueur : } \left(\frac{1.6}{0.1} + 1 \right) * 2 = 34 \text{ barres de 2.4 m}$$

$$\text{➤ dans le sens de la largeur : } \left(\frac{2.4}{0.1} + 1 \right) * 2 = 50 \text{ barres de 1.6 m}$$

$$\text{Soit une longueur totale de : } (34*2.4\text{m}) + (50*1.6\text{m}) = 81.6 \text{ m} + 80\text{m} = 161.6\text{m}$$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m :

$$161.6\text{m}/12\text{m} = 13.46 \approx 14 \text{ barres } \varnothing_6 \text{ de 12 m chacune}$$

Pour le radier

- dans le sens de la longueur : $\left(\frac{1.6}{0.15} + 1\right) * 2 = 23.34$ barres de 2.4 m
- dans le sens de la largeur : $\left(\frac{2.4}{0.15} + 1\right) * 2 = 34$ barres de 1.6 m

Soit une longueur totale de : $(23.34*2.4m) + (34*1.6m) = 56.016 m + 5.44 m = 110.416 m$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m :

$110.416 m / 12m = 9.2 \approx 10$ barres \varnothing_6 de 12 m chacune

Nombre d'armatures total = 24 barres \varnothing_6 de 12 m chacune

Fil à ligaturer = $1kg * [0.003^2 * 3.14 * (12 * 12) * 7850 * 5\%] * 2 = 3.2$ kg

Nous prenons en considérations les mêmes pertes éventuelles que précédemment pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation.

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	1109.28	1.05	1164.744
Sable	m ³	1.994	1.15	2.2931
Gravier	m ³	1.8448	1.15	2.12152
Planches	pièces	8	1.15	9.2
Briques	pièces	2576	1.10	2833.6
Armatures	pièces \varnothing_6 de 12 m	24	1.15	27.6
Clous	kg	6	1.20	7.2
Fil à ligaturer	kg	3.2	1.20	3.84

Tableau VI.4 Récapitulatif des matériaux nécessaires pour la chambre de purge

➤ **5 chambres de vannes pour Borne Fontaine**

Le décapage de la terre végétale sera effectué sur une profondeur de 30 cm et nous allons ajouter 1 m sur chaque côté pour avoir de l'espace de travail. La maçonnerie des murs se fera en brique cuite avec enduit de 1 cm. la base de cet ouvrage sera en béton et posée sur un lit de pose de 5 cm d'épaisseur sur 100 cm de longueur, 100 cm de largeur et la hauteur de 80 cm.

- Décapage : $V = 1 m^3 * (2 * 2 * 0.3) * 5 = 6 m^3$
- Fouille : $V = 1 m^3 * (1 * 1 * 0.8) * 5 = 4 m^3$
- Nombre de briques :

La longueur développée de ces ouvrages = $1\text{ m} \cdot (1+1) \cdot 2 = 4\text{ m}$

La hauteur de la maçonnerie en briques = 0.6 m

La surface de la maçonnerie en briques = $1\text{ m}^2 \cdot 4 \cdot 0.6 = 2.4\text{ m}^2$

$St = 2.4\text{ m}^2 \cdot 5 = 12\text{ m}^2$

Sur 1 m^2 de surface (épaisseur 10 cm), il y a 100 briques de dimension $19 \cdot 9 \cdot 4\text{ cm}$

Le nombre de briques pour ces ouvrages = $100\text{ briques/m}^2 \cdot 12\text{ m}^2 = 1200\text{ briques}$

- volume du mortier pour joint

Volume des briques et joint = $1\text{ m}^3 \cdot 12 \cdot 0.1 = 1.2\text{ m}^3$

Volume des briques = $1200\text{ briques} \cdot 0.19 \cdot 0.09 \cdot 0.04\text{ m}^3 = 0.821\text{ m}^3$

Volume du mortier = $1.2\text{ m}^3 - 0.821\text{ m}^3 = 0.379\text{ m}^3$

Volume du mortier pour enduit intérieur de 1 cm d'épaisseur

= $1\text{ m}^3 \cdot 12 \cdot 0.01 = 0.12\text{ m}^3$

Volume total du mortier = $1\text{ m}^3 \cdot (0.379 + 0.12) = 0.499\text{ m}^3$

Nous proposons un dosage de 300 kg de ciment et $1\text{ m}^3/\text{m}^3$ de sable :

Quantité du Ciment = $300\text{ kg/m}^3 \cdot 0.499\text{ m}^3 = 149.7\text{ kg}$

Quantité de sable = $1\text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot 0.499\text{ m}^3 = 0.499\text{ m}^3$

- volume du béton pour ces ouvrages

V du béton de la dalle de couverture (350 kg/m^3) = $[1\text{ m}^3 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 0.1)] \cdot 5 = 0.5\text{ m}^3$

V du béton pour le radier (350 kg/m^3) = $[1\text{ m}^3 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 0.15)] \cdot 5 = 0.75\text{ m}^3$

V du béton de propreté (300 kg/m^3) = $[1\text{ m}^3 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 0.05)] \cdot 5 = 0.25\text{ m}^3$

Avec le dosage indiqué respectivement ci-haut ; sable $0.4\text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80\text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
350 kg/m^3	0.5 m^3	175 kg	0.4 m^3	0.2 m^3
350 kg/m^3	0.75 m^3	262.5 kg	0.6 m^3	0.3 m^3
300 kg/m^3	0.25 m^3	75 kg	0.2 m^3	0.1 m^3
Total	-	512.5 kg	1.2 m^3	0.6 m^3

- Pour le coffrage

Couverture = $1\text{ m}^2 \cdot ((1 \cdot 0.15 \cdot 2) + (1 \cdot 0.15 \cdot 2)) = 0.6\text{ m}^2$

Radier = $1\text{ m}^2 \cdot ((1 \cdot 0.1 \cdot 2) + (1 \cdot 0.1 \cdot 2)) = 0.4\text{ m}^2$

Surface totale à coffrer = $(0.6 \text{ m}^2 + 0.4 \text{ m}^2) * 5 = 5 \text{ m}^2$

