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

Projet d'adéquation et d'extension du réseau d'alimentation en eau potable du centre urbain d'Ijenda Horizon 2006-2026

Bagona, Jean Bosco; Bayuhire, Félix; Sous la direction de : Ir.Daniel Ngendakuriyo

2006-07
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2307

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

UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET D'ADEQUATION ET D'EXTENSION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE URBAIN D'IJENDA HORIZON 2006-2026

Par

BAGONA Jean Bosco
et

BAYUHIRE Félix

SOUS LA DIRECTION DE :

Ir.Daniel NGENDAKURIYO

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

BUJUMBURA, JUILLET 2006

DEDICACE

A mon Dieu tout puissant,

A mon regretté père,

A ma chère mère,

A mes frères et sœurs,

A mes cousins et cousines

Je dédie ce travail

Jean Bosco BAGONA

A mon Dieu tout puissant,

A mon regretté père qui est parti tôt,

A ma chère mère,

A ma tante sœur Rde Jeannine NINGEZA,

A mes regrettés grands parents,

A mes frères et sœurs,

A mes cousins et cousines,

Je dédie ce travail

Félix BAYUHIRE

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, une grande occasion nous est offerte pour exprimer nos sincères sentiments de reconnaissance à toute personne qui a contribué directement ou indirectement à l'aboutissement de ce travail.

Nous pensons plus particulièrement à l'Ir.NGENDAKURIYO Daniel, Professeur à l'Institut Technique Supérieur qui, malgré ses multiples occupations professionnelles, a accepté la direction de ce projet.

Nos remerciements s'adressent également à tous les professeurs de l'Institut Technique Supérieur et de la Faculté des Sciences Appliquées spécialement à ceux du Département de génie civil pour la formation scientifique, morale et intellectuelle qu'ils nous ont dispensé tout au long de notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde déférence.

Enfin à toute la communauté universitaire spécialement à celle du campus KIRIRI, à tous les étudiants de l'Institut Technique Supérieur, à tous nos amis et connaissances, qui nous ont témoigné d'une façon ou d'une autre un réel attachement à la réussite de notre formation, nous disons merci.

TABLE DES MATIERES

	Page
DEDICACE	I
REMERCIEMENTS	Ii
TABLE DES MATIERES	iii
INTRODUCTION GENERALE	1
Ière Patie : ANALYSE PHYSIQUE DU CENTRE URBAIN D'IJENDA	2
CHAP.I : PRESENTATION DU CENTRE URBAIN D'IJENDA	2
I.1. Aperçu géographique et description du centre	2
I.2. La naissance du centre urbain	2
I.3. Croissance du centre urbain d'Ijenda	5
I.4. Périmètre urbain d'Ijenda , délimitation de 1999	6
I.5. Place du centre urbain d'Ijenda dans le pays	9
CHAP.II : ANALYSE DU SITE NATUREL ET DES DONNES PHYSIQUES	10
II.1. La morphologie	10
II.2. Climatologie	10
II.3. Hydrographie et bassin versant	10
II.4. La voirie dans le centre urbain	12
CHAP.III : ASPECT DEMOGRAPHIQUE ET EVOLUTION DE LA POPULATION D'IJENDA	14
III.1. Population du milieu environnant	14
III.2. Population du périmètre urbain d'Ijenda	15
III.2.1. Population de l'ancien périmètre urbain	15
III.2.2. Population du centre urbain accusant un déficit en eau	15
III.2.3. Population de la zone d'extension du quartier Mujejuru	16
III.2.4. Taille des ménages dans la zone urbaine d'Ijenda	16
III.2.5. Population du projet	17
III.3. Revenus des ménages	17
III.3.1. Introduction	17
III.3.1.1. Quartier Rwibaga	17
III.3.1.2. Quartier des missionnaires	18
III.3.1.3. Quartier spontané de Mujejuru	18
III.3.1.4. Quartier mixte sur la RN7	18
III.3.1.5. Quartier spontané Est du quartier des missionnaires	18
III.3.1.6. Quartier Gakarakara	19
III.3.1.7.Quartier moyen standing de MUJEJURU	19
III.3.2. Répartition des revenus sur l'ensemble des ménages	19
IIème Partie : ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE	20
CHAP.I : DESCRIPTION DE L'ADDUCTION D'EAU EXISTANTE	20
I.1. Introduction	20
I.2. Capacité des réservoirs de stockage existants	20
I.3. Exploitation et problèmes du réseau	23
I.4. Structure de fonctionnement d'une Régie communale de l'eau	24
I.5. Déficit en eau dans le réseau existant	24

CHAP.II : EVALUATION DES BESOINS ACTUELS EN EAU DU QUARTIER RESIDEDNTIEL DE MUJEJURU..... 26
II.1. Introduction..... 26
II.2. Effectif à desservir..... 26
II.3. Calcul des besoins 27
II.3.1. Besoins privés..... 27
II.3.2. Besoins collectifs..... 27
II.4. Cumull des besoins en eau à l'an 2006..... 28
II.5. Augmentation des débits sur l'horizon d'étude..... 28
II.6. Quantité d'eau à produire..... 29
II.6.1. Pertes d'eau..... 29
II.6.2. Production de pointe..... 29
II.6.3. Calcul de la production d'eau maximum..... 29
CHAP.III : ETUDE FAITE SUR LES SOURCES DE MUKIKE 31
III.1. Potentialité de la région..... 31
III.2. Les sources retenues..... 31
III.3. La qualité des eaux à usages domestiques..... 32
III.3.1. Critères impératifs..... 32
III.3.1.1. critères bactériologiques..... 32
III .3.1.2. Critères chimiques..... 32
III.3.2. Critères souhaitables..... 33
III.4. La qualité des eaux de Rwiyago..... 33
IIIème Partie : RENFORCEMENT DES CAPACITES EXISTANTES ET ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU NOUVEAU QUARTIER DE MEJEJURU..... 35
CHAP.I : CAPTAGE..... 35
I.1. Introduction..... 35
I.2. Nature des sources..... 35
I.2.1. Source d'affleurement..... 36
I.2.2. Source de déversement..... 36
I.2.3. Source d'émergence..... 37
I.3. Proposition du système de captage..... 37
I.3.1. Principe de captage..... 37
I.3.2. Schéma illustratif de captage transversal..... 38
I.3.3. Schéma illustratif de captage longitudinal..... 39
I.3.4. Protection des ouvrages de captage.. 40
CHAP.II : SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE..... 41
II.1. Types d'alimentation. 41
II.1.1. Système gravitaire..... 41
II.1.2. Système par pompage..... 41
II.1.3. Systèmes combinés..... 41
II.1.4. Choix du système d'alimentation..... 41
II.2. Adduction gravitaire..... 42
II.2.1. Rappels hydrauliques générales..... 42
II.2.2. Profil piézométrique..... 43
II.2.3. Schéma du réseau à calculer..... 45
II.2.4. Calcul du réseau gravitaire..... 46

CHAP.III : POMPAGE 50
III.1. Rappels théoriques..... 50
III.1.1. Généralités..... 50
III.1.2. Classification des pompes..... 50
III.1.3. Constitution d'une pompe centrifuge et son principe de FonctionnemenT..... 51
III.1.3.1. Constitution d'une pompe centrifuge..... 51
III.1.3.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge..... 52
III.1.4. Rôle des principaux organes d'une pompe 52
III.1.5. Pompes semblables..... 53
III.1.5.1. Loi de similitude des pompes semblables..... 53
III.1.5.2. Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge..... 54
III.1.6. Aspiration des pompes 56
III.1.6.1. Capacité pratique d'aspiration en dépression..... 56
III.1.6.2. Net Positive Sunction Head..... 56
III.1.6.3. Etude du phénomène de cavitation..... 57
III.2. Description et emplacement de la station de pompage..... 58
III.3. Equipements hydrauliques de la station pompage..... 58
III.3.1. Equipements en amont..... 58
III.3.2. Equipements en aval..... 58
III.4. Durée ,de pompage..... 59
III.5. Bâche d'aspiration..... 59
III.5.1. Description de la bâche d'aspiration..... 59
III.5.2. Dimensionnement de la bâche d'aspiration..... 59
III.6. Calcul de la conduite de refoulement..... 60
III.6.1. Calcul du débit de refoulement..... 60
III.6.2. Calcul du diamètre du tuyau..... 60
III.6.3. Détermination des caractéristiques de la pompe..... 60
III.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique d'élévation (Hg)..... 61
III.6.3.1.1. Calcul de la hauteur géométrique d'aspiration (Ha)..... 61
III.6.3.1.2. Calcul de la hauteur géométrique de refoulement 61
III.6.3.1.3. Calcul de la hauteur géométrique d'élévation..... 63
III.6.3.2. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{MT})..... 63
III.6.3.2.1.Calcul des pertes de charge dans la conduite de refoulement 63
III.6.3.2.1.1. Calcul des pertes de charges linéaires..... 64
III.6.3.2.1.2. Calcul des pertes de charge à l'aspiration..... 65
III.6.3.2.1.3. Calcul des pertes de charges singulières..... 65
III.6.3.2.1.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (H_{MT})..... 66
III.6.4. Choix de la pompe..... 66
III.6.4.1. Accouplement moteur-pompe..... 66
III.6.4.2. Calcul de la puissance de la pompe..... 67
III.6.4.3. Calcul de la puissance du moteur d'entraînement..... 67
III.6.4.4. Choix de la pompe..... 68
III.6.5. Vérification de la condition de non cavitation..... 68
III.6.6. Amorçage de la pompe..... 69

IV.3. Méthode de protection de refoulement contre les coups de bélier..... 71
IV.4. Méthode adopté..... 71
IV.4.1. Exposé de la méthode de calcul simplifiée..... 71
IV.4.2. Calcul du réservoir d'air par la méthode simplifiée 73
IV.4.2.1. Données du problème..... 73
IV.4.2.2. Calcul..... 73
IV.4.2.2.1. La célérité de l'onde..... 73
IV.4.2.2.2. Valeur du coup de bélier..... 73
IV.4.2.2.3. Détermination des dimensions géométriques du réservoir d'air 75
IV.4.2.2..4. Schéma de montage du réservoir d'air..... 77

CHAP.V. STOCKAGE DE L'EAU..... 78
V.0. Introduction..... 78
V.1. Utilité du réservoir de stockage..... 78
V.2. Capacité du réservoir de stockage..... 79
V.2.1. Généralités..... 79
V.2.2. Débit d'entrée (QE)..... 79
V.2.3. Débit de sortie (QS)..... 79
V.2.4. Graphique cumulé des eaux entrées et sorties..... 82
V.3. Calcul du réservoir de stockage..... 82
V.3.1. Introduction..... 82
V.3.2. Choix de la forme du réservoir..... 83
V.3.3. Dimensionnement d'un réservoir circulaire..... 84
V.3.3.1. Détermination de l'extremum S(d)..... 84
V.3.3.2. Calcul des armatures..... 86
V.3.3.2.1. Dalle de couverture..... 86
V.3.3.2.1.1. Calcul des charges..... 86
V.3.3.2.1.2. Calcul des moments..... 86
V.3.3.2.1.3. Calcul des armatures de la dalle..... 87
V.3.3.2.2. Poutre..... 89
V.3.3.2.2.1. Définition..... 89
V.3.3.2.2.2. Calcul des charges..... 89
V.3.3.2.2.2.1. Charges uniformes..... 89
V.3.3.2.2.2.2. Charges triangulaires..... 89
V.3.3.2.2.2.3. Charges d'exploitation..... 90
V.3.3.2.2.3. Calcul des moments..... 90
V.3.3.2.2.4. Calcul des armatures (A l'ELS)..... 90
V.3.3.2.3. Poteau..... 92
V.3.3.2.3.1. Définition..... 92
V.3.3.2.3.2. Calcul des charges..... 93
V.3.3.2.3.3. Calcul des armatures..... 93
V.3.3.2.4. Paroi circulaire..... 95
V.3.3.2.4.1. Introduction..... 95
V.3.3.2.4.2. Calcul de la traction dans la paroi..... 96
V.3.3.2.4.3. Diagramme de l'effort de traction dans la paroi..... 97
V.3.3.2.4.4. La traction dans les viroles..... 97
V.3.3.2.4.5. Le moment de flexion vertical..... 99
V.3.3.2.4.5.1. Diagramme des moments de flexion..... 100
V.3.3.2.4.5.2. Les aciers verticaux..... 101

V.3.3.2.5. Radier..... 101
V.3.3.2.5.1. Calcul des charges..... 101
V.3.3.2.5.1.1 Sur le pourtour du radier..... 101
V.3.3.2.5.1.2. Sur le radier..... 102
V.3.3.2.5.2. Charge totale sur le sol..... 104
V.4. Schéma du réservoir de stockage..... 105
V.4.1. Vue en plan du réservoir..... 105
V.4.2. Poutraison de la dalle du réservoir..... 105
V.4.3. Schéma de la coupe du réservoir..... 106
V.5. Fontainerie d'équipement du réservoir..... 106

CHAP.VI : RESEAU DE DISTRIBUTION 108
VI.1. Généralités..... 108
VI.2. Détermination de la conduite d'adduction..... 108
VI.2.1. Tracé de la conduite..... 108
VI.2.2. Débit dans la conduite..... 108
VI.2.3. Diamètre de conduites..... 108
VI.2.4. Vitesse d'écoulement..... 109
VI.2.5. Pression..... 109
VI.3. Calcul du réseau de distribution..... 109
VI 3.1. Types de réseau..... 109
VI.3.2. Présentation du réseau adopté..... 109
VI.3.3. Répartition des débits dans les tronçons..... 110
VI.3.4. Calcul des conduites ramifiés..... 111
VI.3.4.1. Principe de calcul..... 111
VI.3.4.2. Dimensionnement des conduites de distribution..... 112
VI.3.4.3. Calcul des pertes de charges dans les conduites de distribution..... 114
VI.3.4.4. Calcul de la pression au sol..... 115

CHAP.VII : ESTIMATION DU COUT DU PROJET..... 118
VII.1. Introduction..... 118
VII.2. Métré des canalisations..... 118
VII.2.1. Fouille des canalisations..... 118
VII.2.2. Coupe schématique d'une canalisation..... 119
VII.2.3. Tableau synthétisant le métré des canalisations..... 120
VII.2.4. Les conduites à commander..... 120
VII.3. Evaluation de la maçonnerie de la chambre de visite..... 121
VII.4. Evaluation des matériaux pour le réservoir de stockage..... 123
VII.4.1 Détermination de la quantité du béton..... 123
VII.4.2. Détermination de la quantité d'armatures..... 124
VII.5. Devis estimatif des travaux..... 127
VII.6. Planning des travaux selon GANTT..... 130
VII.7. Présentation du planning des travaux selon GANTT 131
VII.8. Coût de la main d'œuvre..... 132

CHAP.VIII : ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU..... 133
VIII.1. Introduction..... 133
VIII.2.Organisation de l'entretien..... 133
VIII.3. Entretien technique des divers éléments..... 133

VIII.3.1. La station de pompage..... 133
VIII.3.2. Réservoir chambre collectrice, chambre de purge et de ventouse 134
VIII.4. Source des frais..... 134

CONCLUSION GENERALE..... 135

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... 136

ANNEXES

O. INTRODUCTION GENERALE

Certes l'eau est une ressource naturelle indispensable aux êtres vivants car elle est symbole d'hygiène, de santé, de joie de vivre. Sa qualité et quantité sont déterminantes à la longévité des êtres vivants.

Pour gagner ce paris, l'autorité ayant les travaux publics dans ses attributions est obligée de mettre en place un plan directeur d'aménagement du territoire, ce qui donne naissance aux villes ou extension de centres urbains.
Suite à cette croissance et compte tenu des besoins de l'homme en eau potable, il revient aux Ingénieurs de concevoir et faire exécuter des projets en vue de satisfaire aux besoins primordiaux des êtres humains.

C'est dans cette optique que nous avons jugé bon d'apporter notre pierre à l'étude du « **PROJET D'ADEQUATION ET D'EXTENSION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE URBAIN D'IJENDA** ».

Pour y parvenir comme dans toute autre étude, le constat a été que ce dernier accuse un déficit en eau potable en son centre surtout en période de saison sèche. De part ce déficit, l'extension de ce centre par un autre quartier sur la colline Mujejuru nécessite une alimentation en eau potable.

Vu les moyens et le temps consacré à un sujet aussi vaste, nous avons préféré et jugé acceptable d'en approcher l'étude selon les volets suivants :

- l'analyse physique du centre urbain d'Ijenda ;
- l'étude des besoins et potentialité de la région ;
- renforcement des capacités par captage de trois sources à Rwiyago, alimentation et distribution par un réseau ramifié ;
- l'évaluation du coût estimatif du projet et présentation du planning des travaux ;
- l'exploitation et l'entretien du réseau.

I[ère] Partie : ANALYSE PHYSIQUE DU CENTRE URBAIN D'IJENDA

Chapitre.I : PRESENTATION DU CENTRE URBAIN D'IJENDA

I.1. Aperçu géographique et description

Le centre urbain d'Ijenda se trouve sur la crête Congo Nil au Sud de la Commune Mugongo-Manga. Il est à 39 Km de la capitale Bujumbura sur la RN7 route reliant Bujumbura-Jenda-Matana-Rutovu. Il est situé entre 3°25 et 3°30 latitudes Sud et 29°30-29°35 longitudes Est.

Du point de vue relief, la région s'inscrit dans la crête Congo Nil à une altitude moyenne d'environ 2350m. Les plus hauts sommets qui s'imposent au centre urbain d'Ijenda sont Mukike au Sud-ouest, Manga au Nord-ouest et Mugongo au Nord avec une altitude d'environ 2500m. A l'Ouest sur le bassin du Congo se trouvent les contreforts surplombant la plaine de l'Imbo et à l'Est sur le bassin du Nil des collines allongées.

Le climat est frais avec une pluviosité supérieure ou égale à 1500 mm par an et une température moyenne de 15°C. Bref la région connaît un climat tropical humide de montagnes.

La végétation naturelle était jadis une forêt ombrophile de montagnes. Avec la mise en valeur agricole, les feux de brousse et la surpâturage, elle a disparu et a laissé place à un couvert végétal d'éragnostic qui est le stade ultime de la dégradation de la forêt. Cependant, il subsiste quelques espèces végétales dans les gorges des vallées témoins des espèces anciennes dominées par des plantations d'eucalyptus.

I.2. La naissance du centre urbain d'Ijenda

Le centre urbain d'Ijenda trouve ses origines dans l'implantation de la paroisse sur la colline Ijenda en 1932 par des missionnaires en collaboration avec le chef de la région de l'époque NYEMANA qui avait ses résidences respectivement sur la colline Mubira et à l'emplacement actuel du Lycée Etoiles des Montagnes d'Ijenda.
En 1932, la construction d'un dispensaire à Ijenda.
En 1940, l'actuelle Eglise Saint Aloys d'Ijenda est construite.

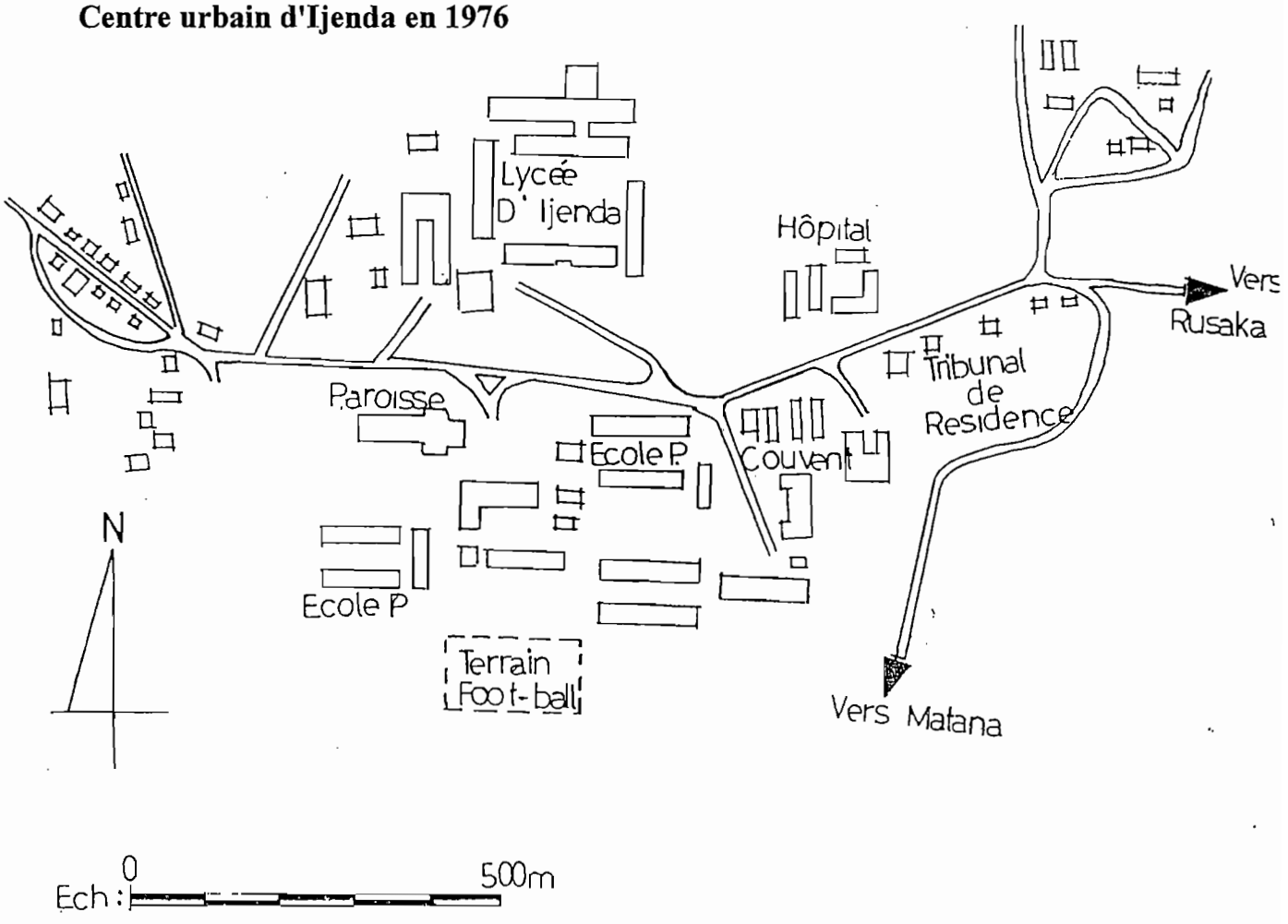
En 1954, construction d'un dispensaire à Rwibaga à 3,5 km d'Ijenda actuel hôpital de Rwibaga.

Le 23 mars 1959, la pose de la première pierre pour la construction d'un couvent et d'une école primaire pour les filles par les sœurs annociates.

En 1965, inauguration de la maternité d'Ijenda et du Lycée Etoile des Montagnes pour filles.