Surface d'une planche = $1 \text{ m}^2 * 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$

Nombre de planches = $5 \text{ m}^2 / 0.525 \text{ m}^2 = 9.524$ planches soit 10 planches

Quantité des clous = $0.15 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m}^2 = 0.75 \text{ kg}$

- Armatures

Nous prenons les aciers de \varnothing_6 dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

➤ dans le sens de la longueur : $\frac{0.8}{0.15} + 1 = 6.33$ barres de 0.8 m

➤ dans le sens de la largeur : $\frac{0.8}{0.15} + 1 = 6.33$ barres de 0.8 m

Soit une longueur totale de : $(6.33 * 0.8 \text{ m}) * 2 = 10.128 \text{ m}$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m :

$10.128 \text{ m} / 12 \text{ m} = 0.844 \approx 1$ barre \varnothing_6 de 12 m

Pour le radier :

➤ dans le sens de la longueur : $\frac{1}{0.15} + 1 = 7.67$ barres de 1 m

➤ dans le sens de la largeur : $\frac{1}{0.15} + 1 = 7.67$ barres de 1 m

Soit une longueur totale de : $(7.67 * 1 \text{ m}) * 2 = 15.34 \text{ m}$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m : $15.34 \text{ m} / 12 \text{ m} = 1.28 \approx 2$ barres \varnothing_6 de 12 m chacune

Nombre d'armatures total = $3 \varnothing_6 * 5 = 15$ barres \varnothing_6 de 12 m

Fil à ligaturer = $1 \text{ kg} * 0.003^2 * 3.14 * (15 * 12) * 7850 * 5\% = 2 \text{ kg}$

Nous prenons en considérations les mêmes pertes éventuelles que précédemment pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation.

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	662.2	1.05	695.31
Sable	m ³	1.099	1.15	1.264
Gravier	m ³	1.2	1.15	1.38
Planches	pièces	10	1.15	12
Briques	pièces	840	1.10	924
Armatures	pièces Ø ₆ de 12 m	15	1.15	18
Clous	kg	0.75	1.20	1
Fil à ligaturer	kg	2	1.20	2.5

Tableau VI.5 : Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les chambres de vanne pour BF

VII.2.4. Bornes fontaines

Le décapage de la terre végétale prendra une profondeur de 30 cm et nous allons ajouter 1 m sur tous les côtés pour avoir de l'espace de travail.

La base des bornes fontaines sera en béton posée sur un lit de pose de 5 cm d'épaisseur sur 1.5m de longueur et 1 m de largeur. Nous avons pour le présent projet 5 bornes fontaines.

- Décapage = $1 \text{ m}^3 * 2.5 * 2 * 0.3 * 5 = 7.5 \text{ m}^3$
- Fouille = $1 \text{ m}^3 * (1.5 * 1 * 0.3) * 5 = 2.25 \text{ m}^3$
- Béton de propreté (dosage 300 kg/m³) = $1 \text{ m}^3 * (1.5 * 1 * 0.05) * 5 = 0.375 \text{ m}^3$

$$\text{Béton de plateforme (dosage 350 kg/m}^3) = 1 \text{ m}^3 * (1.5 * 1 * 0.15) * 5 = 1.125 \text{ m}^3$$

$$\text{Béton du pilier (dosage 350 kg/m}^3) = 1 \text{ m}^3 * (0.3/2)^2 * 3.14 * 1.003 * 5 = 0.36 \text{ m}^3$$

Avec le dosage du ciment indiqué respectivement ci-haut ; sable 0.4 m³/m³ et le gravier 0.80 m³/m³ ; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
300 kg/m ³	0.375 m ³	112.5kg	0.3 m ³	0.15 m ³
350 kg/m ³	1.125 m ³	394 kg	0.9 m ³	0.45 m ³

- Armatures

Pour la plateforme de BF :

- dans le sens de la longueur : $\frac{1.5}{0.15} + 1 = 11$ barres de 1 m
- dans le sens de la largeur : $\frac{1}{0.15} + 1 = 7.67$ barres de 1.5 m

Soit une longueur totale de :

$$(11 \cdot 1\text{m}) + (7.67 \cdot 1.5\text{ m}) = 22.505\text{ m}$$

On aura le nombre de barres \varnothing_6 de 12 m :

$$22.505\text{ m} / 12\text{m} = 1.88 \approx 2 \text{ barres } \varnothing_6 \text{ de 12 m chacune}$$

Pour le pilier de la BF :

Nous prenons forfaitairement 1 barre \varnothing_8 de 12 m et 5 étriers d'une longueur développée de 0.942 m chacune

Pour 5 BF, on a :

2 barres $\varnothing_6 \cdot 5 = 10$ barres \varnothing_6 de 12 m chacune

1 barre $\varnothing_8 \cdot 5 = 5$ barres \varnothing_8 de 12 m chacune

$$\text{Fil à ligaturer} = 1\text{kg} \cdot ((0.003^2 \cdot 3.14 \cdot (10 \cdot 12) \cdot 7850) + (0.004^2 \cdot 3.14 \cdot (5 \cdot 12) \cdot 7850)) \cdot 5\% = 2.502\text{ kg}$$

- Pour le coffrage

- Plateforme = $1\text{ m}^2 \cdot (1.5 \cdot 0.15 \cdot 2) + (1 \cdot 0.15 \cdot 2) = 0.75\text{ m}^2$

Pour 5 BF, on a: $St = 0.75\text{ m}^2 \cdot 5 = 3.75\text{ m}^2$

Surface d'une planche = $3.5 \cdot 0.15 = 0.525\text{ m}^2$

Nombre de planches = $3.75\text{ m}^2 / 0.525\text{ m}^2 = 7.14$ planches

Quantité des clous = $0.15\text{ kg/m}^2 \cdot 3.75\text{ m}^2 = 0.563\text{ kg}$

- Pour le pilier, nous allons utiliser les triplex :

Longueur développée du pilier = $0.3\text{m} \cdot 3.14 = 0.942\text{ m}$

Hauteur du pilier = 1.003 m

Surface du pilier = $0.942\text{m} \times 1.003\text{m} = 0.945 \text{ m}^2$ soit 1m^2

Pour 5 BF, on a : $1\text{m}^2 \times 5 = 5 \text{ m}^2$

Nous prenons en considérations les mêmes pertes éventuelles que précédemment pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation.