En 1973, inauguration de l'hôpital d'Ijenda.

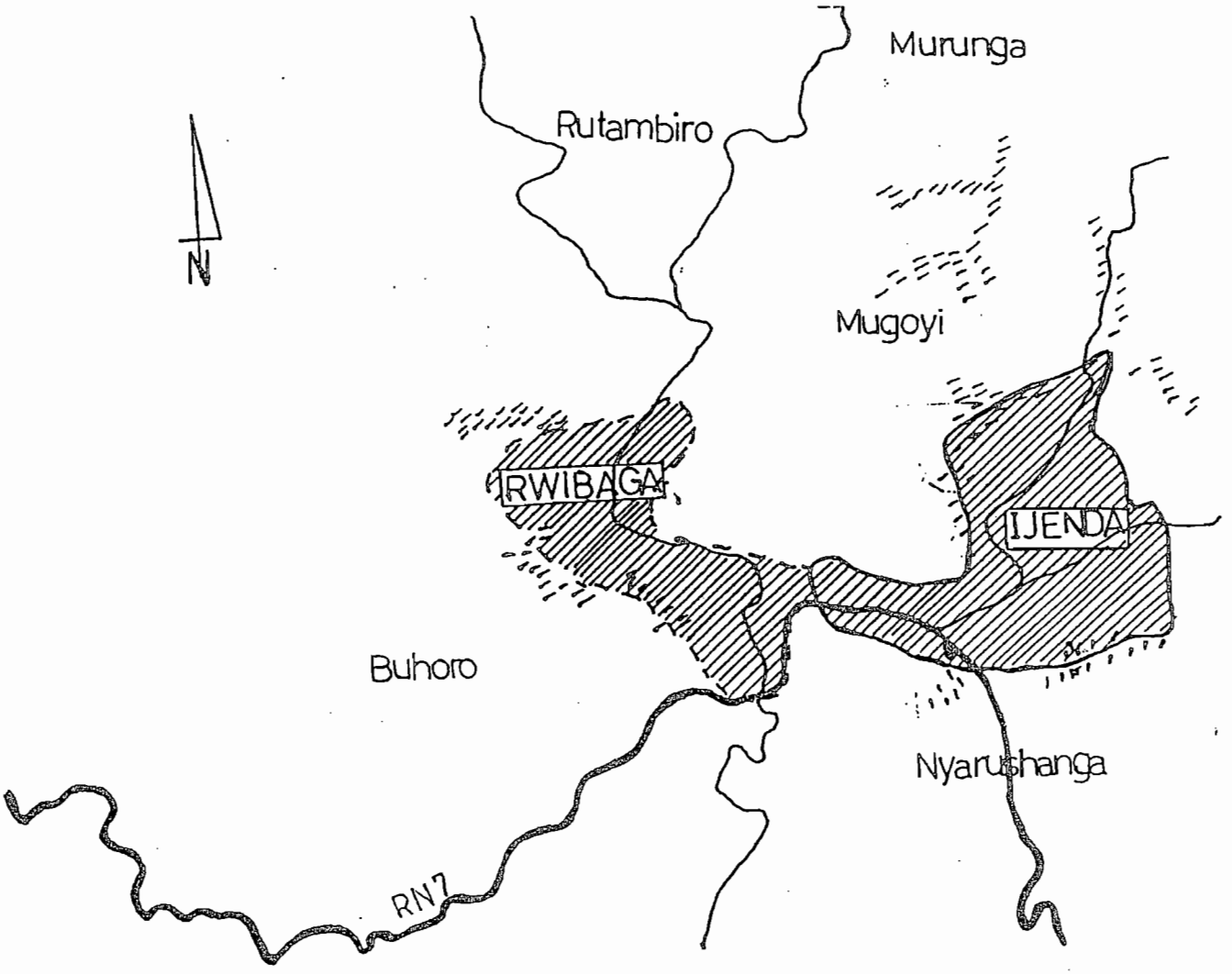
Centre urbain d'Ijenda en 1976



I.3. Croissance du centre urbain d'Ijenda

Jusqu'en 1983, Ijenda n'était qu'un centre des équipements religieux, scolaires et sanitaires. Le centre urbain d'Ijenda quitte son immobilisme en 1984 avec la construction de l'usine à thé d'Ijenda constituant ainsi l'activité industrielle du centre. Au cours de la même année, la RN7 est construite constituant à tour la fonction commerciale et touristique. Il est devenu un centre de collecte des produits vivriers qui sont ensuite acheminés vers Bujumbura.

I.4. Périmètre urbain d'Ijenda, Délimitation de 1999



[11] source : ACU

Description du centre urbain d'Ijenda

A l'Ouest, l'ancienne limite du périmètre urbain d'Ijenda commence sur la RN7 vers Bujumbura, à la hauteur d'une buse située entre PK38 et 39, remonte vers le Nord par un thalweg sur la colline de Mujejuru lieu de notre travail de fin d'études en passant à 50 m à l'Ouest du pylône électrique n°116. Elle redescend alors jusqu'à la piste vers Rwibaga en passant derrière le boisement qui délimite l'ancien cimetière de Mujejuru.

Au Nord, la limite suit cette piste en direction du centre d'Ijenda jusqu'environ 100 m de la piste de transformation de la REGIDESO. Elle redescend ensuite par un thalweg vers la vallée de la Nyagasera qu'elle suit en direction de la vallée de la Nyabuyumpu jusqu'au pont de la route vers Rusaka.

Au Nord-Est, elle continue dans la vallée de la Nyabuyumpu jusqu'à son confluent avec la vallée qui limite au nord la colline Kivogero. Elle remonte alors cette vallée pour prendre celle de Kabari, qu'elle remonte jusqu'à 50 m de la piste menant à Mpumbu.

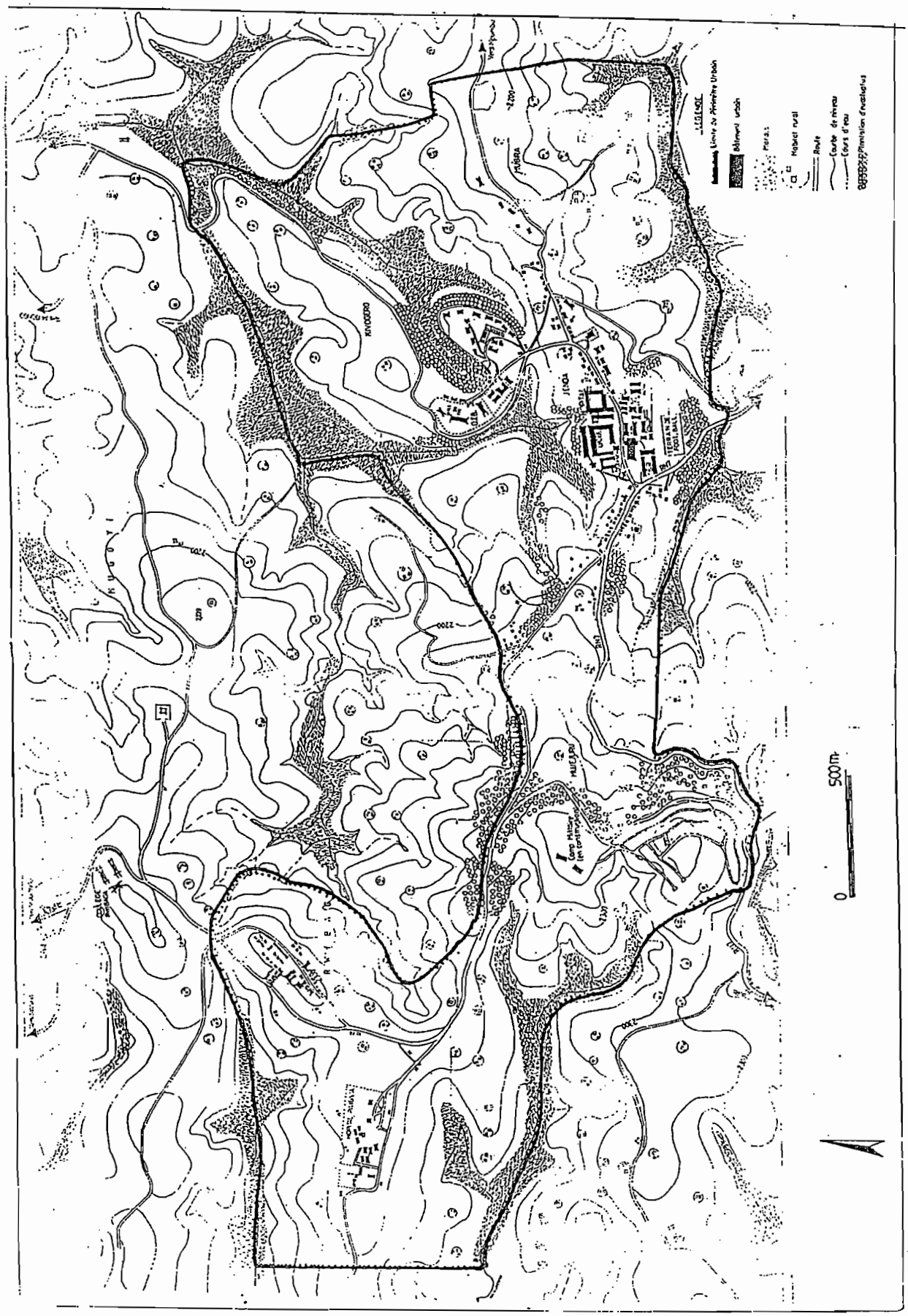
A l'Est la limite remonte en suivant cette piste à une distance de 50 m, puis la franchit pour redescendre par un thalweg jusqu'au fond de la vallée de Rugobe.

Au Sud, la limite remonte la vallée de Rugobe, traverse la RN7 vers Matana, continue toujours dans cette même vallée, pour remonter au fond de celle-ci par un thalweg jusqu'à la buse située sur la RN7 vers Bujumbura, entre le PK38 et 39 à l'Ouest.

L'extension du périmètre urbain d'Ijenda sur la colline Mujejuru, le Chef lieu de la Commune Mugongo-Manga et l'hôpital de Rwibaga entre la route menant vers le bureau communal et le thalweg de Ngoma. Superficie estimée à 554 ha . Altitude moyenne : 2302 m .

L'extension du centre urbain d'Ijenda suit actuellement la direction Est-Ouest. A l'Ouest sur la colline de Mujejuru, l'urbanisme a vendu après lotissement environ 245 parcelles en grande partie destinées à l'habitation moyen standing. Sur la même colline au Nord-Ouest sera installée une Brigade des nouvelles forces de défenses nationales et sa construction est déjà terminée. Elle abritera un effectif d'au moins de 2 bataillons sur une superficie de 30.5 ha.

Centre urbain d'Ijenda en 2001



I.5. Place du centre urbain d'Ijenda dans le pays

Actuellement, le centre est classé dans la catégorie des centres urbains et occupe la 25ème place avec 53% des points alors qu'il était 18ème dans la classification de 1986 avec 50%. Toutefois, le centre de Rwibaga n'a pas été tenu en considération alors qu'il se situe dans le périmètre urbain.

Chapitre II: ANALYSE DU SITE NATUREL ET DES DONNEES PHYSIQUES

II.1. La morphologie

Le centre urbain d'Ijenda se trouve dans le prolongement de la crête Congo-Nil à une altitude d'au moins 2350 m. Ce centre se situe dans une grande zone à forte pente de l'ordre de 15 à 25%.
Le quartier d'extension de Mujejuru se trouve juste sur la crête Congo-Nil à côté de la RP43.

II.2. Climatologie

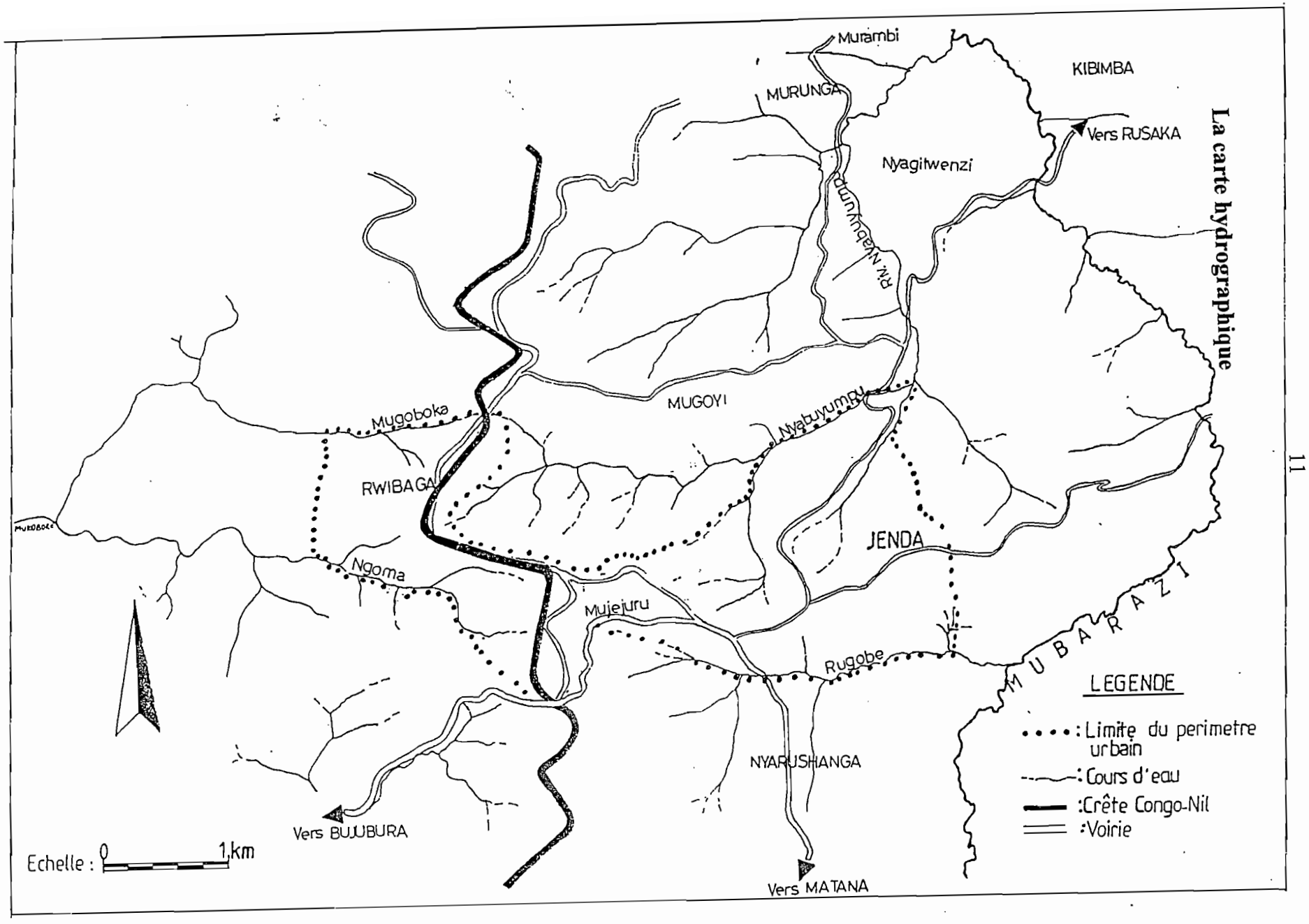
Comme toute la région Mugamba, Ijenda connaît un climat tropical humide de montagne avec une pluviosité supérieure ou égale à 1500 mm/an et une température moyenne de 15°C.

II.3. Hydrographie et bassin versant

En général, le centre urbain d'Ijenda est situé à la fois sur le Bassin Congo et Bassin du Nil (ou encore du Lac Tanganyika et Bassin de la Ruvubu) avec respectivement 29% et 71% de la superficie du périmètre urbain.

En particulier, sur notre zone d'étude d'extension de Mujejuru, les eaux sont déversées comme suit :

- Une grande partie des eaux dans les rivières Ngoma et Mugoboka lesquelles collectées par Mukobore puis dans Kanyosha et enfin dans le Lac Tanganyika.
- La partie restante des eaux du quartier Mujejuru, sera déversée dans les rivières Rugobe et Nyabuyumpu qui se jettent dans la rivière Mubarazi principal collecteur du Bassin Nil dans la région Mugamba.


La carte hydrographique
Murambi
KIBIMBA
MURUNGA
Vers RUSAKA
Nyagitwenzi
R.Nabuyumpu
MUGOYI
Nyabuyumpu
Mugoboka
RWIBAGA
JENDA
Ngoma
Mujejuru
Rugobe
MUBARAZI
NYARUSHANGA
Vers BUJUBURA
Vers MATANA
Echelle : 0 1,km
LEGENDE
: Limite du perimetre urbain
: Cours d'eau
: Crête Congo-Nil
: Voirie

II.4. La voirie dans le centre urbain d'Ijenda

Comme les autres centres urbains du pays, le centre urbain d'Ijenda selon la proposition du plan de réaménagement, il y aura trois types de voirie :

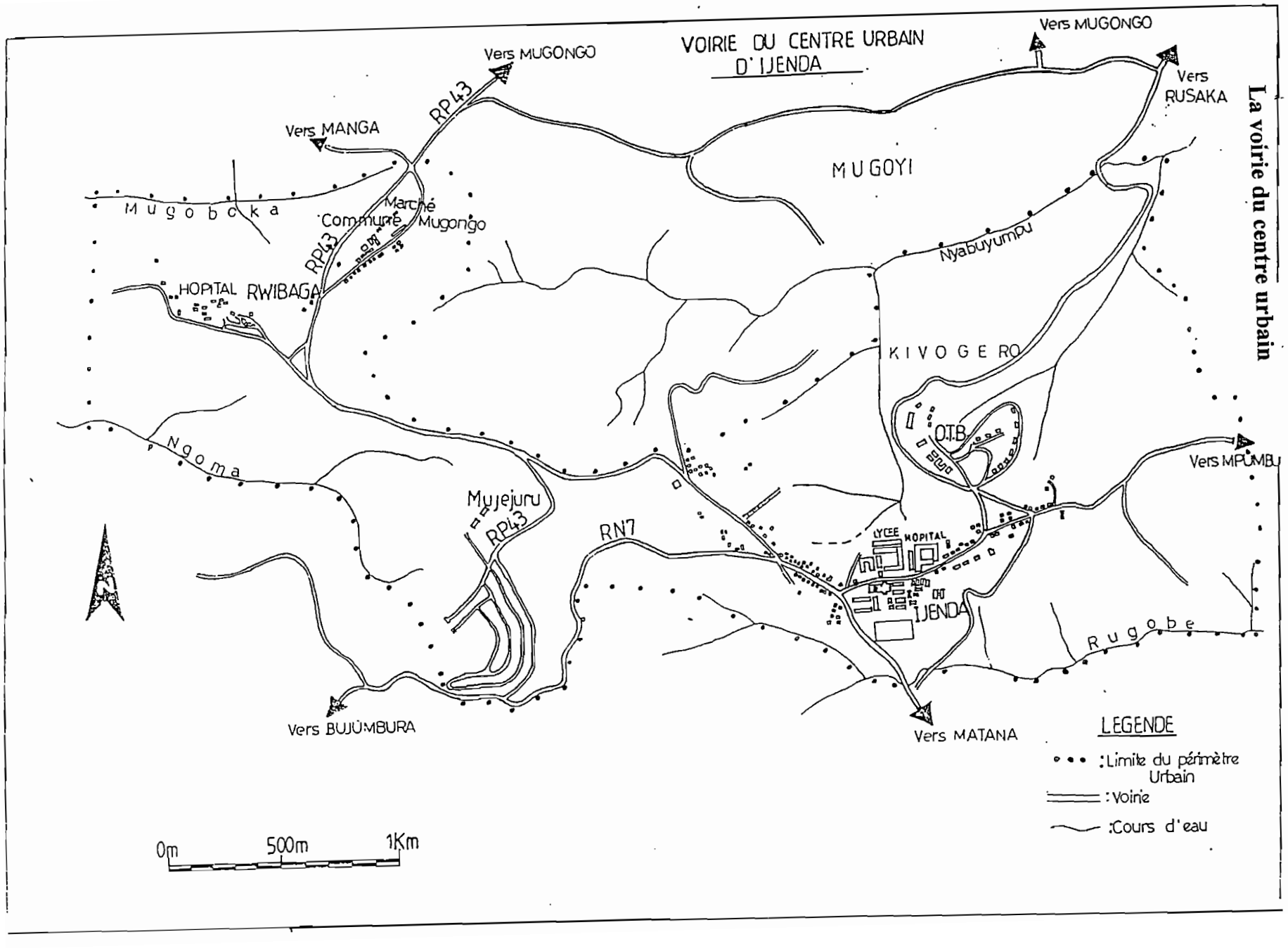
- Voirie primaire
- Voirie secondaire
- Voirie tertiaire

La voirie primaire a pour rôle d'assurer la liaison régionale ou nationale.
La voirie secondaire assure essentiellement la liaison entre les zones et la voirie tertiaire assure les parcours terminaux jusqu'au seuil de l'immeuble.

La voirie primaire du centre urbain d'Ijenda est déjà existante, il y a :

- la RN7 : Route Nationale n°7 reliant Buja-Ijenda-Rutovu
- la RP43 : reliant Ijenda au Chef lieu de la Province
- la Route Ijenda-Rusaka

Son plan local propose le réaménagement de la RP43 et la route Jenda-Rusaka (sur une partie du périmètre urbain) afin de permettre une circulation aisée des véhicules et des piétons. Il propose également le tracé de la voirie secondaire afin de relier convenablement les différentes zones du périmètre urbain ainsi que quelques zones des collines environnantes.



La voirie du centre urbain

Chapitre III : ASPECT DEMOGRAPHIQUE ET EVOLUTION DE LA POPULATION D'IJENDA

III.1. Population du milieu environnant

D'après les rapports annuels de l'administration communale, en Décembre 2000, la population de la Commune Mugongo-Manga était de 27289 dont 2455 hommes, 5340 femmes, 9318 garçons et 8368 filles.
En considérant les collines Jenda et Rwibaga sur lesquelles se trouve le centre urbain d'Ijenda, les tableaux suivant donnent l'évolution de la population entre 1991 et 2000.

Tableau 3.1 : Evolution de la population de Jenda

Année	Hommes	Femmes	Garçons	Filles	**Total**	**Densité hab/km²**	**Taux d'accroisse-ment**
1991	425	423	706	705	2259	207,3	
2000	481	514	931	911	2837	260,3	2,56%

Tableau 3.2 :Evolution de la population de Rwibaga

Année	Hommes	Femmes	Garçons	Filles	**Total**	**Densité hab/km²**	**Taux d'accroissem ent**
1991	199	252	519	455	1425	178,1	
2000	199	285	651	567	1702	212,8	2%

$P_t = P_0 (1+n)^t$: ⟶ $n = (\frac{P_t}{P_0})^{1/t} - 1$

Pour Jenda : ⟶ $n = (\frac{2837}{2259})^{1/9} - 1 = 2.6\%$

Pour Rwibaga : ⟶ $n = (\frac{1702}{1425})^{1/9} - 1 = 2\%$

La population de Ijenda en 2001 était de : 2837 * 1,026 = 2710,762.
soit 2711 personnes et celle de Rwibaga de : 1702 * 1,02 = 1736,02 soit 1736 personnes.

III.2. Population du périmètre urbain d'Ijenda

III.2.1.Population de l'ancien périmètre urbain

Selon les mêmes rapports de la Commune Mugongo-Manga, jusqu'en 2004, la population du centre urbain s'évaluait à :

Type de zone	Nombre de ménage	Nombre des résidents
Zone urbaine	236	1632
Zone rurale	400	1978

Tableau 3.3 : Répartition de la population citadine par quartier

Quartier	Nombre de ménage	Nombre de résidents
Mixte de Rwibaga	51	348
Spontané Mujejuru	44	336
Mixte de la RN7	33	212
Des missionnaires	18	123
Est	62	408
O.T.B(Gakarakara)	28	205
Total	**236**	**1632**

Considérant que tout le périmètre urbain n'accuse pas un manque en eau potable, nous allons seulement évaluer dans notre projet la population concernée tout en y ajoutant celle de la zone d'extension du quartier moyen standing de Mujejuru. Signalons que le centre de Rwibaga est bien alimenté selon les enquêtes menées auprès de la Régie Communale de l'Eau et que seul le centre d'Ijenda en a besoin.

III.2.2. Population du centre d'Ijenda accusant un déficit en eau potable

De part Rwibaga, le centre connaît des quartiers non alimentés en eau potable en quantité suffisante dont :

- Le quartier spontané de Mujejuru
- Le quartier mixte de la RN7
- Au Lycée Etoile des Montagnes d'Ijenda comptant en moyenne 400 à 450 élèves chaque année
- Aux deux Ecoles Primaires avec un effectif moyen de 1800 écoliers.

III.2.3. Population de la zone d'extension du quartier Mujejuru

Sur cette colline se retrouveront des populations privées et collectives dans le nouveau quartier loti et la Brigade de Mujejuru.

S'agissant des populations collectives, on distinguera :

- Un couvent des sœurs qui comptera au moins 10 sœurs résidents ;
- Un hôtel projeté pour visiteurs avec une capacité d'accueil d'au moins 50 personnes ;
- Une agence d'une banque avec un effectif de 30 personnes comme personnel ;
- Une école primaire d'au moins 300 écoliers ;
- Un Collège du secondaire qu'on estime avec 300 élèves ;
- Des terrains de jeux de Basketball, Volleyball qui feront rencontrer au moins 600 spectateurs y compris les joueurs ;
- Outre ces derniers, ce quartier dispose comme population collective une brigade réservée à l'administration avec un effectif de 1000 soldats dont 35 officiers qui auront des parcelles à l'extérieur du camp.

Quant à la population privée, ce quartier dispose selon le plan parcellaire établit par la Direction de l'Urbanisme 245 parcelles.

III.2.4. Taille des ménages dans la zone urbaine d'Ijenda

Tableau 3.4

Taille ménage	Nombre de ménage	% ménage	Nombre d'habitants
1	5	2.4	5
2	5	2.4	10
3	28	13.6	84
4	30	14.6	120
5	18	8.7	90
6	30	14.6	180
7	22	10.7	154
8	19	9.2	152
9	16	7.8	144
10	10	4.9	100
11	8	3.9	88
12	6	2.9	72
13	5	2.4	65
14	4	1.9	56
Total	**206**	**100**	**1320**

Ce tableau a été élaboré sur base des enquêtes menées en 2001. En moyenne par ménage pour la population du centre urbain d'Ijenda, sa taille est estimée à 6,4.

III.2.5. Population du projet

La population dans laquelle repose notre projet de fin d'études et qui sera déterminante des calculs qui vont suivre se résume dans le tableau ci-après :

Tableau 3.5

Besoins	Quartier	Nombre de ménages	Effectif de la population en 2006
Collectifs	Spontané de Mujejuru	44	336
	Mixte de la RN7	33	212
	Lycée Etoile des Montagnes d'Ijenda	-	450
	Ecole Primaire de Jenda I et II	-	1800
	Résidentiel de Mujejuru	-	2515
Privés	Résidentiel de Mujejuru	210	1260
	Officier	35	210
Totaux	-	-	**6783**

III.3. Revenus des ménages

III.3.1. Introduction

L'enquête sur le revenu a été faite en fonction des catégories socioprofessionnelles et des types de quartiers afin d'estimer les besoins de la population et surtout ses possibilités de se construire ou de louer une maison.

Tableau III.3.1.1.:Quartier Rwibaga

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
< 20	3	7.3	7.3
20-40	6	14.6	21.9
40-60	8	19.5	41.4
60-80	5	14.2	53.6
80-100	5	12.2	65.8
100-120	3	7.3	73.1
120-140	2	4.9	78.0
140-160	3	7.3	85.3
160-180	2	4.9	90.2
> 180	7	9.8	100

Tableau 3.7 : III.3.1.2.Quartier des missionnaires

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
60-80	2	12.2	12.2
80-100	3	18.8	31.0
100-120	2	12.5	43.5
120-140	1	6.3	49.8
140-160	3	18.8	68.6
160-180	3	18.8	87.4
> 180	2	12.5	100

Tableau 3.8 :III.3.1.3.Quartier spontané de Mujejuru

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
< 20	2	5.0	5.0
20-40	3	7.5	12.5
40-60	4	10.0	22.5
60-80	5	12.5	35.0
80-100	7	17.5	57.5
100-120	8	20.0	72.5
120-140	5	12.5	85.0
140-160	3	7.5	92.5
> 160	3	7.5	100.0

Tableau 3.9 : III.3.1.4.Quartier Mixte sur la RN7

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
< 40	2	7.0	7.0
40-60	3	10.3	17.3
60-80	3	10.3	27.6
80-100	5	17.2	44.8
100-120	4	13.8	58.6
120-140	3	10.3	68.9
140-160	2	7.0	75.9
160-180	4	13.8	89.7
> 180	3	10.3	100.0

Tableau 3.10 : III.3.1.5.Quartier spontané Est du quartier des missionnaires

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
< 20	4	7.4	7.4
20-40	5	9.2	16.6
40-60	7	13.0	29.6
60-80	9	16.7	46.3
80-100	6	11.1	54.4
100-120	7	13.0	70.4
120-140	5	9.2	79.6
140-160	4	7.4	87.0
160-180	4	7.4	94.4
> 180	3	5.6	100.0

Tableau 3.11 : III.3.1.6. Quartier Gakarakara (O.T.B)

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
60-80	1	3.9	3.9
80-100	3	11.5	15.4
100-120	6	23.1	38.5
120-140	7	26.9	65.4
140-160	4	15.4	80.8
160-180	2	7.7	88.5
> 180	3	11.5	100.0

Tableau 3.12 : III.3.1.7.Quartier Moyen standing de Mujejuru

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
40-80	5	2	2
80-100	20	8.3	10.3
100-120	50	20.8	31.1
120-140	60	25	56.1
140-160	18	7.5	63.6
160-180	37	16.6	80.2
> 180	50	20.8	100.0
Total	**240**	**100**	**100**

Tableau 3.13 :III.3.2.Répartition des revenus sur l'ensemble des ménages

Tranche de revenus (en milliers de Fbu/mois)	Effectif des ménages	Effectif (en %)	% cumulés
< 20	9	2	2
20-40	16	3.7	5.7
40-60	22	5	10.7
60-80	30	6.7	17.4
80-100	49	11.0	28.4
100-120	80	18.0	46.4
120-140	83	18.6	65.0
140-160	37	8.3	73.3
160-180	55	12.3	85.6
> 180	65	14.4	100
Total	**446**	**100**	**100**

II^{ème} Partie : ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE

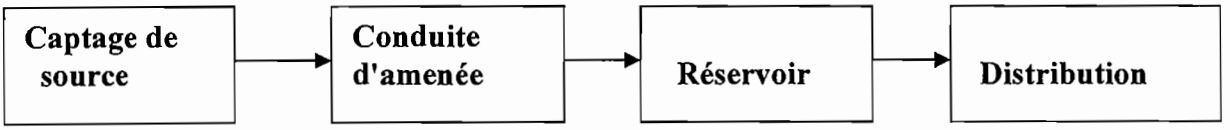
Chapitre I : DESCRIPTION DE L'ADDUCTION D'EAU EXISTANTE

I.1. Introduction

La Commune Mugongo-Manga dispose de 7 réseaux d'eau potable à savoir les réseaux d'Ijenda, de Rwibaga, Butagazwa I et II, Kashiru, Mugongo et Majombe disposant au total 34 bornes fontaines publiques. Tous sur une linéaire de 29,1 km . En plus on y retrouve 191 sources aménagées selon la version définitive de l'enquête effectuée en juin 1999 par la Direction Générale de l'Hydraulique et des Energies Rurales (DGHER) et le taux de desserte estimé à 79,97% de brut et 43,04% de net.

Quant au périmètre urbain d'Ijenda seul, il comporte actuellement cinq sources d'eau potable s'étendant sur une linéaire de 10.6 km . Trois des cinq proviennent de la colline Rwiyago en Commune Mukike au Sud Ouest du périmètre urbain et alimentant respectivement le centre d'Ijenda, l'O.T.B., Rwibaga y compris la partie du milieu environnant. Les deux restantes proviennent l'une au Nord-Ouest et une autre sur le versant du Nil de la Montagne Mukike précisément à Kinyamaganga.

On doit signaler également que la demande en eau potable est satisfaisante au centre de Rwibaga et dans le quartier O.T.B. Au centre d'Ijenda notamment au Lycée Etoile des Montagnes, dans le quartier spontané de Mujejuru et dans le quartier Mixte de la RN7, la demande est supérieure à l'offre.
Le système initial se présente schématiquement de la manière suivante :



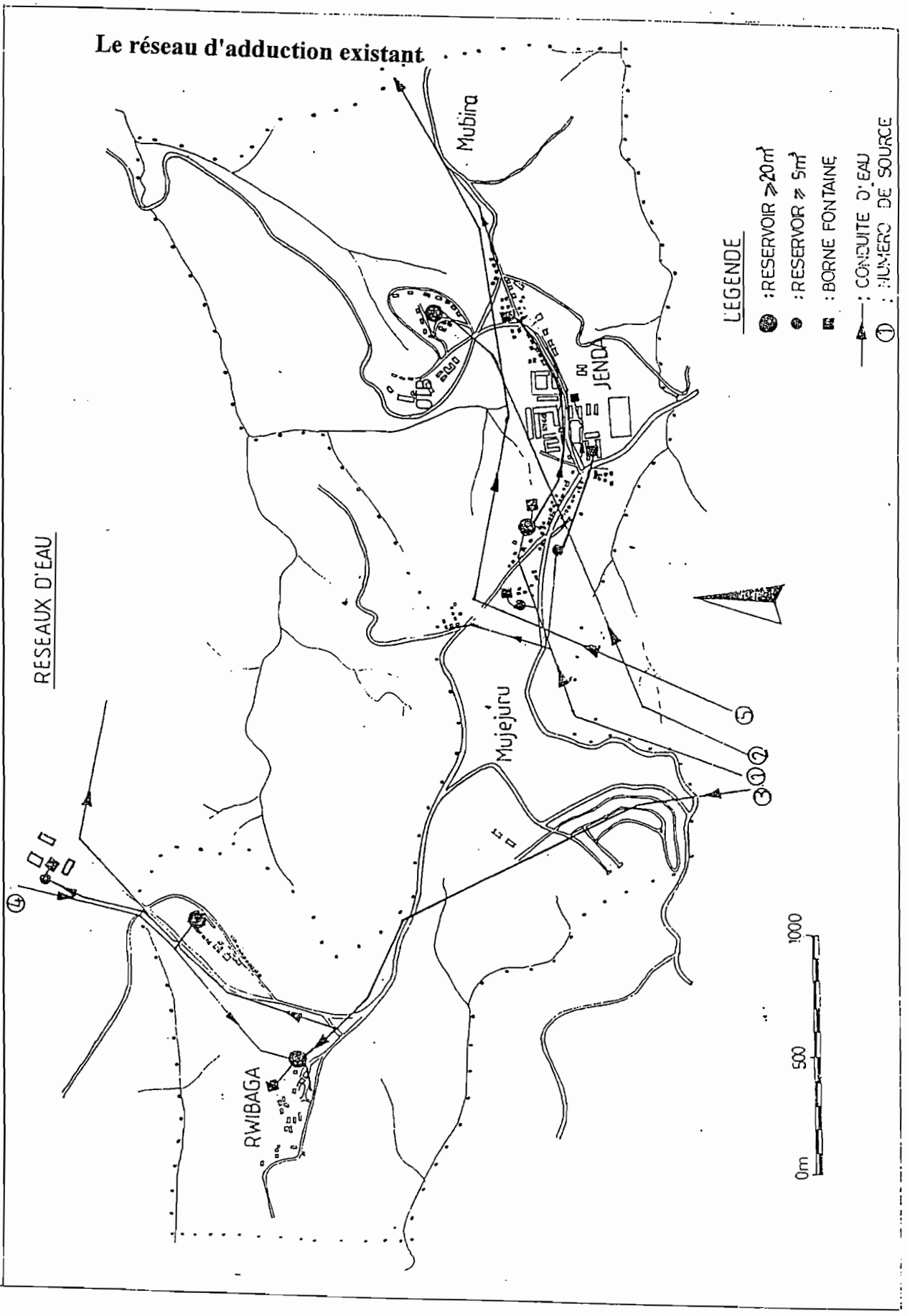
I.2. Capacité des réservoirs de stockage existants

Actuellement, le centre urbain d'Ijenda est équipé de sept réservoirs de tailles variées. Parmi ces réservoirs, on citerait :

- Trois réservoirs se trouvant sur la colline Mujejuru qui surplombe le centre avec des capacités de 45 m^3, 30 m^3 et 10 m^3
- Un autre se situant dans le quartier O.T.B. alimentant ainsi ce quartier et l'Usine à Thé avec une capacité de 50 m^3
- Les trois qui restent sont implantés l'un sur la colline Gitwe, un autre au centre de négoce de Rwibaga et le dernier à l'Hôpital de Rwibaga pour l'alimentation du Collège communal et son milieu environnant, le bureau communal et le centre de négoce, et enfin l'Hôpital de Rwibaga.

Signalons en passant que tous les réservoirs ci-haut cités sont en bon état.

Le réseau d'adduction existant



I.3. Exploitation et problèmes du réseau

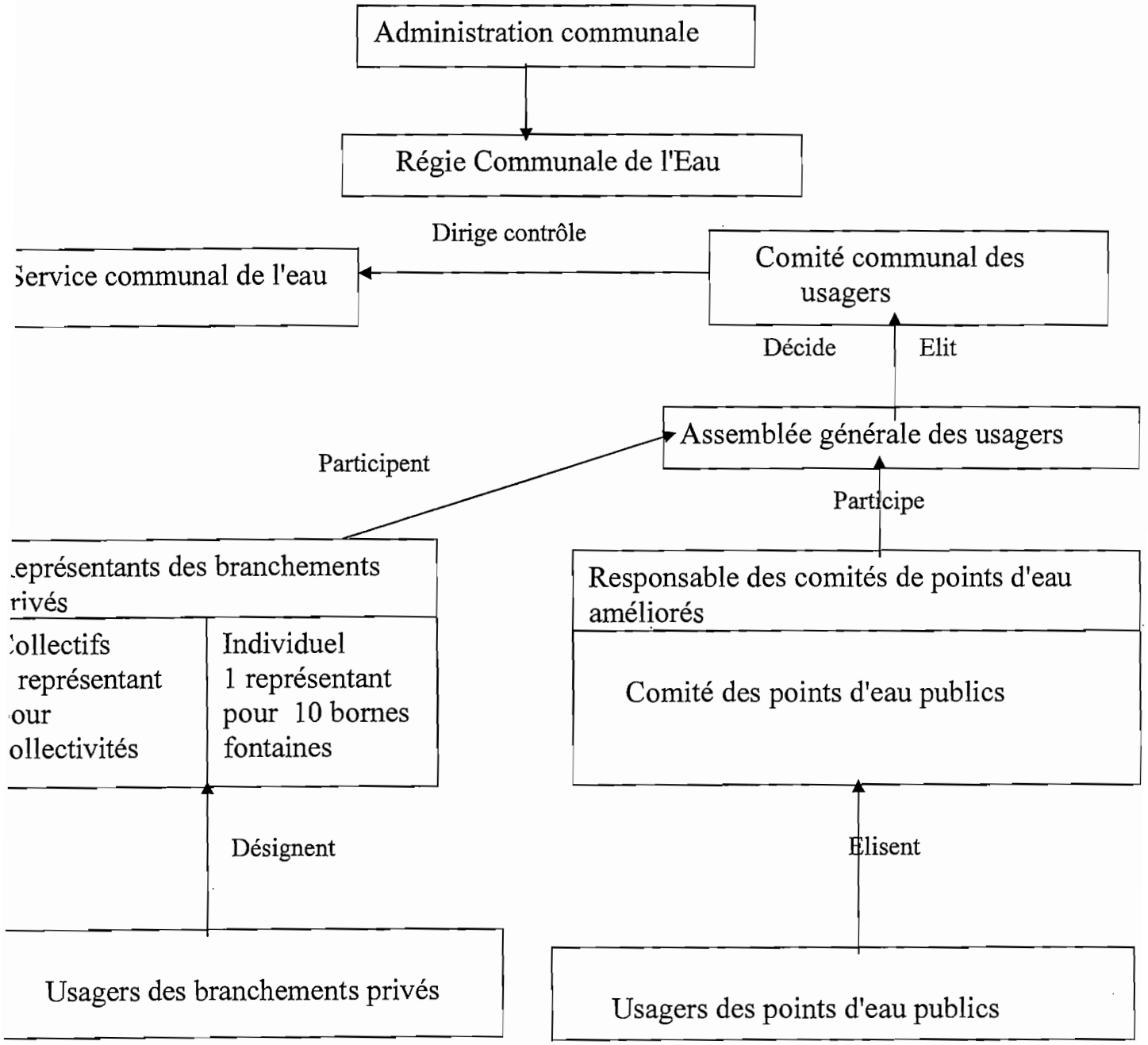
C'est depuis un bon bout de temps qu'une matière première comme l'eau est dans les mains d'une régie communale de l'eau comme il en est de même dans d'autres centres urbains agréés par l'Ordonnance Ministérielle du 7 Novembre 2000.

Malgré l'existence d'un comité de gestion, des problèmes ne manquent pas à ce centre, on signifierait quelques unes qu'on a dû s'enquérir dans nos enquêtes du mois de septembre 2005 auprès du Président de ce comité.

- Le non-paiement des consommateurs de l'eau ;
- La régie communale ne peut pas couvrir toutes les pannes qui surgissent dans le réseau : acheter le matériel de remplacement, payer régulièrement les techniciens de la Commune ;
- Le débit de l'eau qui diminue au rythme des saisons et partant la non satisfaction aux besoins de la population ;
- Certaines des bornes fontaines ont été fermées, d'autres en mauvais état et il s'ensuit un gaspillage important de l'eau liée au manque de l'infrastructure en place.

On recommanderait en passant à l'autorité communale de voir comment réorganiser la régie communale de l'eau pour la bonne gestion de cette matière première indispensable à la vie de l'être humain qui s'établit selon l'organigramme qui va suivre.

I.4. STRUCTURE DE FONCTIONNEMENT D'UNE REGIE COMMUNALE DE L'EAU



I.5. Déficit en eau dans le réseau existant

Même avant l'extension du centre urbain d'Ijenda, ce centre connaissait un déficit en eau potable surtout dans le vieux quartier des missionnaires et principalement :

- Au Lycée Etoile des Montagnes où les élèves pendant la saison sèche sont obligés d'aller puiser de l'eau dans les ruisseaux ou sur les bornes fontaines qui leur sont proches ;
- Aux deux écoles primaires (Ijenda I et II) qui ne disposent qu'un seul robinet sur chacune ;

De part ce quartier des Missionnaires, d'autres accusant ce déficit sont :

- Le quartier spontané de Mujejuru ;
- Le quartier Mixte de la RN7

D'après nos enquêtes menées au mois de septembre, la population nécessitant un renfort pour combler le manque à gagner au centre Ijenda est reprise dans le tableau ci-après :

Tableau 1.1

Quartier	Nombre de ménages	Effectif de la population
Spontané de Mujejuru	44	336
De la RN7	33	212
Lycée Etoile des Montagnes	-	450
Les Ecoles Primaires d'Ijenda I & II	-	1800
Total	-	**2798**

Considérant que notre projet propose un renfort pour combler ce déficit, nous allons prendre en compte les dotations suivantes pour le calcul des besoins :

- Aux écoles primaires Ijenda I et II, 5 l/jour/écolier ;
  soit 5 l/jour/écolier * 1800 écoliers = 9000 l/jour ;
- Au Lycée Etoile des Montagnes d'Ijenda, 20 l/jour/élève * 450 élèves
  = 9000 l/jour ;
- Dans le quartier spontané de Mujejuru 150 l/jour/ménage * 44 ménages
  = 6600 l/jour ;
- Dans le quartier mixte de la RN7 150 l/jour/ménage * 33 ménages = 4950 l/jour.

En fin de compte, nous évaluons ce déficit dans l'ancien centre au moins à 30,2 m^3 d'eau par jour sans toutefois prendre en considération des pertes éventuelles liées à notre renfort. Celles-ci feront objet dans des paragraphes suivants.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS ACTUELS EN EAU DU QUARTIER RESIDENTIEL DE MUJEJURU.

II.1. Introduction

L'objectif du système d'alimentation en eau potable est de satisfaire au maximum possible les besoins en eau de toute la population du site considéré pendant une période bien définie qui est estimée comme durée de vie du réseau.
Pouvoir doter de ce quartier de Mujejuru d'une alimentation adéquate et sur une bonne période de 20 ans, ayant été l'élément motivant de notre projet, on ne pouvait parvenir sur un résultat escompté sans devoir évaluer la population à desservir. A cet effet, nous nous sommes basés sur un plan de lotissement élaboré par les services de l'urbanisme et ce quartier dispose d'au moins 245 parcelles et une Brigade qui abritera environ 1000 policiers.

II.2. Effectif à desservir

L'effectif total à desservir pour notre quartier résidentiel de Mujejuru relève du plan de lotissement. Ce quartier abritera les populations collectives et privées et leur effectif est repris dans le tableau suivant :

Tableau 2.1

Population	Infrastructure	Nombre de ménages	Effectif de la population
Collective	Couvent des sœurs	-	10
	Hôtel	-	50
	Agence d'une Banque	-	30
	Ecole Primaire	-	300
	Ecole Secondaire	-	300
	Terrain de jeu	-	600
	Brigade	-	965
Privée	Quartier Officier	35	210
	Quartier résidentiel	205	1230
Totale	-	**240**	**3695**

Soit à l'an 2006 considéré comme le début de la vie de notre réseau, la population de Mujejuru est estimée à 3695 personnes.