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	632.5	1.05	664.167
Sable	m^3	0.744	1.15	0.86
Gravier	m^3	1.488	1.15	2.48
Planches	pièces	7.14	1.15	4
Armatures	pièces \varnothing_6 de 12 m	10	1.15	12
	pièces \varnothing_8 de 12 m	5	1.15	6
Triplex	m^2	5	-	5
Clous	kg	0.563	1.20	1
Fil à ligaturer	kg	2.502	1.20	3

Tableau VI.6 : Récapitulatif des matériaux nécessaires pour la BF

VII.2.5. Réservoirs

1. Travaux préparatoires

Comme nous l'avons fait pour la BF, nous allons aussi laisser 1 m de part et d'autre pour avoir de l'espace de travail.

➤ 1 Réservoirs de 10 m^3 (Diamètre extérieur = 3.83m)

- Décapage : $V = (1\text{m}^3 \times (3.83+1) \times (3.83+1) \times 0.3) \times 1 = 6.999 \text{ m}^3$
- fouille : $V = (1\text{m}^3 \times ((4.03^2 \times 3.14) / 4) \times 1) \times 1 = 12.749 \text{ m}^3$
- béton de propreté (300 kg/m^3): $V = 1\text{m}^3 \times ((4.03^2 \times 3.14) / 4) \times 0.05 \times 1 = 0.637 \text{ m}^3$

Volume du radier (350 kg/m^3) = $1\text{m}^3 \times ((4.03^2 \times 3.14) / 4) \times 0.2 \times 1 = 2.549 \text{ m}^3$

Volume de la dalle (350 kg/m^3) = $(1 \text{ m}^3 * ((4.03^2 * 3.14) / 4) * 0.15) * 1 = 1.912 \text{ m}^3$

Avec un dosage donné ; sable $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80 \text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	sable
300 kg/m^3	0.637 m^3	191.1 kg	0.510 m^3	0.255 m^3
350 kg/m^3	2.549 m^3	892.15kg	2.039 m^3	1.019 m^3
350 kg/m^3	1.912 m^3	669.2 kg	1.530 m^3	0.764 m^3
Total	-	8008.35 kg	4.078 m^3	2.039 m^3

Volume du mortier pour enduit (dosage 400 kg/m^3) :

$$V = (1 \text{ m}^3 * ((3.47^2 * 3.14 / 4) - (3.47 - 0.03)^2 * 3.14 / 4)) * 1.89 * 3 = 0.921 \text{ m}^3$$

Avec le dosage de 400 kg/m^3 ; sable $1 \text{ m}^3/\text{m}^3$, nous avons :

$$\text{Ciment} = 400 \text{ kg/m}^3 * 0.921 \text{ m}^3 = 368.4 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (0.921 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) = 0.921 \text{ m}^3$$

Mortier pour parois (dosage 300 kg/m^3) :

Pour le réservoir de 10 m^3 , nous avons déjà trouvé que :

- Le volume des parois = 3.507 m^3
- le volume des moellons = 2.981 m^3
- le volume du mortier = 0.53 m^3

Avec le dosage de 300 kg/m^3 ; sable $1 \text{ m}^3/\text{m}^3$, nous avons :

$$\text{Ciment} = (300 \text{ kg/m}^3 * 0.53 \text{ m}^3) * 1 = 159 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (0.53 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) * 1 = 0.53 \text{ m}^3$$

- Armatures

Pour le radier :

$$(5 \phi_{10} / \text{m} * 4.03 \text{ m} * 2) * 1 = 40.3 \phi_{10} \text{ de } 4.03 \text{ m de longueur chacune soit } 14 \phi_{10} \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

Pour la dalle :

$(4\phi_8 /m*3.93m*2)*1=31.44$ ϕ_8 de 3.93 m de longueur chacune soit 11 ϕ_8 de 12 m chacune

Fil à ligaturer = $1kg*(0.006^2*3.14*(14*12)*7850) + (0.004^2*3.14*(11*12)*7850))*5\%=10.05kg$

- Coffrage

Pour le radier :

S à coffrer = $(1m^2*(4.03*0.35)*4)= 5.642m^2$

Surface d'une planche = $3.5*0.15=0.525 m^2$

Nombre de planches = $5.642 / 0.525 = 11$ planches

Quantité des clous = $0.15 kg/m^2*5.642 m^2=0.846 kg$ soit 1 kg

Pour la dalle :

S à coffrer = $(1m^2*(3.93*0.15)*4 + (3.93^2*3.14)/4)= 14.482 m^2$

Surface d'une planche = $3.5*0.15=0.525 m^2$

Nombre de planches = $14.482/0.525=26$ planches

Quantité des clous = $0.15 kg/m^2*14.482m^2=2.172 kg$ soit 3 kg

➤ Réservoirs de $15 m^3$ (Diamètre extérieur = 4.27 m)

- Décapage : $V = (1m^3*(4.27+1)*(4.27+1)*0.3) = 8.322 m^3$
- fouille : $V = (1m^3*((4.47^2*3.14)/4)*1) = 15.685 m^3$
- béton de propreté ($300 kg/m^3$): $V = 1m^3*((4.47^2*3.14)/4)*0.05 = 0.784m^3$

Volume du radier ($350 kg/m^3$) = $1m^3*((4.47^2*3.14)/4)*0.3 = 4.706 m^3$

Volume de la dalle ($350 kg/m^3$) = $(1m^3*((4.37^2*3.14)/4)*0.15) = 2.249m^3$

Avec un dosage donné ; sable $0.4 m^3/m^3$ et le gravier $0.80 m^3/m^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	sable
$300 kg/m^3$	$0.784 m^3$	235.2 kg	$0.6272m^3$	$0.3136m^3$
$350 kg/m^3$	$4.706 m^3$	1647.1kg	$3.7648m^3$	$1.8824m^3$
$350 kg/m^3$	$2.249 m^3$	787.15kg	$1.7992m^3$	$0.8996m^3$
Total	-	2669.45kg	$6.1912m^3$	$3.0956m^3$