II.3. Calcul des besoins

II.3.1. Privés

Les besoins privés concernent uniquement les 240 ménages y compris les 35 ménages d'officiers. Dans tous ces ménages, la taille a été estimée de même que dans d'autres quartiers du centre urbain d'Ijenda qui ont une moyenne de 6 personnes/ménage.

Pour ce calcul, nous proposons d'adopter une consommation d'au moins 150 l/jour/habitant.

Soit les besoins en eau seront de : 1440 hab * 150 l/jour/hab

= 216000 l/jour = 216 m^3/jour.

II.3.2. Besoins collectifs

Ces besoins collectifs seront estimés pour des équipements qu'on projette y construire depuis l'année 2006.

Ces équipements sont prévus de façon suivante :

- Une école primaire
- Une école secondaire
- Une Brigade déjà achevée la construction
- Un hôpital
- Un couvent des Sœurs
- Un terrain de jeu
- Est une agence d'une banque

Dans le même ordre, les dotations adoptées pour l'estimation des besoins sont les suivantes :

- 5 l/jour/écolier
- 5 l/jour/élève externe
- 30 l/jour/soldat
- 50 l/jour/visiteur
- 50 l/jour/sœur
- 3 l/jour/spectateur y compris les joueurs

Considérant ainsi ces dotations, les besoins en eau collectifs sont rassemblés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.2

Equipements	Effectif de la population	Besoins en eau (l/jour)
Ecole primaire	300	1500
Ecole secondaire	300	1500
Brigade	965	28950
Terrains de jeux	600	1800
Hôtel	50	2500
Banque	130	1500
Couvent pour sœurs	10	500
Total	**2255**	**38250**

II.4. Cumul des besoins en eau à l'an 2006

Notre cumul des besoins en eau potable pour tout le centre urbain d'Ijenda contiendra le déficit en eau estimé dans l'ancien centre urbain mais également des besoins en eau évalués sur la zone d'extension de Mujejuru. Ainsi en voici un tableau cumulatif de ces besoins :

Tableau 2.3

Lieu	Population	Effectif	Besoins en eau (l/jour)
Centre Ijenda	Collective	2798	30200
Zone d'extension de Mujejuru	Collective	2255	38250
	Privée	1440	216000
Total		**6493**	**284450**

Soit un débit à l'an 2006 estimé à q = 3,292 l/s (q = 284450 l/jour).

II.5. Augmentation des débits sur l'horizon d'étude

A long terme et pour l'horizon 2026 donc sur une période de vie de 20 ans, les projections sont plus difficiles. Celles-ci dépendent en effet pour une large part des efforts de décentralisation et des contraintes économiques et financières.

En admettant une croissance annuelle des besoins de l'ordre de 5% selon l'étude de GKW, d'après la formule suivante : $\mathbf{Q = (1 + 5\%)^n * q}$

➔ $Q = (1 + 5\%)^{20} * 284{,}450 m^3/jour$

$Q = 754{,}730\ m^3/jour$

où q = consommation journalière .

n = nombre d'années (période de vie du réseau)

Q = besoins en eau

II.6. Quantité d'eau à produire

A partir des données ci-haut calculées, il nous faut alors déterminer la production en eau.

II.6.1. Pertes d'eau

Ces pertes indiquent un gaspillage de l'eau dû à des défaillances techniques mais aussi à un trop faible sens de responsabilité collective pour un élément essentiel à la vie humaine que l'eau.
Ces pertes se composent essentiellement par :

- Des faux relevés de compteurs ;
- Des consommations non enregistrées ;
- Des pertes techniques et autres.

Ces dernières sont des plus fréquentes et réelles. Celles-ci sont à la cause des fuites dans les ouvrages, dans les conduites et surtout dans les organes accessoires du réseau et la plupart dans les robinets non étanches et insuffisamment entretenus.
Ainsi nous avons pris un forfait de 5% des besoins en eau comme facteur lié à ces pertes.

II.6.2. Production de pointe

La GKW Ingénieurs conseils a considéré 30% comme facteur de production de pointe de la Ville de BUJUMBURA. Puisque le centre urbain d'Ijenda est de loin inférieur si on le compare à la Ville de BUJUMBURA, nous considérons un facteur de production de pointe inférieur à celui de la Ville de BUJUMBURA, soit un facteur de 10% que nous allons utiliser dans nos calculs.

II.6.3. Calcul de la production d'eau maximum

En considérant notre horizon de planification (2006 à 2026), nous calculerons la plus grande production d'eau qui est celle de l'an 2026. A cette année nous avons remarqué que les besoins moyens journaliers seront de 754,730 m^3/jour.
La production d'eau journalière de pointe est exprimée par la formule :

$Q_j max. = Q_{moy}(1+F)$

Où Qj max = production moyenne .

F = facteur de production de pointe en %

La production moyenne = besoins moyens + pertes

$Q_{moy} = q_{moy} + PER.$

Nous utilisons le procédé de calcul des pertes d'eau tel qu'il est développé par la GKW dans son étude sur l'alimentation en eau de la Ville de BUJUMBURA.

Ce procédé est le suivant : $PER = q_{moy} * \left(\frac{1}{1-\frac{per}{100}} - 1\right)$

où PER = les pertes d'eau

Q_{moy} = les besoins journaliers

Per = pourcentage des pertes d'eau pris à 5%

D'où, en 2026, les pertes d'eau inévitables dans tout le centre urbain d'Ijenda seront de : $PER = 754{,}730\ m^3/jour * \left(\frac{1}{1-\frac{5}{100}} - 1\right) m^3/jour$

$PER = 39{,}722\ m^3/jour$

Et la production d'eau maximum sera égale à :

$Q_{max} = q_{moy} + PER = (754.730+39.722) m^3/jour$

$Q_{max} = 794{,}452\ m^3/jour = 9{,}19\ l/s = 33{,}114\ m^3/h$

où F = facteur de production de pointe en %

Q_{moy} = production moyenne

Q_{max} = production d'eau maximum

Chapitre III : ETUDE FAITE SUR LES SOURCES DE MUKIKE

III.1. Potentialité de la région

Après avoir visité la région et en particulier les zones qui longent notre réseau, nous avons constaté que la population de Mukike et ses environs possède pas mal de potentialités en eau.

Malgré ces potentialités dont dispose la région, les problèmes existent pour pouvoir capter l'eau car certaines de ces sources se trouvent sur un sol rocheux. Un autre problème majeur est que les zones de captage sont à des altitudes les plus basses par rapport aux lieux de distribution, ce qui nécessiterait un système de pompage pour augmenter l'énergie de l'eau.

III.1.2. Les sources retenues

Les sources retenues pour satisfaire les besoins de la population et des infrastructures projetées se trouvent sur la montagne Mukike et localisées le long de cette crête sur le versant Ouest de l'extrémité Nord de cette chaîne.

Les émergences sont bien localisées, souvent sur des terrains meubles avec quelques passages rocheux ou des amas pierreux.

Les débits mesurés en date du 15/10/2005 sont repris dans le tableau ci-après :

Tableau 3.1

Nom de la colline	Nom de la s/colline	Débit mesuré	Observation
Rwiyago	Nyagonga	2,9 l/s	Source avec émergence bien localisée d'un bac rocheux
Rwiyago	Kabara	4,8 l/s	Rusengo déjà capté sur un terrain meuble
Rwiyago	Rwiyago	1,7 l/s	Source avec émergence bien localisée sur un terrain mi-dur

Compte tenu de la période de mesurage des débits qui correspond pratiquement à un prolongement de la saison sèche, nous pouvons considérer que ce débit actuel est le débit mobilisable sur toute l'année.

Outre ces 3 sources projetant à capter, nous proposons également un renfort sur notre réseau qui proviendra sur le réseau Mukike-Mugongo-Gisozi-Rusaka d'au moins 2,0 l/s pour pouvoir satisfaire toute la population du projet. Ce qui totalise notre débit à 11,4 l/s.

III.3. La qualité des eaux destinées aux usages domestiques

Les lignes qui précèdent montrent que l'eau servant aux usages domestiques doit satisfaire à certaines conditions qui la rendront saine, exempte de risque pour la santé.

La qualité de l'eau est estimée par un certain nombre de critères qui peuvent avoir soit un caractère :

- Impératif : c'est-à-dire que la non observation de ces critères est nuisible à la santé
- Souhaitable : c'est-à-dire que la non observation de ces critères confère à l'eau des défauts sans pour autant nuire à la santé.

III.3.1. Critères impératifs

Parmi les critères impératifs, nous distinguons :

- les critères bactériologiques
- les critères chimiques.

III.3.1.1. Les critères bactériologiques

Comme les contaminations les plus fréquentes sont à l'origine fécales, on doit vérifier lors de l'analyse l'absence des germes suivantes :

- Bacile de coli ou Escherichia coli ;
- Entrerocoque ;
- Costridium sulfiloréducteur ;
- Bactériophoques fécaux.

III.3.1.2. Critères chimiques

Pour les corps chimiques suivants, les concentrations ne doivent pas dépasser les limites figurant dans le tableau ci-dessous :

Concentrations limites des eaux potables

Tableau 3.2

Corps chimiques	Concentration en mg/l
Corps phénoliques	0
Chrome hexavalent	0
Cyanures	0
Sélenium	0.05
Arsénic et ses composés	0.05 (d'arsenic)
Plomb	0.1
Fer et Manganèse (ensemble)	0.3 (dont 0,2 de Fer)
Fluorures	1 (de Fluor)
Cuire	1
Zinc	5
Nitrates	10 (d'azote)
Magnésium et composés	125 (de Magnésium)
Sulfates	250 (d'ion SO_4)
Chlorures	250 (de chlorure)

III.3.2. Critères souhaitables

Ces critères sont entre autres :

- Température : 9° à 12°C
- Turbidité : < 5 NTU
- P.H : 7 à 8,5
- Conductivité : 700 µs/cm
- Dureté : 75 mg/l

III.4. Qualité des eaux de Rwiyago

Selon les analyses effectuées par l'Agence Burundaise pour la réalisation des Travaux d'intérêt Public (ABUTIP) lors de l'adduction du réseau Mukike-Mugongo-Gisozi-Rusaka montrent que les résultats des analyses physico-chimiques et bactériologiques des sources de Rwiyago sont les suivants :

Tableau 3.3

	Source 2 (Nyagonga)	Source 3 (Nyagonga)
P.H	4.62	4.05
Turbidité	0.06 TE/F	0.02 TE/F
Conductivité	212 µg/cm	448 µs/cm
Aspect optique	clair	clair
M.E	0.0mg/l	0.0mg/l
Oxygène dissous	2.5 mg/l	3.8 mg/l
Gaz carbonique	42 mm 0l/l	60 mm ol/l
Dureté	0.10 mg/l	0.10 mg/
Chlorure	12 mg/l	25 mg/l
Fer T	0.0 mg/l	0.0 mg/l
Nitrates	0.0 mg/l	0.0 mg/
Nitrites	0.0 mg/l	0.0 mg/l
Ammoniac	0.0 mg/l	0.0 mg/l
Phosphore	0.0 mg/l	0.0 mg/l
Germes totaux	126 Col/l	122 Col/s
Coliformes	0 col/100 ml	0 col/100 ml
E.coli	0col/100 ml	0 col/100 ml

L'eau pénétrant dans le réseau de distribution sera considérée comme non satisfaisante si la présence d'E.coli est mise en évidence dans un échantillon de 100 ml sinon on ne pourra tolérer que la présence de 3 coliformes dans le même échantillon et à condition qu'il soit régulièrement examiné et que les captages et les réservoirs soient jugés satisfaisants.

Par conséquent, les analyses effectuées par l'ABUTIP nous confirment que la qualité de l'eau des sources de Rwiyago satisfait aux normes de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S). La légère acidité de l'eau pourra être corrigée durant l'aération dans les réservoirs au cours de stockage. Les trappillons seront conçus pour cette aération.

III^{ème} Partie : RENFORCEMENT DES CAPACITES EXISTANTES ET ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU NOUVEAU QUARTIER DE MUJEJURU.

Chapitre I : CAPTAGE

I.1. Introduction

La source en général constitue l'exutoire de la nappe ou du gisement. Son débit varie selon la nature des terrains dans lesquels l'eau circule. Le coefficient de perméabilité interviendra pour accentuer ou diminuer le bouleversement des surfaces supérieures de la nappe selon que les terrains seront faiblement ou très perméables.

Quelques valeurs du coefficient de perméabilité (K)

Gravier	Gravier + sable	Sable	Argile
1.10^{2} à 1	$0,5.10^{-2}$ à 1.10^{-2}	1.10^{-4} à 30.10^{-2}	2.10^{-7} à 1.10^{-10}

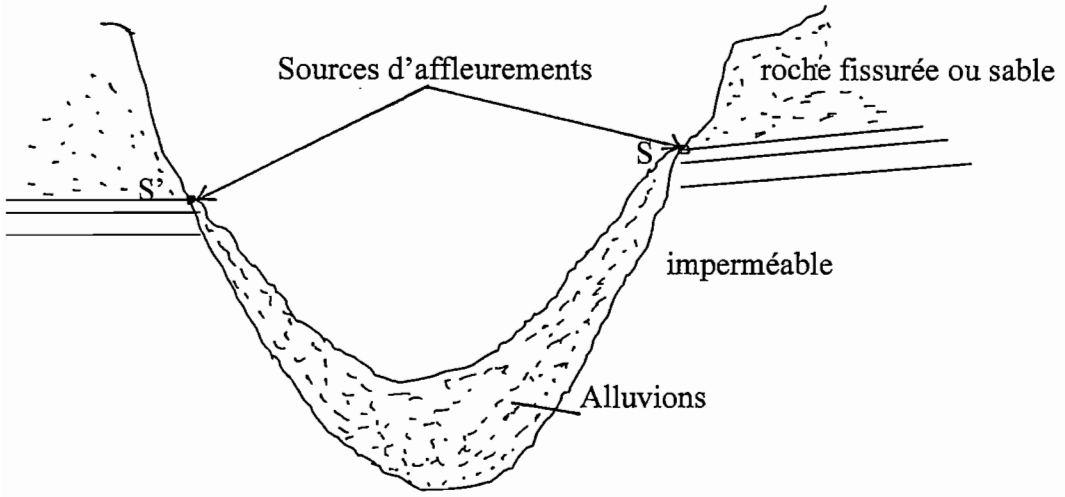
Il est intéressant de connaître également pour une source, son débit maximal et son débit minimal ou d'étiage. Ceci n'a pas été fait pour notre cas car cela nous exigeait des moyens qui n'étaient en notre disposition.
Seul le débit d'étiage a été déterminé sur nos trois sources, avec un débit de 9,4 l/s en novembre 2005 (après 3 mois d'étiage).
Dans les conditions d'études mesurées, quand le rapport mesuré entre ces deux débits est compris entre 1 et 2, le débit est dit constant, entre 2 et 10, il est moyennement variable ; entre 10 et 50, variable et très variables s'il est supérieur à 50.

I.2. Nature des sources

Dans la nature, les sources se présentent sous différentes formes dont les principales sont :

- source d'affleurement ;
- source déversement ;
- source d'émergence.

I.2.1. Source d'affleurement

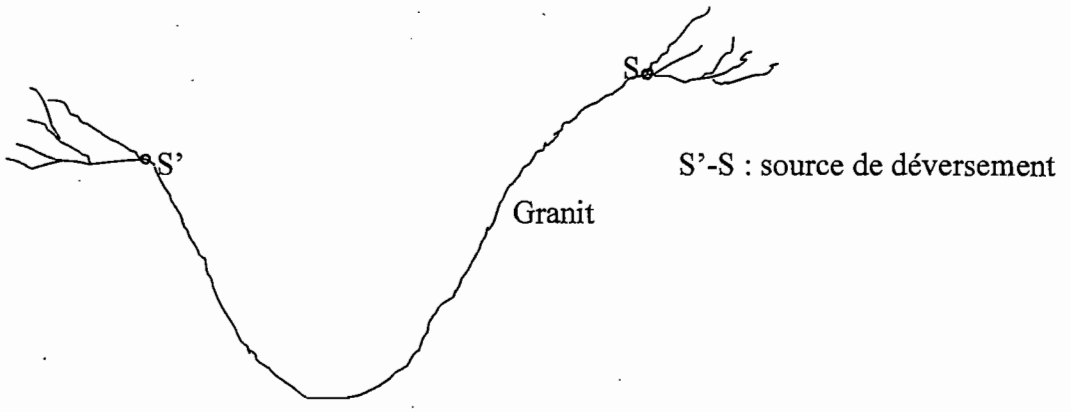


C'est à dire l'apparition de l'eau dans une vallée ouverte dans une formation perméable de roche fissurée et qui présente au fond une couche de sol compact et imperméable.

Ici la source S sera susceptible de fournir plus d'eau que la source S' en raison de la pente de l'imperméable.

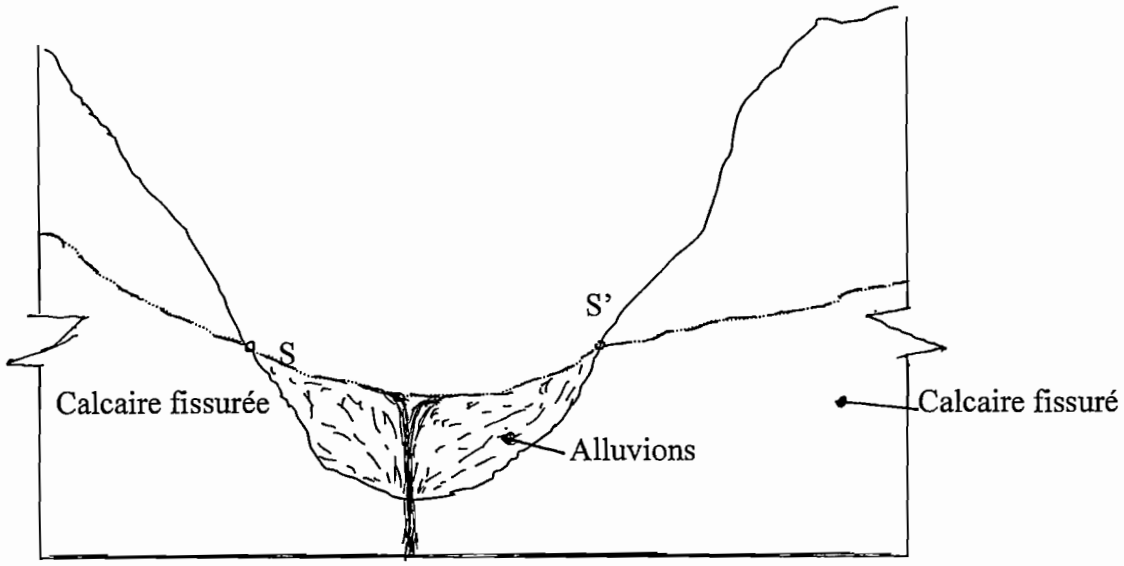
I.2.2. Source de déversement

Quand la vallée est ouverte dans la formation fissurée en surface seulement, nous sommes dans le granit, l'eau apparaît du point de rencontre des fissures. Ce sont des sources de déversement. Leur débit est ordinairement faible.



I.2.3. Source d'émergence

Lorsque la couche perméable en direction du sol, on peut avoir un débit important alimentant un trou d'eau par une ou plusieurs fractures où l'on peut voir l'eau bouillonner. Elle apparaît le plus en fond de vallée et il est conseillé chaque fois de les observer plusieurs saisons avant la décision de captage.



Choix de la méthode de captage

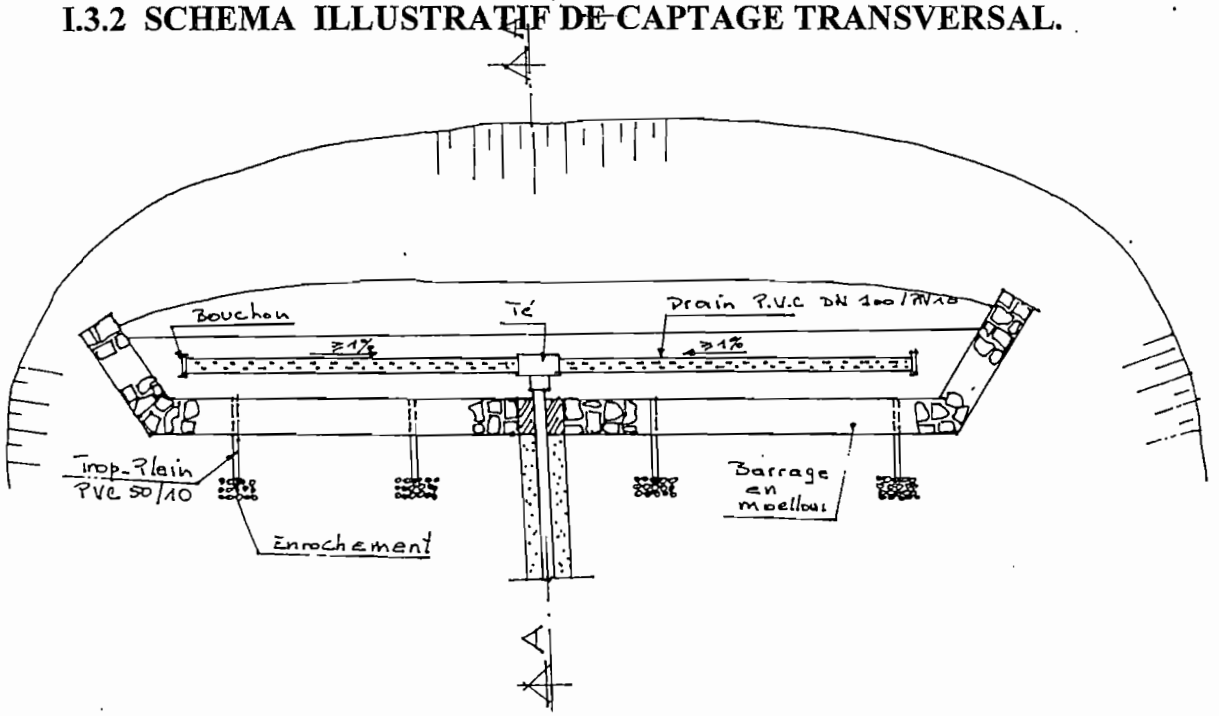
La source donne une source d'affleurement avec émergence diffuse. Nous proposons de poser une tranche drainante comprenant les tuyaux en P.V.C. perforés, un massif perméable scellé par une toile isolante et une couche d'argile compactée. Notre captage comprendra une chambre de départ, un périmètre de protection clôturée et une bonne fontaine pour desservir les usagers habituels de la source. Les détails du captage seront donnés sur les schémas suivants.

I.3. Proposition du système de captage

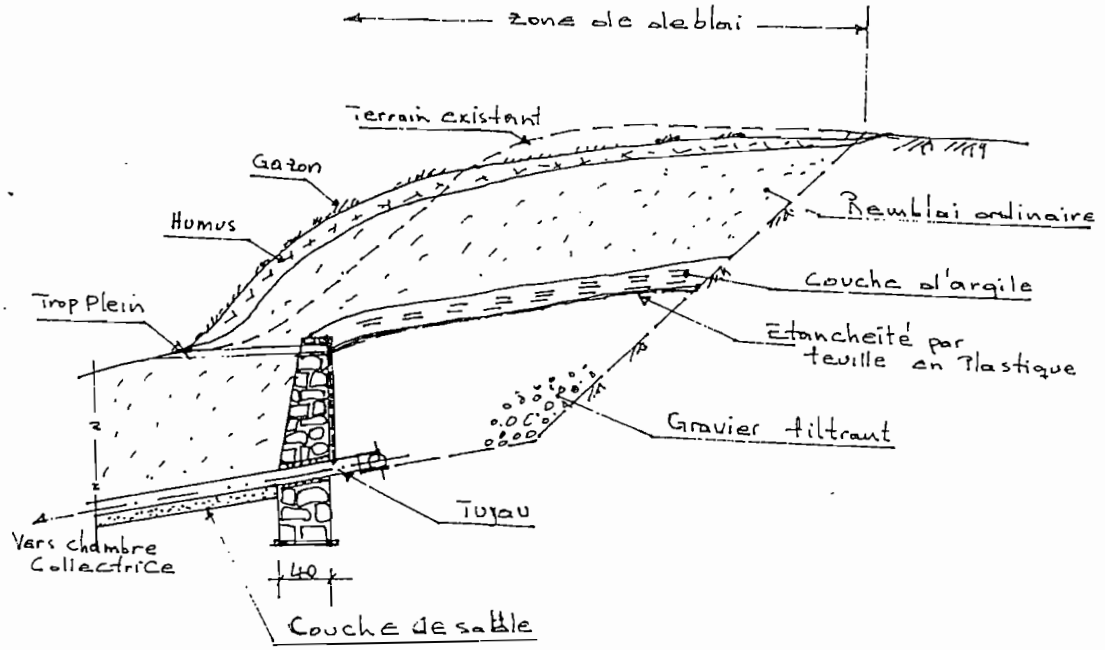
I.3.1. Principe de captage

Le terrain faisant objet de notre étude est en grande partie rocheux et fissuré et la circulation de l'eau y est facile mais la rétention y est moindre.
Le captage de telles sources d'affleurement est fait à l'abri de toutes contaminations et cela par la construction d'une galerie visitable établie au sein même du gisement. L'implantation de cette dernière pourra être faite selon une direction sensiblement perpendiculaire au sens de l'écoulement souterrain, soit en gros, parallèlement au fond de la vallée.

I.3.2 SCHEMA ILLUSTRATIF DE CAPTAGE TRANSVERSAL.

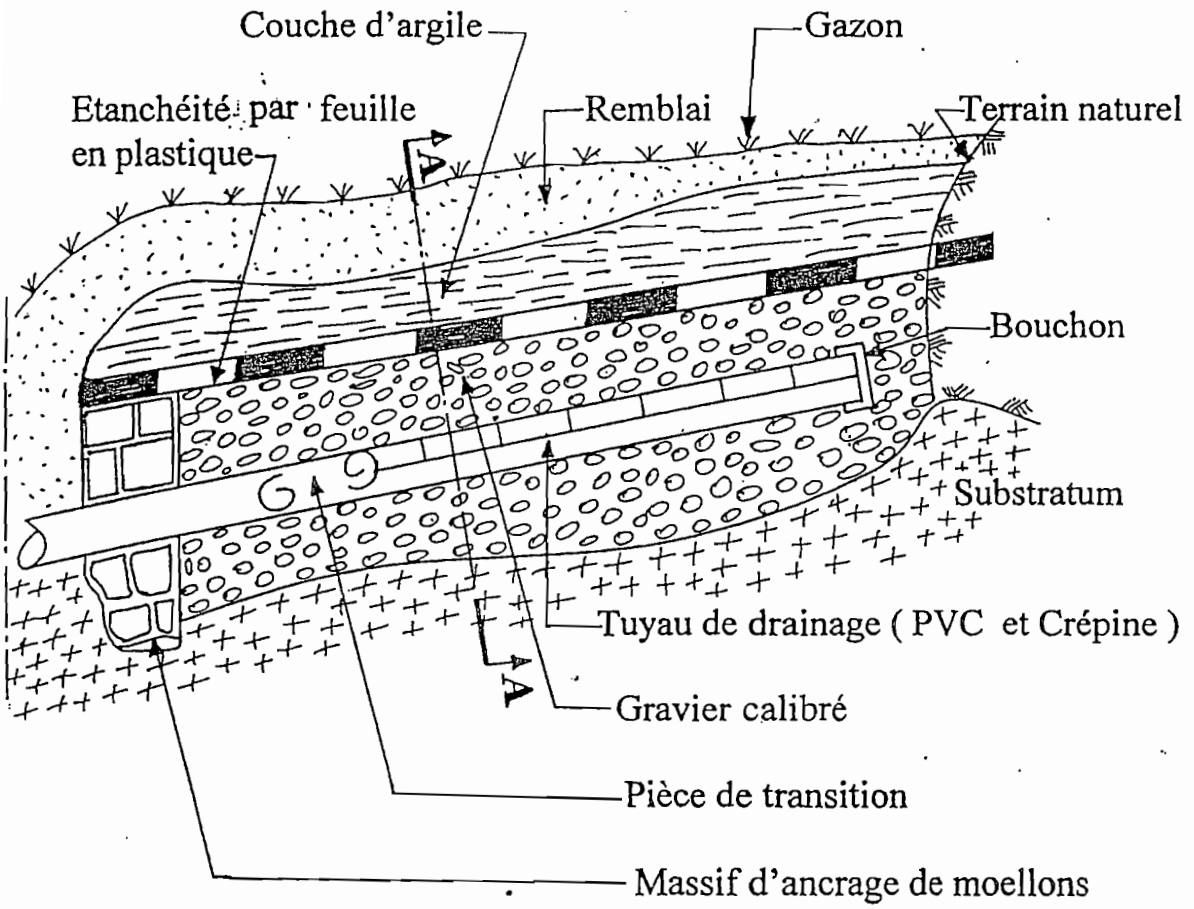


VUE EN PLAN

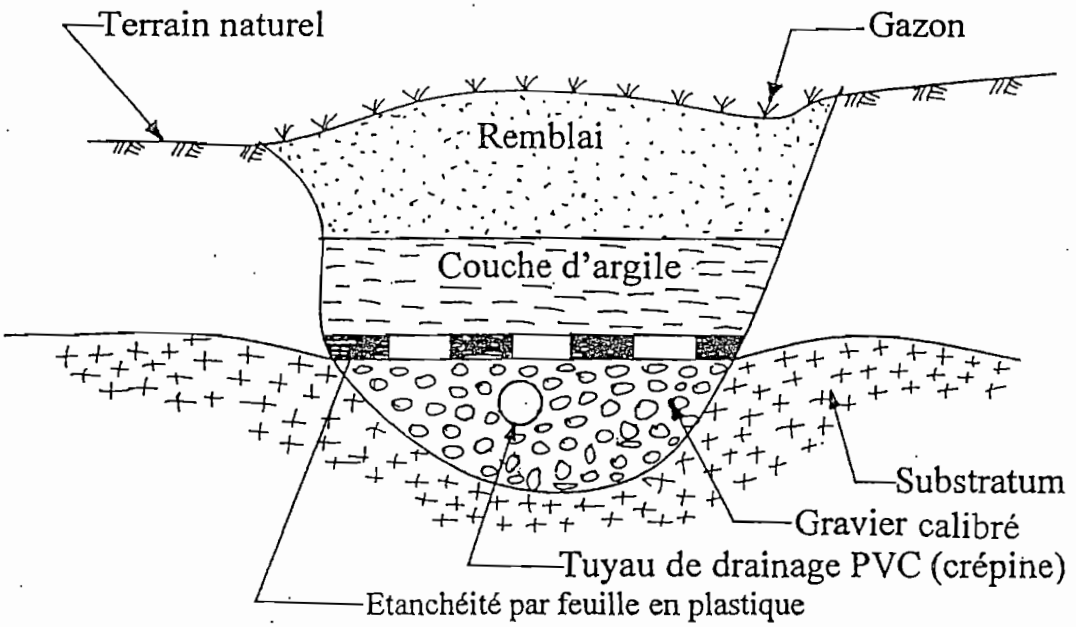


COUPE A-A

I.3.3. CAPTAGE LONGITUDINAL



Coupe A – A



Ainsi donc le captage sera transversal et pourra s'effectuer par le radier, mais dans l'hypothèse de la galerie parallèle au fond de vallée et principalement, sur le côté, où le piédroit côté sera ajouré pour faciliter l'entrée de l'eau. Un barrage en grosses pierres sèches sera aménagé contre le terrain aquifère et servira de soutènement et de retenu pour les éléments fins entraînés par l'eau.

I.3.4. Protection des ouvrages de captage

La protection consiste en deux éléments importants :

- contre les eaux de ruissellement non orientées ;
- contre les accès de bétail dans la zone de captage.

Pour la première protection, on doit creuser une tranchée en tête de la zone de captage pour éviter la destruction des ouvrages par l'eau de ruissellement non orientée tandis que pour la deuxième, il faut ériger une clôture entourant tout le périmètre de captage par des tubes métalliques ceinturés par des fils barbelés.

Chapitre II : SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

II.1. Types d'alimentation

II.1.1 Système gravitaire

Dans ce système, le point de captage doit être situé à une altitude supérieure à celle du réservoir ou du quartier à alimenter. Le système gravitaire est plus économique et les conduites ne subissent pas des coups de bélier. Néanmoins, la pollution de l'eau à l'air libre est plus remarquable.

II.1.2. Système de pompage

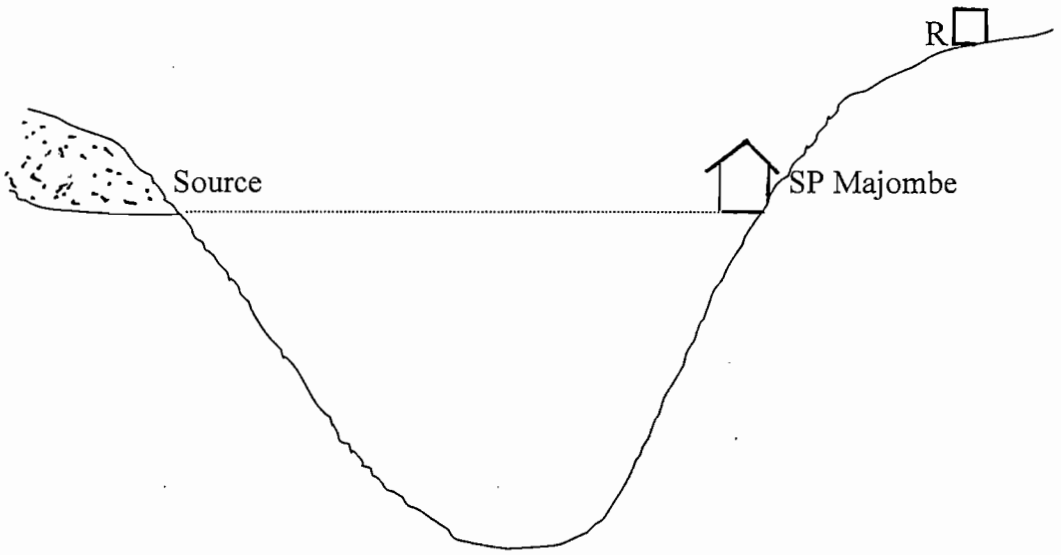
Ici le point de captage se trouve à un niveau inférieur à celui du lieu d'alimentation, ce qui nécessite une alimentation par pompage contrairement à l'adduction gravitaire. Les eaux sont relevées par des pompes qui refoulent l'eau jusqu'au niveau supérieur permettant ainsi une alimentation en eau des régions comme l'exemple de la Ville de BUJUMBURA par les eaux du Lac.

II.1.3. Systèmes combinés

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte refoulement-gravitaire ou vice-versa. Cela pourra être le cas lorsque la distance entre le point de captage et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté.

II.1.4. Choix du système d'alimentation

Bien entendu, dans ces cas susmentionnés, l'étude comportera des tâtonnements pour trouver la solution économique et l'on s'efforcera toutefois de réduire le plus possible la longueur de la conduite de refoulement. Partant des lieux de captage de nos sources, de la topographie du chemin qu'empruntera notre adduction, de la longueur de refoulement, notre choix propose **la conduite mixte : Gravitaire-refoulement** qui se schématise comme suit :



Adduction Mixte gravitaire-refoulement

Sera gravitaire des lieux des sources à la station de pompage que l'on propose au centre de Majombe et le refoulement de ce dernier au réservoir de stockage de Mujejuru.

II.2. Adduction gravitaire

Dans ce paragraphe, nous examinerons après quelques rappels hydrauliques, les dispositions s'appliquant plus spécialement à la détermination de la conduite forcée d'amenée gravitaire. Partant les types de tuyaux utilisés, organes accessoires, etc.

II.2.1 Rappels hydrauliques générales

Cet écoulement a fait l'objet de nombreuses formules qui ont été traduites en abaques ou mises sous formes de tableaux.

Différentes études ont conduit à l'établissement d'un coefficient λ dit perte de charge pour montrer dans quelle mesure interviennent les facteurs principaux (diamètre et la vitesse) dans l'expression de la perte de charge j par mètre de longueur dus au frottement de l'eau contre les parois. Cette formule générale s'exprime comme suit :

$$j = \frac{\lambda v^2}{2gD} = c\,\frac{Q^2}{D^5} \qquad \text{Avec} \quad c = \frac{8\lambda}{\pi^2 g}$$

Le coefficient c varie selon les auteurs ; Dupuit a donné pour j l'expression :

$$j = 0{,}001858\,\frac{Q^2}{D^{5{,}46}}$$

Quant à la perte de charge totale J, elle s'exprime en multipliant la perte de charge unitaire j par la longueur L de la conduite. $J = jL = c\frac{Q^2 L}{D^5}$

En conséquence, $j = \frac{J}{L}$ a la valeur d'une pente.

Par ailleurs, on peut écrire également : $\frac{J}{Q^2} = c\ \frac{L}{D^5} = R$

R est appelé la résistance de la conduite car ce terme groupe tous les facteurs qui ne dépendent que de la conduite elle-même : état de la paroi, longueur, diamètre. Il traduit la résistance offerte au passage de l'eau dans la dite conduite.
R a pour dimensions $L^{-5}T^2$

II.2.2. Profil piézométrique

Du théorème de Bernoulli, entre deux sections d'une conduite 1 et 2 avec un même débit Q, on est arrivé à la relation : $Z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{v_1^2}{2g} - (\frac{P_2}{\omega} + \frac{v_2^2}{2g}) = J_{1\text{-}2}$

telle que $J_{1\text{-}2}$ représente la perte de charge totale engendrée dans le tronçon 1 - 2. C'est pour cette relation de Bernoulli que s'exprime la loi de la conservation de l'énergie.

Les termes Z ; $\frac{P}{\omega}$ et $\frac{v^2}{2g}$ ont la même dimension d'une longueur.

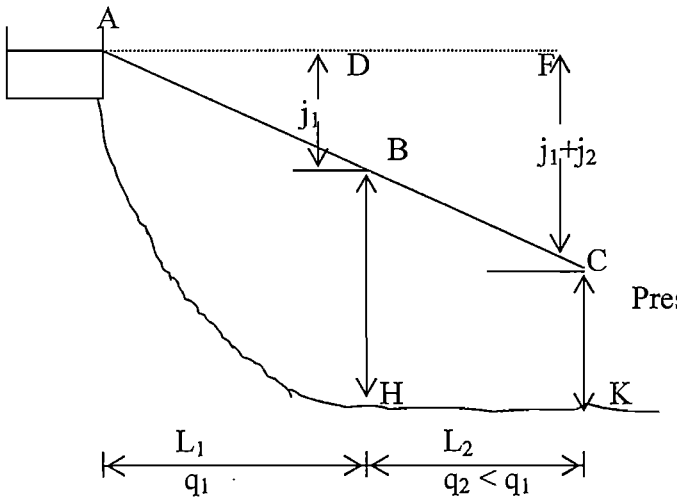
- Z représente l'énergie potentielle en mètres
- $\frac{P}{\omega}$ représente l'énergie due à la pression
- $\frac{v^2}{2g}$ représente l'énergie due à la vitesse ou énergie cinétique.

La somme de ces trois s'exprime en mètre d'eau. Pour cela,

- P est en N/m^2 (en Pascal)
- V est la vitesse moyenne en m/s
- ω est le poids volumique en N/m^3, g est l'accélération de la pesanteur en m/s^2

En négligeant les termes $\frac{v^2}{2g}$ dans la relation de Bernoulli car sont relativement faibles (quelques cm), les droites joignant les points tels que $Z+\frac{P}{\omega}$ forment le profil piézométrique de la conduite.

En tenant compte de la pression atmosphérique, nous constatons qu'au départ du réservoir, le terme $(Z_O + \frac{P}{\varpi}) = Z_o$ puisque $P_o = 0$.



Ligne ABC : profil piézométrique
BH et CK : pressions au sol
On a donc :
Pression au sol = profil piézo - cote du sol

Pression au sol.

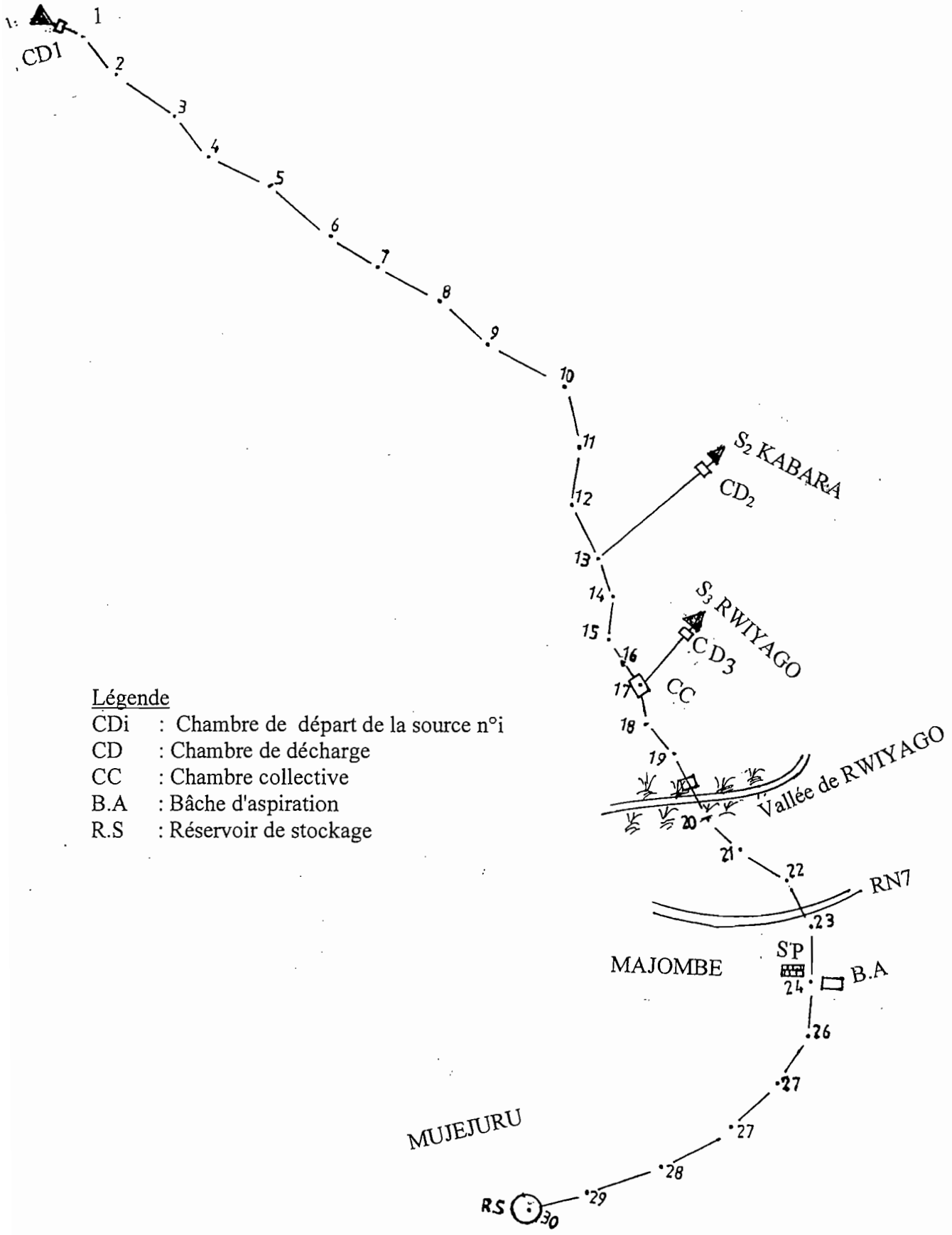
Fig. Profil piézométrique - pression au sol.

Un profil piézométrique peut donc s'établir facilement à l'aide des tables de COLEBROOK quand il s'agit d'un projet, ce qui revient à notre cas.
Ainsi donc pour notre projet, nous avons préféré d'établir le tracé en essayant de respecter quelques considérations techniques lesquelles peuvent nous offrir des facilités liées à l'adduction gravitaire et à l'écoulement de l'eau dans les conduites.

1°) Chercher le tracé le plus direct entre les sources et le réservoir de façon à obtenir des raccordements des courbes très ouvertes de la conduite ;
2°) Suivre de préférence les accotements des routes ou chemins publics ;
3°) Suivre le profil régulier qui ne suit pas forcément le niveau du sol lors de la pose des tuyaux ;
4°) Proposer que les conduites seront enterrées pour éviter la destruction ;
5°) Eviter un profil horizontal, etc.

Après ces considérations techniques et levés topographiques sur terrain faits au mois de novembre 2005; nous schématisons à la suite le réseau à calculer.