Volume du mortier pour enduit (dosage 400kg/m³) :

$$V = (1\text{m}^3 * ((3.47^2 * 3.14 / 4) - (3.47 - 0.03)^2 * 3.14 / 4)) * 1.89 * 3 = 0.307 \text{ m}^3$$

Avec le dosage de 400 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = 400 \text{ kg/m}^3 * 0.307 \text{ m}^3 = 122.8 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (0.307 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) = 0.307 \text{ m}^3$$

Mortier pour parois (dosage 300 kg/m³) :

Pour le réservoir de 15 m³, nous avons déjà trouvé que :

- Le volume des parois = 9.187 m³
- le volume des moellons = 7.809 m³
- le volume du mortier = 1.378 m³

Avec le dosage de 300 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = (300 \text{ kg/m}^3 * 1.378 \text{ m}^3) = 413.4 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (1.378 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) = 1.378 \text{ m}^3$$

- Armatures

Pour le radier :

$$(5 \phi_{12} / \text{m} * 4.47 \text{ m} * 2) = 44.7 \phi_{12} \text{ de } 4.47 \text{ m de longueur chacune soit } 17 \phi_{12} \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

Pour la dalle :

$$(4 \phi_8 / \text{m} * 4.37 \text{ m} * 2) * 3 = 34.96 \phi_8 \text{ de } 4.37 \text{ m de longueur chacune soit } 13 \phi_8 \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

$$\text{Fil à ligaturer} = 1 \text{ kg} * (0.007^2 * 3.14 * (17 * 12) * 7850) + (0.004^2 * 3.14 * (13 * 12) * 7850) * 5\% = 16 \text{ kg}$$

- Coffrage

Pour le radier :

$$S \text{ à coffrer} = (1 \text{ m}^2 * (4.47 * 0.35) * 4) = 6.258 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 6.258 / 0.525 = 12 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 6.258 \text{ m}^2 = 0.9387 \text{ kg soit } 1 \text{ kg}$$

Pour la dalle :

$$S \text{ à coffrer} = (1\text{m}^2 * (4.37 * 0.15) * 4 + (4.37^2 * 3.14) / 4) = 17.61 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 17.61 / 0.525 = 34 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 17.61 \text{ m}^2 = 2.6415 \text{ kg soit } 3 \text{ kg}$$

Réservoir de 20m³ (Diamètre extérieur =4.614m)

- Décapage : $V = 1\text{m}^3 * (4.614 + 1) * (4.614 + 1) * 0.3 = 9.455 \text{ m}^3$
- fouille : $V = 1\text{m}^3 * ((4.814^2 * 3.14) / 4) * 1 = 18.192 \text{ m}^3$
- béton de propreté (dosage 300 kg/m³) : $V = 1\text{m}^3 * ((4.814^2 * 3.14) / 4) * 0.05 = 0.9096 \text{ m}^3$

$$\text{Volume radier (dosage 350 kg/m}^3) : V = 1\text{m}^3 * ((4.814^2 * 3.14) / 4) * 0.4 = 7.277 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume dalle (dosage 350 kg/m}^3) : V = 1\text{m}^3 * ((4.714^2 * 3.14) / 4) * 0.25 = 4.361 \text{ m}^3$$

Avec un dosage donné ; sable 0.4 m³/m³ et le gravier 0.80 m³/m³ ; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
300 kg/m ³	0.9096 m ³	272.88	0.72768	0.36384
350 kg/m ³	7.227 m ³	2529.45	5.7816	2.8908
350 kg/m ³	4.361 m ³	1526.35	3.4888	1.7444
Total	-	4328.68	9.99808	4.99904

Volume du mortier pour enduit (dosage 400kg/m³) :

$$V = 1\text{m}^3 * (3.714^2 * 3.14 / 4) - (3.714 - 0.03)^2 * 3.14 / 4 * 2.054 = 0.357 \text{ m}^3$$

Avec le dosage de 400 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = 400 \text{ kg/m}^3 * 0.357 \text{ m}^3 = 142.8 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (0.357 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) = 0.357 \text{ m}^3$$

Mortier pour parois (dosage 300 kg/m³) :

Pour le réservoir de 15 m³, nous avons déjà trouvé que :

- Le volume des parois = 9.284 m³
- le volume des moellons = 7.8914 m³
- le volume du mortier = 1.3926 m³

Avec le dosage de 350 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = 300 \text{ kg/m}^3 * 1.326 \text{ m}^3 = 397.8 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = 1.392 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3 = 1.392 \text{ m}^3$$

- Armatures

Pour le radier :

$6\phi_{12}/m*4.814\text{ m}^2=57.768\ \phi_{12}$ de 4.814 m de longueur chacune soit 24 ϕ_{12} de 12 m chacune

Pour la dalle :

$6\phi_8/m*4.814\text{ m}^2=57.768\phi_8$ de 4.814 m de longueur chacune soit 24 ϕ_8 de 12 m chacune

-fil à ligaturer= $1\text{ kg}*(0.010^2*3.14*(35*12)*7850)+(0.004^2*3.14*(24*12)*7850))*5\%=58\text{ kg}$

- Coffrage

Pour le radier :

S à coffrer = $1\text{ m}^2*(4.814*0.35)*4=6.739\text{ m}^2$

Surface d'une planche = $3.5*0.15=0.525\text{ m}^2$

Nombre de planches = $6.739/0.525=13$ planches

Quantité des clous = $0.15\text{ kg/m}^2*6.739\text{ m}^2=1.01\text{ kg}$ soit 1.5 kg.