II.2.3. Schéma du réseau à calculer



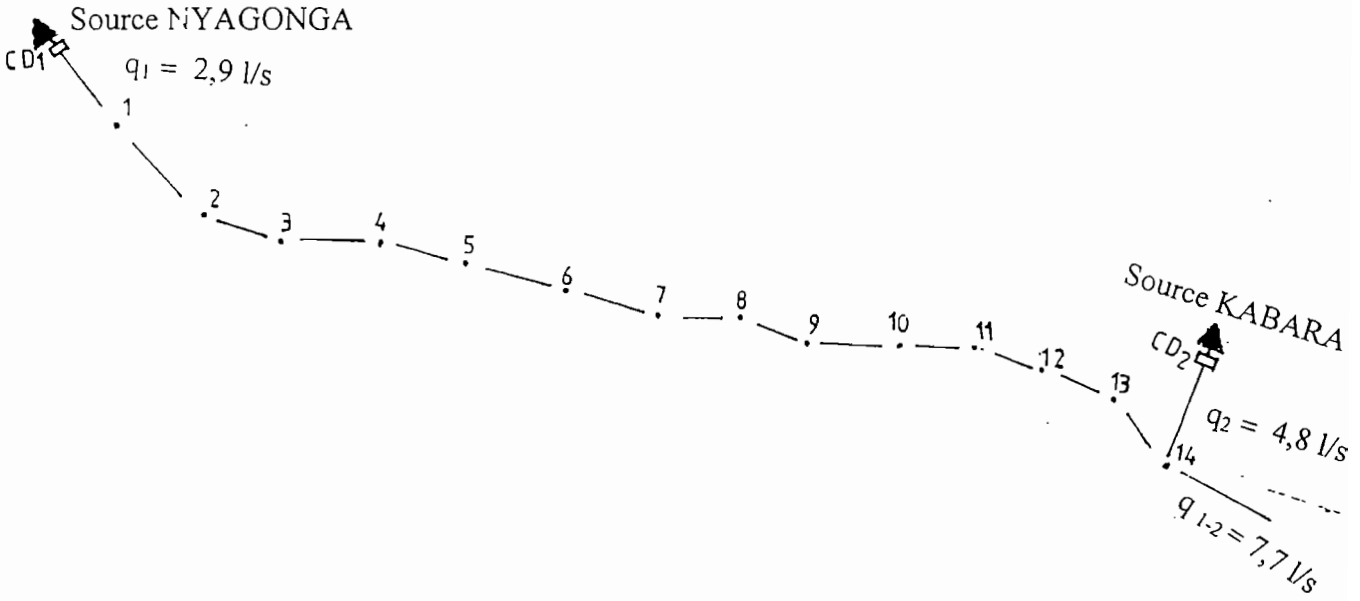
Légende

CDi : Chambre de départ de la source n°i
CD : Chambre de décharge
CC : Chambre collective
B.A : Bâche d'aspiration
R.S : Réservoir de stockage

II.2.4. Calcul du réseau gravitaire

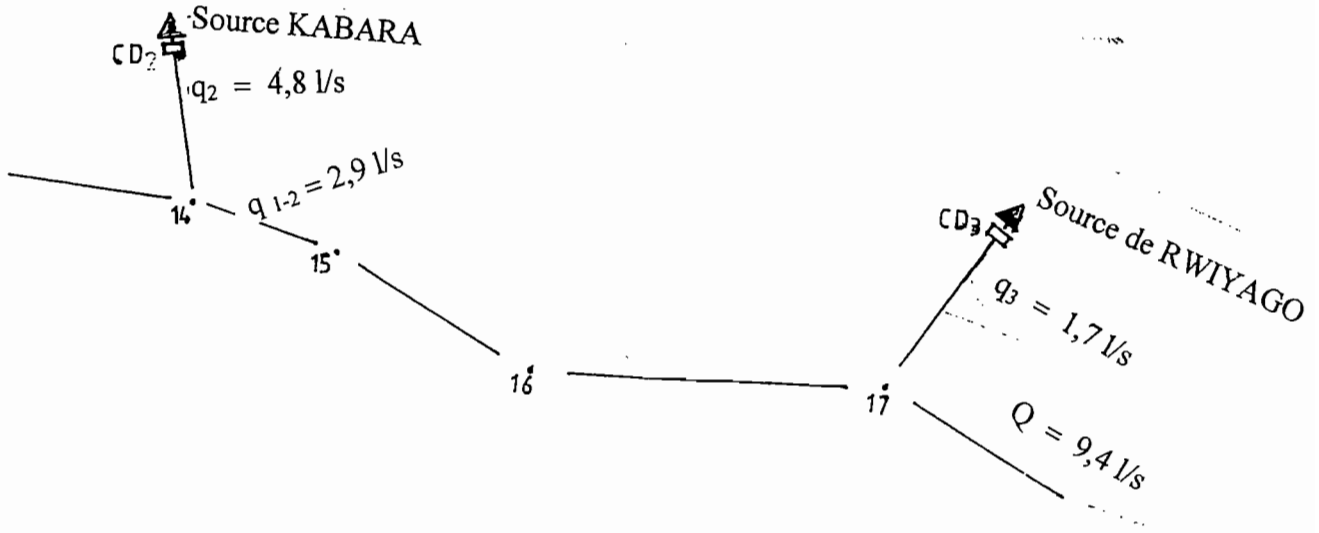
A la suite de ce réseau, nous allons détailler les calculs tronçon par tronçon à l'aide des tables de Colebrook et dans la mesure du possible; nous utiliserons des tuyaux en plastiques.

Tronçon S1-14



N° de pts	Distance en (m)	Débit en l/s	Vitesse	ϕtuyau en (mm) pvc	J m d'eau	J (m d'eau)	Altitude (m)	Cote piézo (m)	Pression (P/ω)
S1	255,27	2,9	1,05	60,0	0,0246	0,00	2454,9	2454,9	0,00
1	144,135					6,279	2424,86	2448,62	24,261
2	136,295					3,545	2388,92	2445,076	56,156
3	167,645					3,352	2362,32	2441,724	79,4040
4	55,565					4,124	2356,30	2437,60	81,3
5	94,205					1,366	2346,60	2436,234	39,634
6	179,745					2,317	2341,69	2433,917	92,227
7	207,365					4,421	2336,94	2429,496	92,556
8	223,68					5,101	2316,25	2424,395	108,145
9	214,775					5,487	2308,41	2418,908	110,498
10	161,13					5,283	2297,11	2416,625	116,515
11	163,44					3,963	2291,54	2409,662	118,,122
12	70,425					4,020	2289,58	2405,642	116,062
13	118,485	2,9	1,05	60,0	0,0246	1,732	2281,06	2403,91	122,85
14						2,914	2270,24	2400,996	130,756

Tronçon 14-17



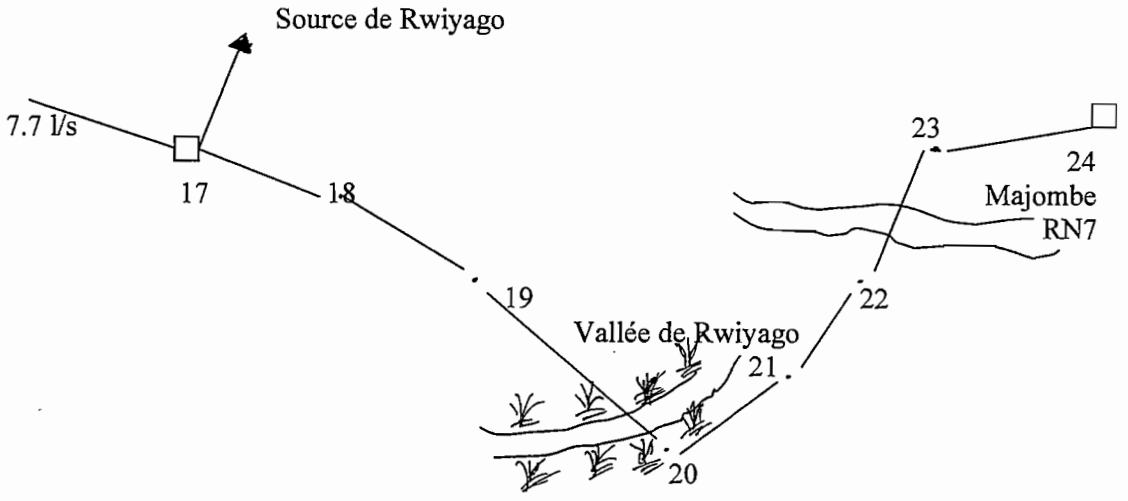
N° de pts	Distance en (m)	Débit en l/s	Vitesse	ϕtuyau en (mm) pvc	j m d'eau	J (m d'eau)	Altitude (m)	Cote piézo (m)	Pression (P/ω)
14	85,865	7,7	1,00	100,00	0,01184	2,914	2270,24	2400,996	130,756
15	92,83	7,7	1,00	100,00	0,01184	1,0169	2263,53	2399,979	136,4499
16	113,99	7,7	1,00	100,00	0,01184	1,0991	2263,73	2398,88	136,450
17						1,3496	2263,25	2397,530	134,250

Par interpolation de j dans la table de Colebrook

A : 7,854 ➔ 0,01208

$$7{,}7 \rightarrow \frac{0{,}01208 \cdot 7{,}7}{7{,}854} = 0{,}01184$$

Tronçon 17-24



N° de pts	Distance en (m)	Débit en l/s	Vitesse	ϕtuyau en (mm) pvc	J (m d'eau)	J (m d'eau)	Altitude (m)	Cote piézo (m)	Pression (P/ϖ)
17	169,99	9,4	0,80	125	0,0058	1,3496	2263,25	2397,53	134,28
18	210,17					0,9859	2250,00	2396,54	146,54
19	176,135					1,2184	2233,67	2395,32	161,65
20	92,575					1,0215	2225,00	2394,298	169,29
21	50,075					0,5369	2238,02	2393,75	155,73
22	78,445					0,2904	2244,19	2393,45	149,269
23	351,05	9,4	0,80	125	0,0058	0,4549	2238,71	2393,00	134,294
24						2,0360	2260,49	2390,96	130,478

Nous constatons que le dernier tronçon (17-24) supporte des pressions exagérées (P/ϖ > 160 m d'eau) notamment entre les stations 18 et 21 surtout sur la station 20 traversée par la rivière Rwiyago.

Donc en cette zone dans laquelle se trouve l'altitude la plus basse de notre tracée (2225 m), l'utilisation des tuyaux en plastique n'est pas efficace car ils ne peuvent pas vaincre une pression supérieure à 160 m d'eau.

Deux solutions peuvent remédier à ce problème :

- utilisation de tuyaux en acier
- Installations d'une brise-charge au niveau du point plus bas dont les caractéristiques sont les suivantes :

  Altitude : 2225 m

  Cote piézométrique : 2394,298 m

  Perte de charge : 1,0215 m d'eau

  Pression au sol : P/ϖ = 169,29 m d'eau.

Les résultats des calculs nous conduisent à adopter une brise de charge entre les stations 18 et 20 où les pressions sont supérieures à 160 m d'eau que nous jugeons plus pratique que les tuyaux galvanisés.

Chapitre III : POMPAGES

III.1. Rappels théoriques

III.1.1. Généralités

Il est très rare que l'eau puisse être transportée du point de captage aux consommateurs par voie naturelle, c'est à dire par gravité. Beaucoup de fois, il faut relever l'eau artificiellement, donc la refouler à l'aide d'une pompe hydraulique.
On appelle pompe, une machine qui, entraînée par un moteur (électrique, diesel, solaire,...) sert à élever un liquide dans une conduite.
Du point de vue physique, la pompe transforme son énergie mécanique en énergie hydraulique qui fait que le liquide traversant la pompe monte jusqu'à une certaine hauteur.
Théoriquement cette hauteur peut être déterminée par la relation suivante.

$$H = \frac{p_2 - p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2 - \alpha_1 v_1^2}{2g}$$

Avec
- P_1 et P_2 : sont la pression à l'entrée et à la sortie de la pompe
- V_1 et V_2 : sont des vitesses à l'entrée et la sortie
- γ : la masse volumique de l'eau
- g : l'accélération gravitationnelle
- α_1 et α_2 : sont les coefficients des vitesses.

III.1.2. Classification des pompes

Il existe deux principaux types de pompes à savoir :
- les pompes volumiques ou pompes à piston
- les pompes centrifuges

Les pompes volumétriques travaillent d'après le principe de déplacement. L'espace de la chambre de travail de la pompe s'agrandit et diminue tour à tour grâce au mouvement alternatif du piston ; le liquide est aspiré et expulsé par des soupapes. Ces pompes sont utilisées généralement s'il s'agit d'une station de pompage à faible débit.

Pour les pompes centrifuges, le noyau de la pompe est la couronne mobile à aubes se trouvant dans le corps de la pompe. L'énergie de pression et de vitesse est transmise au liquide emporté pour les aubes qui font le tour à grande vitesse. Celle-ci

est utilisée pour l'accroissement de la pression en conduisant l'eau venant de la couronne mobile vers les canaux fixes qui s'évasent vers l'extérieur.
En adduction d'eau, les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées. Leur développement a été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Elles ont un bon rendement.

III.1.3. Constitution d'une pompe centrifuge et son principe de fonctionnement

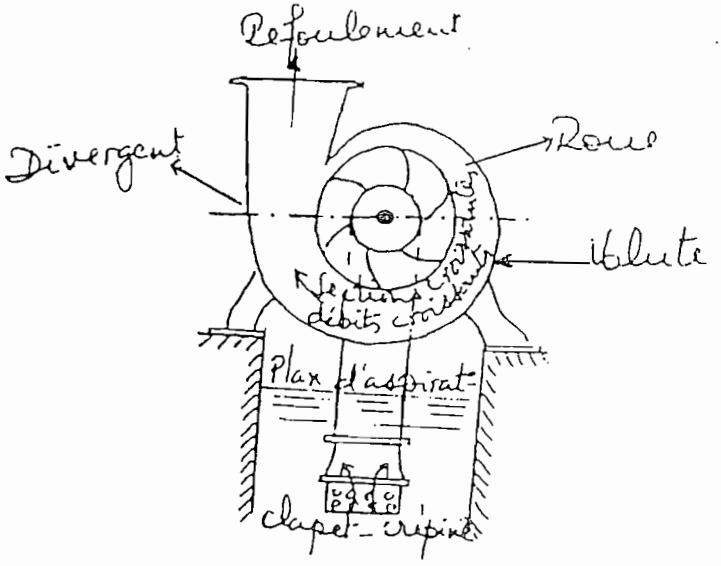
III.1.3.1. Constitution d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est construite en vue de répondre à des conditions précises de fonctionnement. Le débit Q à élever à une hauteur H.
D'une manière générale, une pompe comporte :

- Un organe mobile, la roue, encore appelée turbine, ou impulseur ou rotor,
- Des organes fixés à savoir : - un diffuseur appelé également stator
  - des canaux de retour.

Quand l'ensemble roue-diffuseur-canaux constitue une cellule, la pompe est dite multicellulaire. Toutes les roues sont calées sur le même arbre. Lorsque la pompe contrairement comporte une seule cellule, elle est dite monocellulaire et se compose d'une roue et d'une volute ou corps de pompe qui joue le rôle de diffuseur de la pompe multicellulaire.

Schéma d'une pompe monocellulaire.



III.3.2.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge repose sur le mouvement de rotation de la turbine. Cette dernière est animée d'une vitesse de rotation qui lui est communiquée par le moteur d'entraînement. Sous l'effet de la rotation de la turbine, l'eau qui entre dans la région axiale est expulsée à la périphérie et de ce fait, il en résulte une dépression dans l'axe de la pompe, ce qui provoque un appel des tranches d'eau suivantes et, par suite, un écoulement continu de la veine liquide, laquelle est recueillie par le volute ou par le diffuseur et dirigée dans la conduite de refoulement.

III.1.4. Rôle des principaux organes d'une pompe multicellulaire

- La turbine ou la roue : Grâce à sa rotation, son rôle est d'augmenter à la fois la vitesse absolue et la pression de l'eau.

Nous avons donc :

A l'entrée de l'aubage : Les vitesses U_1, W_1 et V_1 telle que : $U_1 = \omega.r_1$

$V_1 = U_1 + W_1$

A la sortie de l' aubage : les vitesses U_2, W_2 et V_2 telle que : $U_2 = \omega.r_2$

$V_2 = U_2 + W_2$

Avec $V_2 > V_1$

Où ω = vitesse de rotation de la turbine

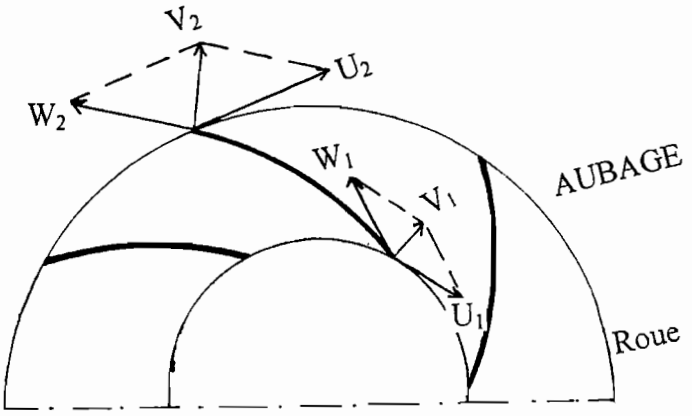
U_1 et U_2 = vitesses tangentielles de l'eau respectivement à l'entrée et à la sortie de l'aubage

r_1 et r_2 = respectivement petit et grand rayon de la roue

V_1 et V_2 = respectivement vitesses absolues de l'eau à l'entrée et à la sortie de l'aubage

W_1 et W_2 = vitesse d'entraînement

Schéma des triangles de vitesses



- Le diffuseur ou rotor : son rôle est de transformer progressivement en pression une partie de la grande vitesse V_2 de l'eau à l'intérieur du diffuseur jusqu'à obtenir sa vitesse initiale V_1 avec laquelle elle parviendra à l'entrée de la cellule suivante.
- Les canaux de rotor : Ils ont pour rôle de ramener, à l'entrée de la roue suivante, l'eau avec sa vitesse basse V_1 qu'elle possède à la sortie du diffuseur.

III.1.5. Pompes semblables

III.1.5.1. Loi de similitude des pompes semblables

Soit la première pompe dont les caractéristiques sont :

- le diamètre de la roue : D
- la largeur de la roue : L
- la vitesse de rotation : N tours/min
- le débit de refoulement : Q
- la hauteur nette d'élévation : H
- la hauteur théorique d'élévation : Ht
- le rendement de refoulement : H/Ht
- la puissance absorbée : P

Soit la deuxième pompe dont les caractéristiques sont :

- le diamètre de la roue : d
- la largeur de la roue : l
- la vitesse de rotation : n tours/min
- le débit de refoulement : q
- la hauteur nette d'élévation : h

- la hauteur théorique d'élévation : ht
- le rendement de refoulement : h/ht
- la puissance absorbée : p

Pour que ces deux pompes soient semblables, leurs caractéristiques géométriques doivent être les mêmes et présenter entre elles un rapport d'homothétie constant. Nous pouvons alors établir les relations suivantes :

$$\frac{H}{h} = \frac{Ht}{ht} = (\frac{D}{d})^2 * (\frac{N}{n})^2 \quad (1)$$

$$\frac{Q}{q} = (\frac{D}{d})^2 * \frac{L*N}{l*n} \quad (2)$$

$$\frac{P}{p} = (\frac{D}{d})^4 * \frac{L}{l} * (\frac{N}{n})^3 \quad (3)$$

Le facteur d'homothétie : $k = \frac{D}{d} = \frac{L}{l}$

En utilisant ce facteur d'homothétie, la relation **(2)** devient : $\frac{Q}{q} = K^2 * K * \frac{N}{n} = K^3 \frac{N}{n}$

De cette relation alors, la valeur de $k = \sqrt[3]{\frac{Q*n}{q*N}}$

Et de (**1**) K devient :

$$\frac{H}{h} = (\frac{D}{d})^2 * (\frac{N}{n})^2$$

$$\frac{H}{h} = K^2 * (\frac{N}{n})^2$$

$$K = \frac{n}{N} \sqrt[2]{\frac{H}{h}}$$

III.1.5.2. Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge

La vitesse spécifique d'une pompe centrifuge est le nombre de tours par minute auquel devrait tourner la roue d'une pompe centrifuge qui débuterait 1 m^3/s à 1 mètre de hauteur.

Cette vitesse est calculée pour le rendement maximal de l'engin, donc pour des valeurs bien précises de Q et de H.

La valeur de la vitesse spécifique résulte des relations établies par la loi de la similitude applicable aux pompes semblables.

Nous avons : $\frac{H}{h} = K^2(\frac{N}{n})^2$ (1)

$$\frac{Q}{q} = K^3 \frac{N}{n} \quad (2)$$

$(1)^3$ et $(2)^2$, le facteur d'homothétie K est éliminé et on a :

$$\frac{Q^2}{q^2} = \frac{H^3 N^4}{h^3 n^4}$$

On en tire : $\frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{nq^{1/2}}{h^{3/4}} = Cte.$

Cette constante est appelée vitesse spécifique et est représentée par n_s.

Donc $n_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}}$

N est exprimé en tours/min, Q en m^3/s, H en m.

Nous en déduisons que :

1°) La vitesse spécifique est la même pour un groupe de pompes semblables entre elles;

2°) La vitesse spécifique d'une pompe est indépendante de sa vitesse de rotation.

III.1.6. Aspiration des pompes

III.1.6.1. Capacité pratique d'aspiration en dépression

Au niveau de la mer (à l'altitude 0), la capacité pratique d'aspiration d'une pompe se limite à 10,33 m car elle ne peut pas créer une dépression supérieure à une atmosphère dans la conduite d'aspiration.

Pour une altitude Z donnée, la capacité d'aspiration est donnée par :

$h_a = 10,33 - 0,012\ h$, où h = altitude du lieu d'aspiration.

A cette notion de capacité pratique d'aspiration se rattache une autre notion identique. Le Net positive sunction Head (N.P.S.H).

III.1.6.2. Le Net Positive Sunction Head (N.P.S.H.)

Le N.P.S.H. est la charge nette d'aspiration. En général, on utilise la hauteur nette d'aspiration diminuée de la tension de vapeurs d'eau qu'on appelle Net Positive Sunction Head disponible ($N.P.S.H_D$).

Il est calculé comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_o, P_0) et à l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) donne, en négligeant les termes en $\frac{V^2}{2g}$ et si J_a est la perte de charge à l'aspiration :

$$N.P.S.H_d = \frac{P}{\varpi} - hv = \frac{P_o}{\varpi} + (Z_o - Z_1 - J_a - h_v)$$

Si h_v est la hauteur représentative de la tension de vapeur, $hv = t/\omega$ et est exprimée en mètres d'eau (Z_0 - Z_1) est à prendre avec son signe selon qu'il est en dépression ou sous pression.