Pour la dalle :

S à coffrer = $1\text{ m}^2*(4.814*0.25)*4 + (4.814^2*3.14)/4 = 23.006\text{ m}^2$

Surface d'une planche = $3.5*0.15=0.525\text{ m}^2$

Nombre de planches = $23.006/0.525=44$ planches

Quantité des clous = $0.15\text{ kg/m}^2*23.006\text{ m}^2=3.5\text{ kg}$

Réservoir de 50 m^3 (Diamètre extérieur = 5.976 m)

- Décapage : $V=1\text{ m}^3*(5.976+1)*(5.976+1)*0.3=6.263\text{ m}^3$
- fouille : $V=1\text{ m}^3*((6.176^2*3.14)/4)*1=29.942\text{ m}^3$
- béton de propreté (dosage 300 kg/m^3) : $V=1\text{ m}^3*((6.176^2*3.14)/4)*0.05=1.198\text{ m}^3$

Volume radier (dosage 350 kg/m^3) : $V=1\text{ m}^3*((6.176^2*3.14)/4)*0.4=11.977\text{ m}^3$

Volume dalle (dosage 350 kg/m^3) : $V=1\text{ m}^3*((6.176^2*3.14)/4)*0.25=7.485\text{ m}^3$

Avec un dosage donné ; sable $0.4\text{ m}^3/\text{m}^3$ et le gravier $0.80\text{ m}^3/\text{m}^3$; on a :

dosage	volume	ciment	gravier	Sable
300 kg/m^3	1.198	359.4	0.9584	0.4792
350 kg/m^3	11.977	4191.95	9.5816	4.7908
350 kg/m^3	7.485	2619.75	5.988	2.994
Total	-	7171.1	16.528	8.264

Volume du mortier pour enduit (dosage 400kg/m³) :

$$V = 1\text{m}^3 * (5.176^2 * 3.14 / 4) - (5.176 - 0.03)^2 * 3.14 / 4 * 2.381 = 0.576 \text{ m}^3$$

Avec le dosage de 400 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = 400 \text{ kg/m}^3 * 0.576 \text{ m}^3 = 230.4 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = (0.576 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3) = 0.576 \text{ m}^3$$

Mortier pour parois (dosage 300 kg/m³) :

Pour le réservoir de 50 m³, nous avons déjà trouvé que :

- Le volume des parois = 16.674 m³
- le volume des moellons = 14.172 m³
- le volume du mortier = 3.454 m³

Avec le dosage de 350 kg/m³ ; sable 1 m³/m³, nous avons :

$$\text{Ciment} = 300 \text{ kg/m}^3 * 3.454 \text{ m}^3 = 1036.2 \text{ kg}$$

$$\text{Sable} = 3.454 \text{ m}^3 * 1 \text{ m}^3/\text{m}^3 = 3.454 \text{ m}^3$$

- Armatures

Pour le radier :

$$8\phi_{20}/\text{m} * 6.176 \text{ m} * 2 = 98.816 \phi_{20} \text{ de } 6.176 \text{ m de longueur chacune soit } 51 \phi_{20} \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

Pour la dalle :

$$6\phi_8 / \text{m} * 6.178 \text{ m} * 2 = 74.136 \phi_8 \text{ de } 6.178 \text{ m de longueur chacune soit } 39 \phi_8 \text{ de } 12 \text{ m chacune}$$

$$\text{-fil à ligaturer} = 1 \text{ kg} * (0.010^2 * 3.14 * (58 * 12) * 7850) + (0.004^2 * 3.14 * (39 * 12) * 7850) * 5\% = 95 \text{ kg}$$

- Coffrage

Pour le radier :

$$S \text{ à coffrer} = 1 \text{ m}^2 * (6.176 * 0.35) * 4 = 8.6464 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 8.6464 / 0.525 = 17 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 8.6464 \text{ m}^2 = 1.29696 \text{ kg soit } 1.5 \text{ kg.}$$

Pour la dalle :

$$S \text{ à coffrer} = 1\text{m}^2 * (6.176 * 0.25) * 4 + (6.176^2 * 3.14) / 4 = 36.188 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'une planche} = 3.5 * 0.15 = 0.525 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = 36.188 / 0.525 = 69 \text{ planches}$$

$$\text{Quantité des clous} = 0.15 \text{ kg/m}^2 * 36.188 \text{ m}^2 = 6 \text{ kg}$$

Nous prenons en considérations les mêmes pertes éventuelles que précédemment pour tous les matériaux qui se détériorent lors de leur utilisation.

Nous aurons alors :

Matériaux	Unités	Quantité	Coefficient de sécurité	Quantité à commander
Ciment	kg	25048.38	1.05	26300.799
Sable	m ³	27.31264	1.15	31.409536
Gravier	m ³	36.84176	1.15	42.368024
Moellons	m ³	32.8534	1.15	37.78141
Planches	pièces	226	1.15	259.9
Armatures	pièces Ø ₈ de 12 m	74	1.15	85.1
	Pièces Ø ₁₀ de 12m	14	1.15	16.1
	pièces Ø ₁₂ de 12 m	41	1.15	47.15
	pièces Ø ₂₀ de 12 m	51	1.15	58.65
Clous	kg	20.5	1.2	24.6
Fil à ligaturer	kg	169	1.2	202.8

Tableau VI.7 : Récapitulatif des matériaux nécessaires pour les réservoirs

VII.3. Détails quantitatifs et estimatifs du projet

No	Désignation des ouvrages	U	Q	PU	PT
0	Installation du chantier	-	FF	-	1000000
	Sous -Total 0				1 000 000
1	Captage de la source				
	Décapage	m ³	40.000	2000	80000
	Fouille	m ³	33,6	6000	201600
	Moellons et gravier	m ³	10,8	15000	162000
	Tuyau captant	m	12.000	5000	60000
	Sable	m ³	2,4	10000	24000

	Feuille plastique	m ²	12.000	5000	60000
	Argile	m ³	6.000	10000	60000
	Remblai	m ³	12,42	2000	24840
	Longueur du fil barbelé	m	320.000	2000	640000
	Clôture	piquets	31.000	10000	310000
	Sous-Total 1				1 622 440
2	Conduites d'alimentation				
	Décapage	m ³	2497.170	2000	4994340
	Fouille	m ³	2996.604	6000	17979624
	Sable	m ³	986.855	10000	9868550
	Remblai	m ³	2297.520	2000	4595040
	Tuyaux PVC 63, PN 6 de longueur de 6 m	pièces	91	25000	2275000
	Tuyaux PVC 50,PN 10 de longueur de 6 m	pièces	265	25000	6625000
	Tuyaux PVC 40, PN 16 de longueur de 6 m	pièces	59	25000	1475000
	Tuyaux PVC 40, PN 10 de longueur de 6 m	pièces	723	20000	14460000
	Tuyaux PVC 32, PN 16 de longueur de 6 m	pièces	257	20000	5140000
	Sous-Total 2				67412554
3	Chambres de répartition				
	Décapage	m ³	5.616	2000	11232
	Fouille	m ³	6.720	6000	40320
	Ciment	sacs	20.000	28000	560000
	Sable	m ³	1.788	10000	17880
	Gravier	m ³	1.855	15000	27825
	Briques	pièces	1980.000	45	89100
	Planches	pièces	11.000	3500	38500
	Armatures	Ø ₆	21.000	10000	210000
	Clous	kg	1.000	3500	3500

	Fil à ligaturer	kg	3.000	4000	1
	Sous-Total 3				101
4	Chambre de ventouse				
	Décapage	m ³	3.432	2000	
	Fouille	m ³	7.680	6000	4
	Ciment	sacs	15.000	28000	42
	Sable	m ³	1.601	10000	1
	Gravier	m ³	1.059	15000	1
	Briques	pièces	2464.000	45	11
	Planches	pièces	6.000	3500	2
	Armatures	Ø ₆	11.000	10000	11
	Clous	kg	0.500	3500	
	Fil à ligaturer	kg	1.920	4000	
	Sous-Total 4				74
5	Chambre de purge				
	Décapage	m ³	5.304	2000	
	Fouille	m ³	10.752	6000	6
	Ciment	sacs	24.000	28000	6
	Sable	m ³	1.994	10000	
	Gravier	m ³	1.845	15000	
	Briques	pièces	2576.000	45	1
	Planches	pièces	8.000	3500	
	Armatures	Ø ₆	24.000	10000	2
	Clous	kg	6.000	3500	
	Fil à ligaturer	kg	3.200	4000	
	Sous-Total 5				12
6	Chambres de vanne pour BF				
	Décapage	m ³	6.000	2000	
	Fouille	m ³	4.000	6000	

	Ciment	sacs	14.000	28000	39
	Sable	m ³	1264.000	10000	1264
	Gravier	m ³	1.380	15000	2
	Briques	pièces	924.000	45	4
	Planches	pièces	12.000	3500	4
	Armatures	Ø ₆	18.000	10000	18
	Clous	kg	1.000	3500	
	Fil à ligaturer	kg	2.500	4000	
	Sous-Total 6				133
7	Bornes fontaines				
	Décapage	m ³	7,5	2000	
	Fouille	m ³	2,25	6000	
	Ciment	sacs	14.000	28000	3
	Sable	m ³	0,86	10000	
	Gravier	m ³	2,48	15000	
	Triplex	m ²	5.000	15000	
	Planches	pièces	4.000	3500	
	Armatures	Ø ₆	12.000	10000	1
	Armatures	Ø ₈	6.000	20000	1
	Clous	kg	1.000	3500	
	Fil à ligaturer	kg	3.000	4000	
	Sous-Total 7				8
8	Réservoirs				
	Décapage	m ³	39.375	2000	
	Fouille	m ³	76.568	6000	
	Ciment	sacs	527.000	28000	14
	Sable	m ³	31.409	10000	
	Gravier	m ³	42.368	15000	

	Moellons	m ³	37.781	25000	94
	Planches	pièces	259.900	3500	90
	Armatures de 12 m	Ø ₈	85.1	20000	170
		Ø ₁₀	16.100	25000	402
		Ø ₁₂	47.15	30000	141
		Ø ₂₀	58.65	50000	292
	Clous	kg	24.600	3500	8
	Fil à ligaturer	kg	202.800	4000	8
	Sous-Total 8				2900
	Total Général				11860
	Main d'œuvre 30 %				3558
	Imprévus 10%				11863
	Total Général 1				16600
	Taxe sur Valeur Ajouté 18 %				2988
	Total Général 2				19590

Tableau VII.8 Devis estimatif

Nous disons une somme de cent quatre-vingt quinze million neuf cents septante neuf mille cinq cents vingt-sept francs burundais.

VII.4. Planning des travaux

Dans la construction, 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 à :

- Déterminer les étapes de déroulement des travaux, c'est-à-dire d'établir le calendrier des tâches ;
- Connaître les relations existantes entre différentes activités pour prévoir le flux du personnel, des matériaux et du matériel à certains moments de la réalisation du projet ;
- Savoir à quel moment on a besoin de tels matériaux 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.

Pour le présent projet, nous choisissons le planning classique appelé également « graphique de GANTT ». Cette méthode est simple tant au niveau de la présentation qu'au niveau de la lecture. C'est un graphique à deux entrées :

- **En ordonnée** : désignation des phases des travaux dans l'ordre technique d'exécution
- **En abscisse** : Les dates prévues pour l'exécution de ces travaux.

Alors les barres horizontales de longueurs variables selon la durée de faisabilité sont placées en face de ces activités.

VII.4.1. Planification des tâches

Désignation de l'activité	U	Q	T.E.M (h/U)	T (h)	T (sem.)	Norm d'ou
installation de chantier : 1 semaine	FF	1	-	-	-	10
Décapage de la terre végétale :5 semaines	m ³	2595.661	3.5	9084.8135	227.1203375	46
Fouille des canalisations et ouvrages du G.C : 9 semaines	m ³	3138.174	5.2	16318.5048	407.96262	46
lit de sable pour enrobage : 5 semaines	m ³	986.855	2.5	2467.1375	61.6784375	13
Pose des conduites : 5semaines	ml	8323.9	0.5	4161.95	104.04875	21
Remblayage et étalage : 4 semaines	m ³	2297.5206	5.5	12636.36	315.909	79
Maçonnerie en briques : 1semaine	m ³	6.0542	15	90.813	2.270325	3
Maçonnerie en moellons : 4 semaines	m ³	55.455	47	2606.39	65.159	17
coffrage : 2 semaines	m ²	139.65	2	397.21	9.93	5
Ferrailage : 2 semaines	kg	3725.1	0.3	1189.08	29.727	15
coulage et mise en place du béton : 2 semaines	m ³	78.2	18	1498.88	37.45	18.
Décoffrage : 1 semaine	m ²	139.65	0.3	41.89	1.49	2
Nettoyage et repliement : 1 semaine	FF		-	-	-	10