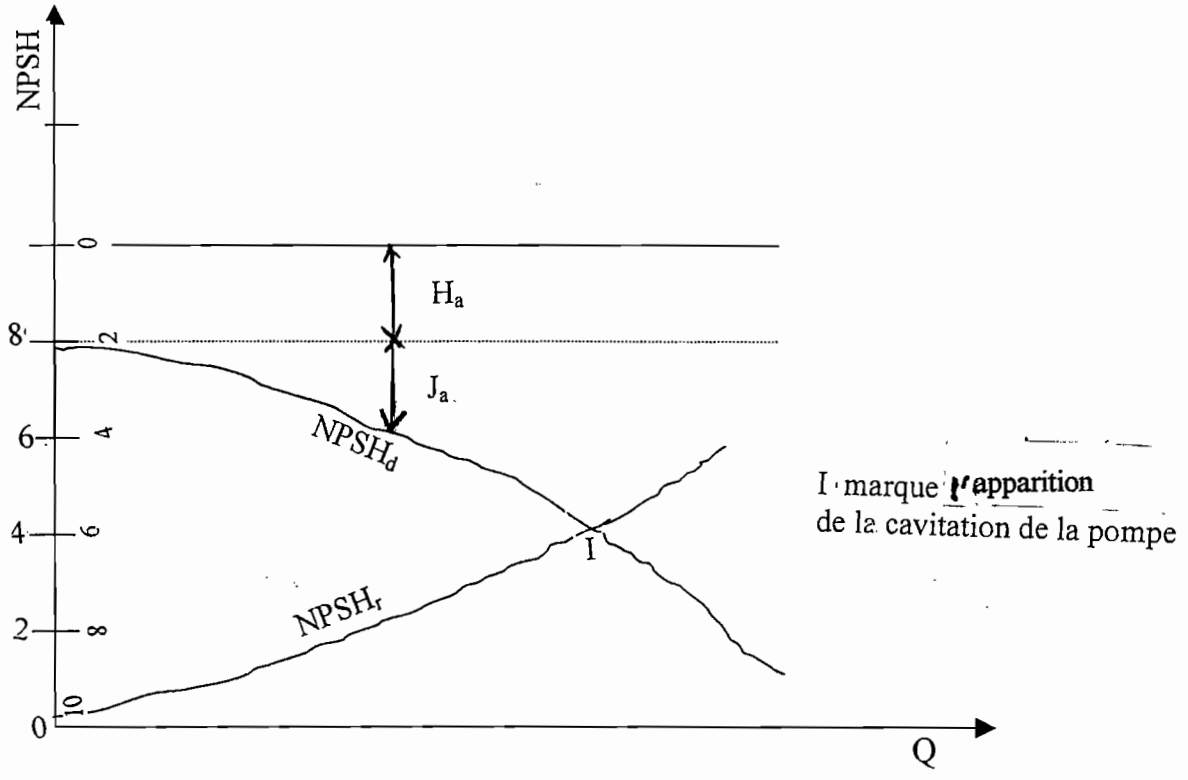
Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a, (Z_o - Z_1) est négatif et l'on a :

$$N.P.S.H_d = \frac{P_o}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v)$$

Pour les altitudes inférieures à 100m et pour une eau ne dépassant pas 20°C, on a :

$N.P.S.H_d = 10 - (H_a + J_a)$ car à cette température $Po/\varpi - h_v = 10m$.

Par analogie avec la définition du $NPSH_d$, le constructeur précise le Net Positive Sunction Head requis $NPSH_r$ de sa pompe qu'il offre à son client telle que : $NPSH_d > NPSH_r$, ceci étant une condition satisfaisante pour éviter la cavitation de la pompe
De plus, le constructeur détermine le point de fonctionnement de la pompe en traçant les courbes $NPSH_d > NPSH_r$ en fonction du débit à refouler à la hauteur h voulue.
La différence entre les deux valeurs pour le point de fonctionnement étant de l'ordre de quelques décimètres.



Le point de fonctionnement de la pompe se trouve toujours du côté gauche de la verticale passant par le point I ; où on a : $NPSH_d > NPSH_r$.

III.1.6.3. Etude du phénomène de cavitation

La cavitation est la création d'un vide rempli de vapeurs ou de gaz au sein d'un liquide en mouvement lorsque la pression en un point du liquide devient inférieure à la tension de vapeur de celui-ci. Ce phénomène crée de zone de fortes pressions gênant le fonctionnement normal de la pompe et peut même endommager ou détruire à la longue la pompe.
Donc pour que la pompe puisse fonctionner en toute sécurité, il faut que la pression absolue à l'ouïe d'aspiration se maintienne largement au-dessus de la tension de vapeur du liquide.

On montre que, quelle que soit la vitesse de rotation de la pompe ou des pompes de même vitesse spécifique (cas des pompes semblables), il existe un rapport constant entre $NPSH_r$ et la hauteur d'élévation H. Ce rapport est donné par :

$$\sigma = \frac{NPSH_r}{H} = 1{,}21 n_s^{4/3} * 10^{-3}$$

σ : est appelé constante de cavitation ou constante de THOMA.

Pour une pompe centrifuge, la cavitation au point de rendement maximal, supposé être son point de fonctionnement n'apparaîtra pas moyennant cette condition :

$$\mathbf{10 - (H_a + J_a) > 1{,}21\ n_s^{4/3} * 10^{-3}}$$

III.2. Description et emplacement de la station de pompage

Notre station de pompage sera installée juste au centre de Majombe car c'est à ce lieu qu'une fois le quartier se dotera d'une alimentation en électricité, la station pourra être branchée à la ligne du quartier. Cette station se situe à une distance de 851,065 m depuis le réservoir de distribution qui alimentera les abonnés de notre site.

Elle sera équipée d'une pompe centrifuge placée à une altitude de 2258,49 m et son réservoir d'aspiration se trouve à une altitude de 2260,49 m.

Les caractéristiques de cette pompe seront définies dans les paragraphes qui vont suivre dans ce chapitre.

III.3. Equipements hydrauliques de la station de pompage

III.3.1. Equipements en amont

En amont se trouve :

- un réservoir d'aspiration
- une conduite d'aspiration et une vanne d'aspiration permettant si nécessaire d'isoler la pompe.

III.3.2. Equipements en aval

En aval, nous aurons :

- Un divergent dont le rôle est de réduire la vitesse de l'eau à la vitesse couramment admise dans les conduites de refoulement (1 à 1,5 m/s)

- Un clapet de refoulement dont le rôle est d'empêcher l'inversion du débit de l'eau lors de l'arrêt de la pompe
- Une vanne de refoulement qui permet d'isoler la pompe en cas de besoin
- Un réservoir d'air dont le rôle est de protéger la conduite de refoulement contre les coups de bélier.

III.4 Durée de pompage

Sur des installations moyennes et petites (débits journaliers < 200 m^3), on a tendance, bien souvent, à utiliser l'énergie d'heures creuses, donc de nuit, afin de réduire les frais d'exploitation et dans bien des cas, la station est exploitée 10 heures sur 24 heures. De la même tendance, on préfère augmenter le débit par l'artifice de la réduction du temps de pompage. Ainsi donc, notre station de Majombe va fonctionner pendant 10 heures sur 24 heures pour des raisons ci-haut mentionnées.

III.5. Bâche d'aspiration

III.5.1. Description

Il s'agit d'un réservoir contenant de l'eau prête pour être pompée. Sa capacité est fonction de l'importance de la source et de la quantité de l'eau à pomper.

III.5.2. Dimensionnement

Le volume minimal de la bâche d'aspiration est donné par la formule :

$V_B min = q_s * t_r$

Avec $V_B min$: volume minimal de la bâche d'aspiration en m^3

q_s : débit d'apport ou débit des sources en m^3/h

t_r : nombre d'heures de non mise en marche (temps de repos)

$V_B = 41{,}04\ m^3/h * 14h$

$V_B = 574{,}56\ m^3$

Soit nous aurons les dimensions suivantes :

- largeur : 12 m
- largeur : 10 m
- hauteur : 5 m

et un volume $V_B = 600\ m^3$

III.6. Calcul de la conduite de refoulement

III.6.1. Calcul du débit de refoulement

Le débit de refoulement est le rapport entre la quantité totale d'eau nécessaire (Ici V = 794,452 m^3/jour) et la durée de pompage 10 heures par jour.

$$Q = \frac{794,452 m^3 / jour}{10 h / jour} = 79,445 m^3 / h$$

Soit un débit de refoulement de Q = 0,022068 m^3/sec

Q = 22,068 l/s

III.6.2. Calcul du diamètre du tuyau

Le calcul du diamètre économique tient compte de la vitesse d'écoulement (compris entre 0,5 et 1,4 m/s) d'une part, du prix d'achat de la conduite et des frais d'entretien ainsi que des dépenses c'est à dire les frais de fonctionnement d'autre part.
Un diamètre économique est calculé en appliquant la formule de Bresse suivante :

$$Dopt = 1,5\sqrt{Q}$$

Où Dopt est le diamètre optimal en m

Q : le débit moyen de refoulement en m^3/s

Cette formule de Bresse donne un diamètre économique, mais une vitesse faible et par conséquent, cette formule a été corrigée :

$$Dopt = \sqrt{Q}$$

$$= \sqrt{0,022068} m = 0,14855 m$$

soit un Dopt : 148,55 mm.
Dans la gamme des diamètres normalisés, nous retenons un diamètre nominal légèrement supérieur à 0,14855 m.
D'où Dopt = 150 mm.

III.6.3. Détermination des caractéristiques de la pompe

Dans le choix de la pompe à utiliser, nous allons déterminer la puissance absorbée par la pompe c'est à dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique. Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_p = \frac{g.Q.H_{MT}}{\eta_p}$$

Avec P_p : puissance de la pompe

g : accélération de la pesanteur

H_{MT} : hauteur manométrique totale

η_p : rendement de la pompe

III.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique d'élévation H_g

La hauteur géométrique d'élévation est la différence d'altitude entre le niveau de l'eau dans le réservoir d'aspiration et le niveau de l'eau dans le réservoir de refoulement

$H_g = H_r + H_a$ Avec H_r : hauteur de refoulement

H_a : hauteur d'aspiration

Si $H_a > 0$, on est en présence d'une aspiration en charge

et $H_a < 0$, on est en présence d'une aspiration en dépression

III.6.3.1.1. Calcul de la hauteur d'aspiration (H_a)

La station de pompage de Majombe sera placée à 2258,49 m d'altitude et son réservoir d'aspiration à 2260,49 m d'altitude.

Fixons le niveau de l'eau dans le réservoir d'aspiration à 2 m.

La hauteur d'aspiration devient H_a = 2260,49 m - 2258,49 m + 2 m = 4 m.

H_a = 4 m : on a une aspiration en charge.

III.6.3.1.2. Calcul de la hauteur géométrique de refoulement

Le réservoir de stockage sera placé à 2354 m d'altitude et la pompe à 2258,49 m d'altitude. Fixons à 4m le niveau de l'eau dans le réservoir de stockage.

H_r = 2354 m - 2258,49 m + 4 m = 99,51 m.

Hauteur géométrique d'élévation

Aspiration en dépression

Aspiration en charge

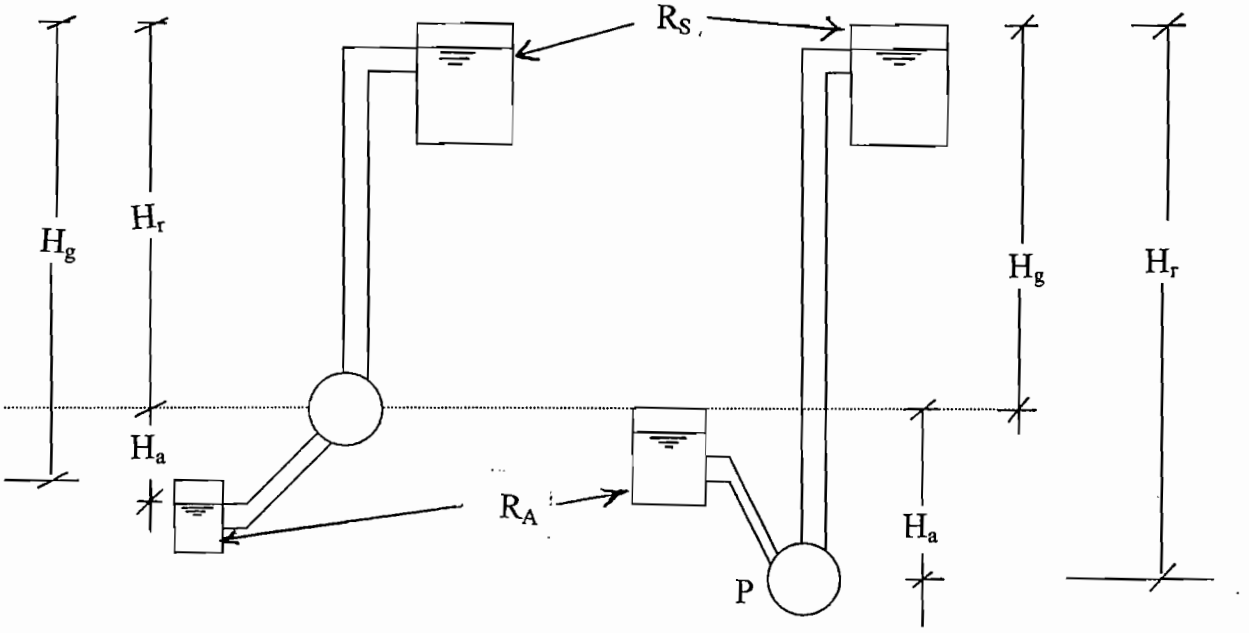
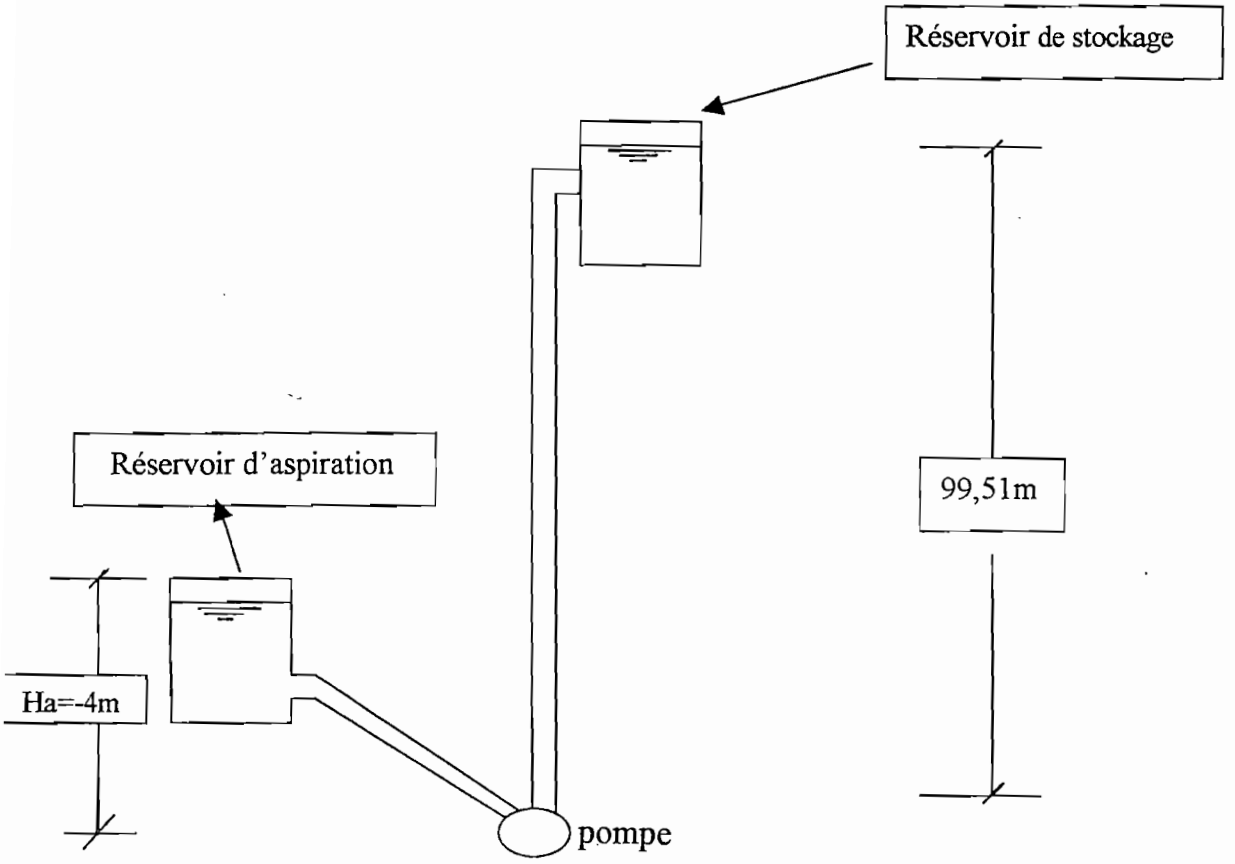


Schéma de principe

P : pompe
R_A : réservoir d'aspiration
H_g : hauteur géométrique d'élévation
H_r : hauteur de refoulement
R_S : réservoir de stockage

III.6.3.1.3. Calcul de la hauteur géométrique d'élévation



Dans le réservoir d'aspiration, on se fixe le niveau minimal de l'eau au fond du réservoir c'est à dire à une altitude de 2258,49 m et le niveau de l'eau dans le réservoir de refoulement sera juste à l'entrée du réservoir c'est à dire à l'altitude de 2358 m. La hauteur géométrique devient donc :

$H_g = H_r + H_a = 99{,}51\ m - 4\ m$ ($H_a = -4$ m car on a une aspiration en charge)

$H_g = 95{,}51$ m.

III.6.3.2. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{MT})

La hauteur manométrique totale (H_{MT}) est la somme algébrique de la hauteur géométrique de refoulement (H_r) et des pertes de charges (J).

$$H_{MT} = H_r + J$$

III.6.3.2.1. Calcul des pertes de charges dans la conduite de refoulement

Dans la conduite de refoulement, on distingue 3 types de pertes de charges :

- pertes de charges linéaires ;
- pertes de charges à l'aspiration
- pertes de charges singulières.

III.6.3.2.1.1. Pertes de charges linéaires

1. Principe de calcul

Les pertes de charges linéaires sont calculées à l'aide de la formule universelle suivante : $J = \lambda * \frac{V^2}{2gD} * L$ dans laquelle :

V : vitesse du liquide en mètre par seconde (m/s)
g : accélération de la pesanteur pris à 9,81 m/s²
d : diamètre de la conduite
λ : coefficient de friction
L : la longueur de la conduite

Le coefficient λ peut être déterminé de deux façons différentes :

1°) Par le calcul itératif à l'aide de la formule de COLEBROOK :

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

Avec D : diamètre de la conduite en m
K : coefficient de rugosité absolue des parois de la conduite dépendant du type de matériau en m
K ε [0,05 à 10]mm
R_e : nombre REYNOLDS relatif au type d'écoulement $R_e = \frac{VD}{\nu}.10^4$

où ν est le coefficient de viscosité cinématique du liquide considéré.

2°) Par la méthode graphique à l'aide de l'abaque de Moody

Par cette méthode λ est déterminé en fonction du rapport K/D et du nombre Reynolds.

Cette méthode graphique semble être la plus courte comparativement à l'itérative raison pour laquelle, nous allons l'utiliser pour nos calculs.

<u>Calcul des pertes de charge linéaire à l'aide de l'abaque de Moody</u>

$$V = \frac{Q}{s} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{0,022068m^3}{\frac{22}{7} * \frac{(0,150m)^2}{4}} = 1,249m/s$$

V = 1,249 m/s

La viscosité cinématique de l'eau étant généralement égale à 10^{-6} m/s.

$$R_e = \frac{V.D}{\upsilon} = \frac{1{,}249 \cdot 0{,}150}{10^{-6}}$$

$$R_e = 1{,}8735 * 10^5$$

La conduite de refoulement sera en acier galvanisé, donc

K = 0,15 mm ; d'où $\frac{K}{D} = \frac{0{,}15mm}{150mm} = 1.10^{-3}$

De l'abaque de Moody, nous tirons $\lambda = 0{,}02830$.

La longueur de refoulement étant de L = 851,065 m, les pertes de charges linéaires dans la conduite de refoulement deviennent finalement :

$$J_r = \frac{\lambda V^2}{2gD} \cdot L = \frac{0{,}02830 \cdot (1{,}249)^2 \cdot 851{,}065}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}152}$$

J_r = 12,766 m d'eau.

III.6.3.2.1.2. Calcul des pertes de charges à l'aspiration

Les équipements hydrauliques tels que les robinets-vannes, les clapets entraînent s'ils sont placés avant la pompe des pertes de charges estimées à 1% de la hauteur géométrique de refoulement augmentée des pertes de charge linéaires.

$$J_a = \frac{H_r + J_r}{100} = \frac{99{,}51m + 12{,}766m}{100}$$

J_a = 1,123 m d'eau.

III.6.3.2.1.3. Calcul des pertes de charges singulières

Ces pertes de charge sont dues au changement de diamètre et de direction de la conduite et sont estimées à $0{,}2\frac{V^2}{2g}$

Soit $J_s = \frac{0{,}2 \cdot (1{,}249)^2}{2 \cdot 9{,}81}$

J_s = 0,0159 m d'eau.

Calcul des pertes de charge totale

Les pertes de charge totale sont calculées par addition des trois précédentes.

Ainsi donc : $J = J_r + J_s + J_a$

$= (12,766 + 0,0159 + 1,123)$ m d'eau

$J = 13,905$ m d'eau

Soit, toutes les pertes de charge sont estimées à 14 m d'eau.

III.6.3.2.1.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (H_{MT})

La hauteur manométrique totale représente l'énergie globale que doit fournir la pompe pour élever l'eau jusqu'au réservoir de stockage. Sa valeur est donnée par la relation suivante :

$H_{MT} = H_r + J = 99,51$ m + 14 m

$H_{MT} = 113,51$ m

III.6.4. Choix de la pompe

III.6.4.1. Accouplement Moteur-Pompe

Les pompes centrifuges sont en principes prévues pour fonctionner à l'aide d'un accouplement direct avec un moteur électrique. Ce dernier étant la plupart du temps alimenté en courant alternatif,

la vitesse de rotation d'une pompe sera toujours voisine de :

$$N \text{ tours/min} = \frac{f}{p} * 60$$

Avec f : la fréquence du courant, généralement de 50 Hz ou 60 Hz mais en principe de 50 Hz

p : le nombre de paire de pôles.

Généralement, le moteur et la pompe tournent à la même vitesse. Dans le cas contraire, on intercale entre le moteur et la pompe des appareils pour la multiplication ou réduction de vitesse. Alors notre pompe sera accouplée à un moteur électrique de 4 pôles (2 paires).

$$N = \frac{50 * 60}{2}$$

N = 1500 tours/min

Comme la vitesse en charge d'un moteur est légèrement inférieure à la vitesse du synchronisme (différence de 2 à 5% en moyenne correspondant au glissement), nous allons utiliser une pompe d'une vitesse de rotation de 1450 tours/min.