Tableau VII.9 .Planification des activités

VII.4.2 .Planning des travaux (à l'aide du graphique de Gantt)

ACTIVITES	MOIS															
	1				2				3				4			
SEMAINES	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	
Installation de chantier	■															
Décapage de la terre végétale	■	■	■	■	■	■										
Fouille de canalisation et ouvrages du génie civil		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
lit de sable pour enrobage								■	■	■	■			■	■	
Pose des conduites et accessoires									■	■	■	■	■	■	■	
Remblayage et étalage											■	■	■	■	■	
Maçonnerie en briques											■	■				
Maçonnerie en moellons								■	■	■	■	■				
Béton armé																
Coffrage											■	■	■			
Ferraillage												■	■	■	■	
Bétonnage													■	■	■	
Décoffrage														■	■	
Essai de pression																
Mise en service																
Nettoyage et repliement																

Tableau VII.10: Graphique de Gantt (planning des activités)

CHAPITRE VIII. CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

VIII.1. CONCLUSION GENERALE

L'eau est une source de bien être, indispensable et toujours un élément très important pour tous les êtres vivants, ainsi qu'un confort d'un développement socio-économique harmonieux.

Par conséquent, certains coins du Burundi souffrent beaucoup d'un manque considérable d'eau potable en qualité et en quantité suffisante ; c'est pour cette raison que nous avons décidé de consacrer notre projet de fin d'études sur : **«LE PROJET D'ADDUC D'EAU POTABLE DE KARUYIGI EN COMMUNE DE GITEGA DE LA PROVINCE GITEGA »**, parce que cette commune à laquelle nous avons attaché une attention particulière n'est pas aussi à l'abri de rareté d'eau potable dans certaines zones, ce qui peut provoquer nombreuses maladies d'origine hydriques.

Les besoins en eau de la population que nous avons évalué nous a rassuré que la source de captage est suffisant pour alimenter les localités que nous avons considérées dans notre projet, car la valeur trouvée du débit nécessaire jusqu'à l'an 2034 est inférieure à ce que la source fournit à l'étiage que l'environnement reste protégé.

Sur tout le long de notre réseau, l'eau sera distribuée gravitairement à partir de la chambre de départ jusqu'aux différents réservoirs de distribution par les conduites en PVC.

Comme notre projet est suffisamment vaste du fait qu'il envisage de nombreux aspects tels que la topographie, la démographie, la géographie (climatologie) et la géotechnique, nous sommes reconnaissant qu'il n'est pas traité sous ses divers aspects par les moyens matériels et financiers.

Nos encouragements sont portés à d'autres chercheurs afin de contribuer ou de financer des compléments comme par exemple sur l'étude géotechnique des assises des réservoirs traitant des projets pareils.

VIII.2. Recommandations

Pour contribuer à la bonne gestion des ressources d'AEP, nous aimerions donner quelques recommandations très importantes parce qu'un réseau d'AEP où ses ouvrages sont mal entretenus se détériore très rapidement et les bénéficiaires restent en souffrance de l'accessibilité à l'eau potable.

De toutes ces problématiques, nous recommandons ce qui suit :

Au Gouvernement :

- D'engager et former des agents locaux pour suivre et veiller rigoureusement sur l'état du réseau ;
- De déterminer et d'évaluer toutes les ressources d'eau disponibles pour les zones alimentées en eau potable ;
- De disponibiliser les fonds spéciaux pour construire des centrales hydroélectriques d'autres comme centrales à l'énergie éolienne, l'énergie solaire dans le but d'améliorer le bien être de la population en ayant l'accès à l'AEP par pompage dans les zones où l'alimentation par le système gravitaire est pratiquement impossible.
- De sensibiliser la population à respecter les méthodes de planning familiale et limiter le taux de croissance de la population qui occasionne une consommation en eau très élevée ;
- De réhabiliter les réseaux existants non fonctionnels.

A la Régie Communale de l'Eau :

- D'organiser des comités de sensibilisations et de formations envers les bénéficiaires du réseau pour la bonne gestion des infrastructures et ressources hydrauliques ;
- L'autorité administrative communale doit fixer une certaine somme qui sera payée par les bénéficiaires pour que les travaux d'entretien des ressources soient assurés en bonne forme.
- De donner des remarques aux usagers de ressources en eau pour la sauvegarde des infrastructures et des sanctions y relative pour ceux qui ne respectent pas la recommandation.

BIBLIOGRAPHIE

I. Ouvrages généraux

1. André Dupont : Hydraulique Urbaine, ouvrage et distribution (Tome 1 et 2); éd Seyroles, Paris 1979-1981
2. WAGNER E-G., Approvisionnement en eau des zones rurales et des agglomérations, Genève, 1961
3. Gomela: La distribution d'eau dans les agglomérations Urbaines et rurales édition mis à jour, Paris, Seyroles, 1980.
4. Skatt: Manuel technique pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, St Gal

II. Mémoires

1. BATUNGWANAYO Désiré et HAVYARIMANA Oswald : Projet d'Alimenta eau potable en milieu rural : Cas du réseau RUSHIKA –KARINZI en Co MUSIGATI, Province BUBANZA, projet de fin d'Etudes, UB 2009
2. NTIKAJAHATO Jean Epimaque et NDURURUTSE Frédéric : Projet d'adductio potable en milieu rural : Cas du réseau KIYANGE-CANGWE-GAKERE-KIZITI commune KIREMBA dans la Province NGOZI. Projet de fin d'étude, Univer Burundi 2012
3. NAHIMANA Fabrice : Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation potable pour le réseau MUYEBE – RUZIBA; projet de fin d'étude

III. Notes de cours

1. Dr Ir NIYONGABO Henri, Hydraulique Urbaine, ITS3° AU, 2011-2012
2. Msc Ir MIKEREGO Emmanuel, Technologie de Construction, ITS 3° AU, 2011-2
3. Msc Ir NIYONZIMA William, Métré et Etudes des prix, ITS 4° AU, 2012-2013
4. Msc Ir NIYONZIMA William, Hydraulique Générale, ITS 2° AU, 2010-2011

ANNEXE 1

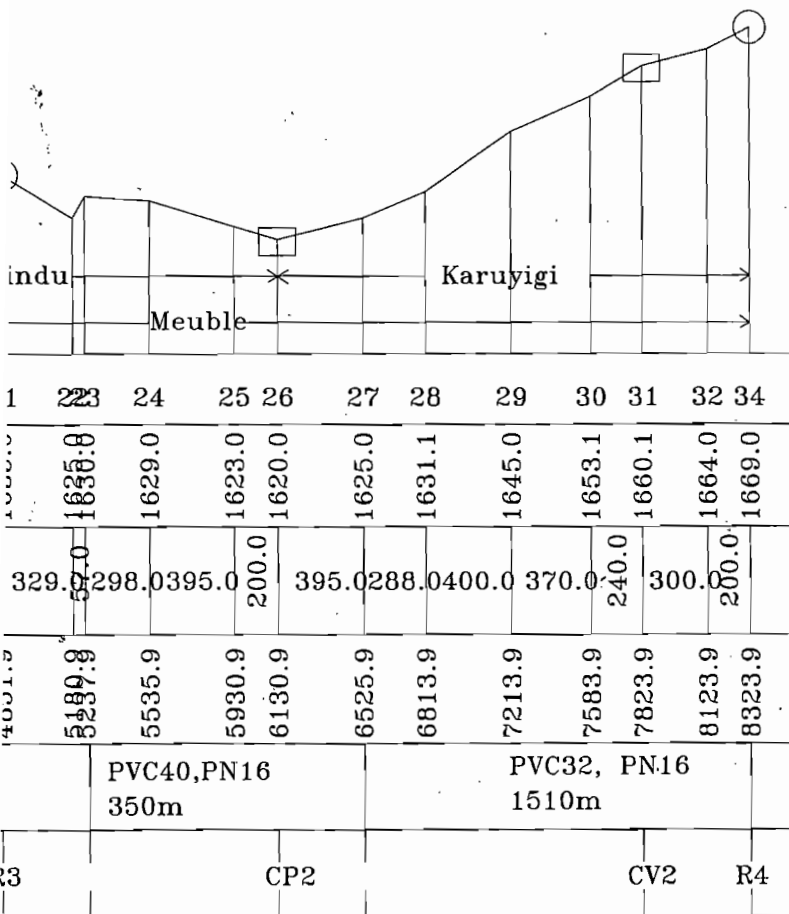
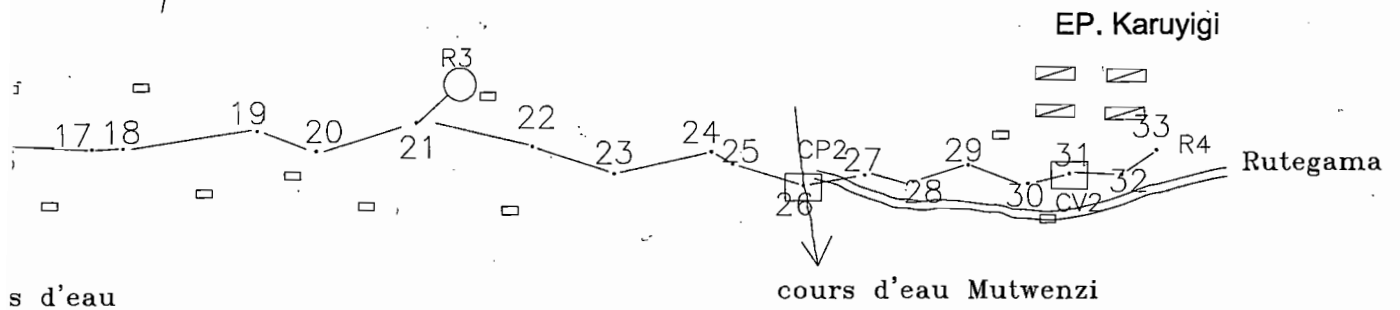
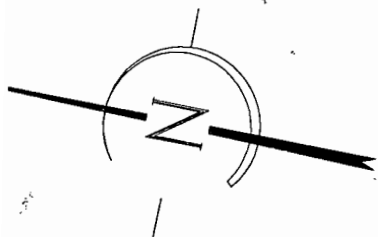
Tableau des diamètres normalisés des conduites

AG	PVC			
	D.E (mm)	PN (N/mm ²)	D.I (mm)	D.I (m)
-	20	16	16.0	
-	25	16	21	
1"	32	16	26.8	
1"1/4	40	16	33.6	
		10	36.0	
1"1/2	50	16	42.0	
		10	44.8	
2"	63	16	53.0	
		10	56.6	
		6	58.4	
2"1/2	75	16	63.2	
		10	67.4	
		6	69.8	
3"	90	16	75.8	
		10	80.8	
		6	83.6	
4"	110	16	92.4	
		10	98.8	
		6	102.8	

ANNEXE 2

Tableau des sections d'aciers

Ø	Poids au mètre	sections d'aciers								
d mm	P kg	1 barres cm ²	2 barres cm ²	3 barres cm ²	4 barres cm ²	5 barres cm ²	6 barres cm ²	7 barres cm ²	8 barres cm ²	9 barres cm ²
5	0.154	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.55
7	0.302	0.38	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08	3.46
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.53
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.8
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26
25	3.854	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.54	56.28	64.32	72.36
40	9.865	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10



REPUBLIQUE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET
DE L'URBANISME

Source Mbizi II Débit: 1,34 l/s

PROFIL EN LONG & PLAN DE SITUATION
 Commune Gitega
 Province Gitega

Dessiné par: HARINGANJI Olivier
 &
MUGABO M. Armand

ECHELLES

1/1000

→ 1/20 000