III.6.4.2. Calcul de la puissance de la pompe

La puissance de la pompe est donnée par la formule :

$$P_p = \frac{g * Q * H_{MT}}{\eta_p}$$

Avec : P_p : puissance de la pompe exprimée en kilowatts/h, joules ou les chevaux en le divisant par 0,736 mais celui-ci n'est pas couramment utilisé.

g : accélération de la pesanteur

Q : débit à refouler

H_{MT} : hauteur manométrique totale

η_p : rendement de la pompe

Données : $Q = 0{,}022068\ m^3/s$

$g = 9{,}81\ m/s^2$

$\eta_p = 75\%$

$H_{MT} = 113{,}51\ m$

D'où $$P_p = \frac{9{,}81 * 0{,}022068 * 113{,}51}{0{,}75}$$

$P_p = 32{,}765\ Kw$

III.6.4.3. Calcul de la puissance du moteur d'entraînement

La puissance à fournir par le moteur est déterminée d'après la valeur trouvée pour la puissance absorbée par la pompe et pour le point de fonctionnement considéré. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m * \eta_t}$$ dans laquelle :

η_m : rendement du moteur

η_t : rendement de transmission

P_m : puissance du moteur

En pratique, $\eta_m \approx 95\%$ et $\eta_t = 90\%$. D'ou $P_m = 38{,}322$ kw.

Dans la liste des moteurs d'entraînement normalisés couramment utilisés selon la norme $C_{51\text{-}110}$, nous allons choisir un moteur d'entraînement de 45 kw légèrement supérieur qui tiendra compte du rendement et correspondant à la puissance nominale mais aussi pour prévenir aux imprévus liés à l'exploitation.

III.6.4. Choix des caractéristiques de la pompe

La pompe que nous proposons pour cette station de pompage de Majombe est une pompe centrifuge accouplée à un moteur électrique dont les caractéristiques sont les suivantes :

a) Pour la pompe

- hauteur manométrique totale, $H_{MT} = 113,51$ m
- débit de refoulement, $Q = 0,022068$ m^3/s
- vitesse de rotation, N = 1450 tours/min
- puissance de la pompe, $P_p = 32,765$ kW
- rendement de la pompe, $\eta_p = 75\%$

b) Pour le moteur d'entraînement

- Vitesse de synchronisme, N = 1450 tours/min
- Puissance du moteur, $P_m = 45$ kW

III.6.5. Vérification de la condition de non cavitation

Comme il a été signifié au point (III.1.6.3), pour qu'il n'y ait pas cavitation, il faut que la valeur de $NPSH_d$ soit supérieure au $NPSH_r$.

Cette condition peut être vérifiée comme suit :

$$\mathbf{H_{ut} - H_v + (H_a - J_a) > \sigma.H_{MT}}$$

Avec σ : constante de Thoma

$$\sigma = 1,21 \quad n_s * 10^{-3} \quad \text{Or} \qquad n_s = \frac{NQ^{1/2}}{(H_{MT})^{3/4}}$$

$$= \frac{1450 * (0,022068)^{1/2}}{(113,51)^{3/4}} = 6,1940$$

Soit n_s de 6,1940

$$\sigma = 1,21 * 6,1940 * 10^{-3}$$

$$\sigma = 7,49474 * 10^{-3}$$

$\sigma \approx 7{,}495 * 10^{-3}$

H_v : tension de vapeur d'eau, prise à 0,20 m (pour une eau potable à 20°C)

H_{ut} = 10,33 m - 0,0012 h

Avec h : altitude du lieu d'aspiration (Ici 2260,49 m)

H_{ut} = 10,33 m - 0,0012 * 2260,49 m

H_{ut} = 7,617 m

J_a = perte de charge à l'aspiration : J_a = 1,123 m d'eau

H_a = hauteur d'aspiration : H_a = + 4 m

Nous avons donc : $H_{ut} - H_v + (H_a - J_a) > \sigma.H_{MT}$

$\Leftrightarrow$ 7,617 m - 0,20 m + (- 4 m - 1,123 m) > $7{,}495 * 10^{-3}$ * 113,51 m

2,294 m > 0,851 m

→ La condition de non cavitation est vérifiée.

III.6.6. Amorçage de la pompe

La pompe étant placée au niveau plus bas (2258,49 m) par rapport à son réservoir d'aspiration (2260,49 m), aucun problème d'amorçage ne pourra se poser. En effet, il y aura toujours de l'eau dans la conduite d'aspiration autrement pas de risque d'aspiration à vide.

Chapitre IV : PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LES COUPS DE BELIER

IV.1. Définition du coup de Bélier

Le coup de Bélier est un phénomène oscillatoire caractérisé par une surpression ou une dépression dont les causes principales sont les suivantes:

- l'arrêt brutal du moteur d'entraînement d'une pompe ou démarrage brusque de celui-ci ;
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Dans le cas où des conduites ne sont pas protégées, des cas de cassure de conduite peuvent avoir lieu.

IV.2. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est donné par la formule suivante :

$B = \frac{a * v_o}{g}$ où a : célérité de l'onde provoqué par le coup de bélier

v_o : vitesse initiale de l'eau

g : l'accélération gravitationnelle

La valeur de a se calcule par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{D}{e}}}$$

Avec D : diamètre de la conduite de refoulement

K : coefficient de rugosité égale à 0,05 mm pour l'acier

e : épaisseur de la conduite de refoulement en mm.

IV.3. Méthodes de protection des conduites de refoulement contre les coups de bélier

Les dispositifs utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui permettent de limiter la dépression
- Les soupapes de décharge qui interviennent pour limiter la surpression
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui jouent le rôle des deux fonctions à la fois.

IV.4. Méthode adoptée

Comme le réservoir d'air permet de limiter à la fois la dépression et la surpression, nous allons utiliser ce genre d'équipement ; et pour le calculer, nous adopterons la méthode simplifiée.

En effet, cette méthode est applicable dans le cas où la longueur de la conduite de refoulement est inférieure à 1200 m et quand le débit de refoulement est de l'ordre de 30 l/s.

Elle consiste à calculer le volume d'air destiné à être installé au début de la conduite de refoulement dans le but de protéger cette dernière contre les coups de béliers.

IV.4.1. Exposé de la méthode de calcul simplifiée

En marche normale, les caractéristiques de l'air contenu dans le réservoir sont :

- la dépression absolue égale à la hauteur géométrique de refoulement (H_r) augmentée de 10m : $Z_o = H_r + 10$ m.
- le volume de l'air comprimé contenu dans le réservoir U_o

A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus grand et sa pression est minimale ; soit Z_{min}. Par contre, à la fin de la surpression, l'air occupe un volume très réduit et la pression dans ce gaz est maximal ; soit Z_{max}.

On peut visualiser tous ces cas sur les schémas suivants :

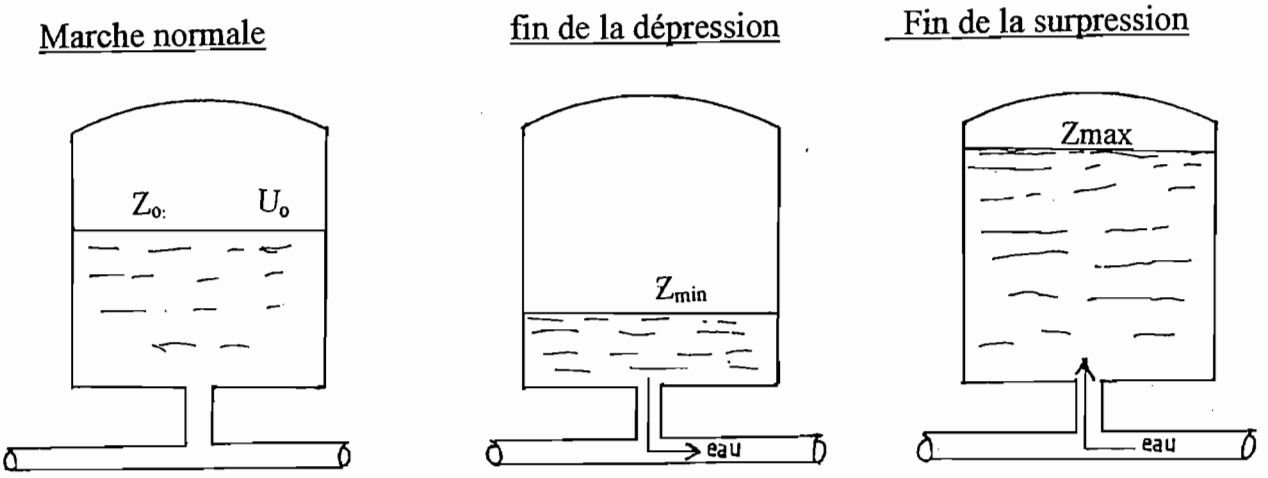


Fig.IV.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

Le volume initial de l'air U_o est donné par l'expression suivante :

$$U_o = \frac{V_o^2}{2gZ_o} * \frac{L * S}{f(\frac{Z}{Z_o})}$$

dans laquelle :

- L est la longueur de la conduite de refoulement en m ;
- S est la section de la conduite en m² ;
- Z_o est la pression en marche normale en m d'eau ;
- V_o est la vitesse initiale de l'eau en m/s ;
- g est l'accélération de la pesanteur en m/s² ou N/kg ;

Pour faciliter les calculs, A.. Vilbert a établi un abaque lorsque cette formule est mise sous la forme suivante :

$$\frac{U_o}{LS} = \frac{V_o^2}{2g} * \frac{1}{Z_o} * \frac{1}{f(\frac{Z}{Z_o})}$$

En posant $h_o = \frac{V_o^2}{2g}$, on a la formule suivante $\frac{U_o}{LS} = \frac{h_o}{Z_o} * \frac{1}{f(\frac{Z}{Z_o})}$

IV.4.2. Calcul du réservoir d'air par la méthode simplifiée

IV.4.2.1. Données du problème

- Longueur de refoulement : L = 851,065 m
- Diamètre nominal de la conduite : D = 0,150 m
- Section de la conduite : $S = \frac{\pi D^2}{4} = 0{,}01766 m^2$
- Volume de la conduite : S * L = 15,03 m^3
- Débit de refoulement : Q = 0,022068 m^3/s
- Vitesse moyenne de l'eau : V_o = 1,249 m/s
- Hauteur de refoulement : H_r = 99,51 m
- Fixons l'épaisseur de la conduite : e = 10 mm
- Profil régulièrement ascendant, K = 0,05 pour l'acier galvanisé

IV.4.2.2. Calcul

1° Célérité de l'onde : $$a = \frac{9900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48{,}3 + 0{,}05 + \frac{0{,}150}{0{,}010}}}$$

$$a = 1413{,}5647 \text{ m/s} \approx 1414 \text{ m/s}$$

2° Valeur du coup de bélier

La valeur de la célérité montre que le coup de bélier peut atteindre

$B = \frac{aV_o}{g} = \frac{1414 * 1{,}249}{9{,}81} = 180{,}029m$ d'eau. Soit B ≈ 180 m d'eau.

Au moment du retour de l'onde, la pression pourra atteindre B + H_r,

soit Z = (180 + 99,51)m d'eau

Z = 279,51 m d'eau

ou encore 27,951 bars environ.

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 16 bars ou soit une hauteur de 160 m d'eau, le calcul du réservoir d'air se poursuit comme suit :

Calcul de Z_o, Z_{max} et Z_{min} :

Z_o = 99,51 m + 10 m = 109,51 m

Z_{max} = 160 m + 10 m = 170 m

D'où $\frac{Z_{max}}{Z_o} = \frac{170}{109{,}51} = 1{,}55236$

Soit $\frac{Z_{max}}{Z_o} \approx 1{,}56.$

$h_o = \frac{V_o^2}{2g} = \frac{(1{,}249)^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}07951$

et $\frac{h_o}{Z_o} = \frac{0{,}07951}{109{,}51} = 7{,}2605 \cdot 10^{-4}$

$\frac{h_o}{Z_o} \approx 7{,}261.10^{-4}$

Les alignements 1,56 lu sur l'échelle $\frac{Z_{max}}{Z_o}$ *et* $7{,}261 \cdot 10^{-4}$ sur l'échelle $\frac{h_o}{Z_o}$ sur l'échelle de l'abaque de Vilbert en annexe nous donne

$\frac{U_o}{LS} = 8{,}5 * 10^{-3}$ et $\frac{Z_{min}}{Z} = 0{,}678.$

Comme $LS = 15{,}03\ m^3$

$U_o = (8{,}5 * 10^{-3} * 15{,}03) m^3 = 0{,}127755\ m^3$

Soit $U_o = 0{,}128\ m^3 = 128$ litres

On en tire : $U_{max} = \frac{0{,}128 m^3}{0{,}678} = 0{,}188791\ m^3$

Soit $U_{max} = 0{,}18880\ m^3 = 188{,}8$ litres

(car $U_o z_o = U_{max} Z_{min}$)

On a finalement $U_{max} = 189$ litres

Pour qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand U aura atteint sa valeur maximale, il faut majorer la capacité du réservoir d'air ; soit une capacité d'environ 380 litres.

Ainsi en fonctionnement normal, le volume d'air (189 litres) sera, environ, la moitié de la capacité totale de la cloche.

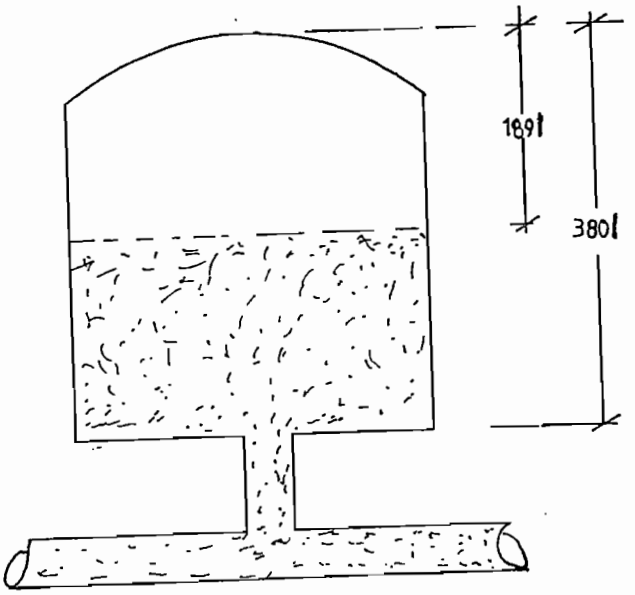


Fig.IV.2 : Capacité du réservoir d'air.

La considération de la valeur $\frac{Z_{min}}{Z_o}$ permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

On lit $\frac{Z_{min}}{Z_o} = 0{,}678$, donc $Z_{min} = 0{,}678 * 109{,}51$ m

$$Z_{min} = 74{,}25 \text{ m d'eau absolu.}$$

La pression restante est donc de (74,25 - 10) m d'eau = 64,25m d'eau.

La dépression est de : (99,51 - 64,25)m d'eau = 35,26m d'eau, donc > 0.

Ce réservoir d'air conviendra dans la mesure où cette dépression ne conduit en aucun point à une cavitation par les calculs le justifiant au paragraphe de la vérification de la non cavitation.

V.4.2.2.4. Détermination des dimensions géométriques du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera de forme cylindrique, bombé en bas et en haut par des fonds elliptiques dont le diamètre est fixé à 60 cm avec une hauteur de 20 cm.

Le volume des fonds elliptiques est donné par : $V_e = \frac{4}{3}\pi r^2 h_e$

Avec r = rayon du cylindre pris à 0,3 m

h_e= hauteur des fonds elliptiques de 0,20 m

$V_e = \frac{4}{3} * 3,14 * (0,30m)^2 * 0,20\ m$

$V_e = 0,07536\ m^3$

Le volume de la partie cylindrique est :

$V_c = V_{total} - V_e$

$= 0,380\ m^3 - 0,07536\ m^3$

$V_c = 0,30464\ m^3$

Et si S_c est la section de la partie cylindrique, la hauteur de cette partie est :

$$H_c = \frac{V_c}{S_c} = \frac{0,30464m^3}{(0,30m)^2 * 3,14} = 1,0779m$$

$H_c \approx 1,1\ m$

En marche normale, la hauteur de l'eau est :

$$h = \left[(0,380m^3 - 0,189m^3 - \frac{V_e}{2}) \ / \ 3,14 * (0,30m)^2 \right] + 0,20m$$

$$= \left[(0,380m^3 - 0,189m^3 - 0,03768m^3) \ / \ 3,14 * (0,30m)^2 \right] + 0,20m$$

$h = 0,7425m$

Soit $h \approx 0,75\ m$

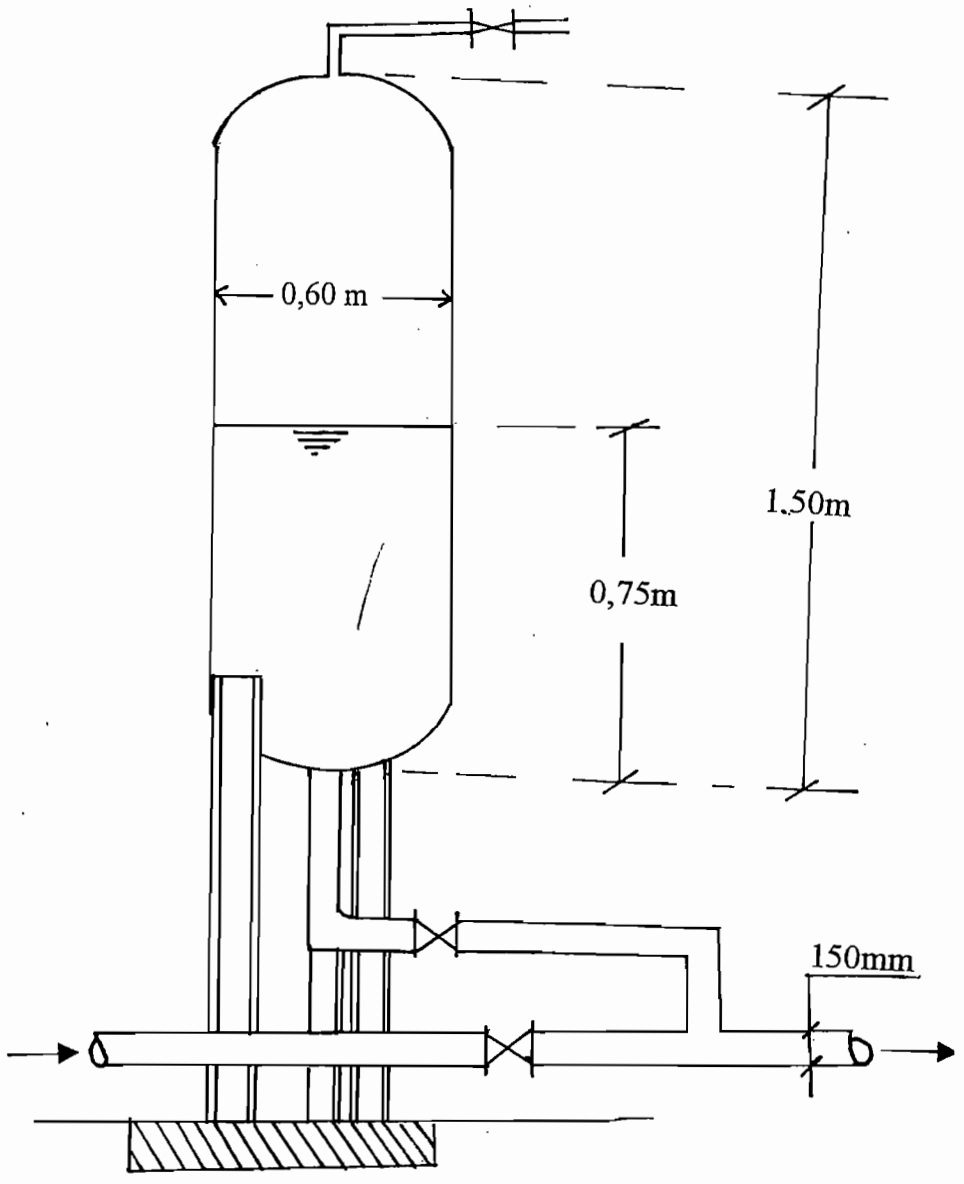
La hauteur totale du réservoir d'air est donc :

$H = H_c + 2 * 0,20\ m$

$= 1,1\ m + 2 * 0,20\ m$

$H = 1,5\ m$

Schéma de montage du réservoir d'air



Chapitre V : STOCKAGE DE L'EAU

V.0 Introduction

Le stockage de l'eau est assuré par un dispositif appelé "Réservoir" qui relie les installations d'adduction et de distribution. Il peut être enterré ; semi-enterré ou surélevé.

On peut distinguer les réservoirs métalliques, en béton armé, et en maçonnerie et peuvent se présenter sous formes variées :

- rectangulaires ;
- circulaires :
- quelconques.

V.1. Utilité du réservoir

Le rôle du réservoir est :

- d'assurer la sécurité de la distribution soit en cas de défaillance de courte durée et compensant les fluctuations de la consommation ;
- de mettre en réserve une quantité d'eau importante utilisable pour des cas spéciaux tels que : - coupure d'électricité ;
  - extinction des incendies ;
  - rupture des conduites ;
- d'assurer une régulation entre les débits différents dans tous les ouvrages situés en amont du réservoir, soit que ces ouvrages fonctionnent en permanence ou que leur fonctionnement soient volontairement intimitent.

En résumé, les réservoirs constituent un volant d'inertie qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

V.2. Capacité du réservoir

V.2.1. Généralités

La capacité du réservoir est estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie c'est à dire tenir compte du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la demande en eau variable.
Et les bienfaits à tirer des réservoirs ne sont autres que l'appui qu'ils offrent pendant les heures de pointe des jours de plus forte consommation.

V.2.2. Débit d'entrée (Q_E)

Pour notre cas le débit de refoulement est constant, nous avons un débit égal à 0,022068 l/s.
Donc pour dimensionner le réservoir, on va appliquer un coefficient de 20% au débit de refoulement et on a : $Q_E = 0,022068$ l/s * 1,2 = 0,0264816 l/s.

V.2.3. Débit de sortie (Q_s)

Le débit de sortie est variable, pour le calcul de la capacité du réservoir, il est important de connaître dans le temps, la répartition du débit de distribution.
Pour tenir compte de ces fluctuations, il faut appliquer au débit moyen un coefficient horaire. Ce dernier étant le rapport du débit à l'heure considérée au débit moyen horaire (celui-ci étant égal à la consommation journalière divisée par 24).

Tableau des coefficients horaires

Tableau V.1

Période	Coefficient
De – à -	
24h-1h	0,38
1h-2h	0,25
2h-3h	0,38
3h-4h	0,5
4h-5h	0,6
5h-6h	0,85
6h-7h	1,44
7h-8h	1,35
8h-9h	1,5
9h-10h	1,15
10h-11h	1,5
11h-12h	0,85

Période	Coefficient
De - à -	
12h-13h	1,35
13h-14h	1,35
14h-15h	1
15h-16h	1,15
16h-17h	1,35
17h-18h	1,15
18h-19h	1
19h-20h	1,35
20h-21h	1
21h-22h	1
22h-23h	0,85
23h-24h	0,71

Ce tableau permet de faire une répartition journalière de la consommation. Il est donc prévu un pompage nocturne entre 20 heures et 6 heures. C'est à dire 10 heures par jour. Etant donné que ces besoins journaliers sont estimés à 794,452 m^3/jour, le début de refoulement appelé aussi débit de pompage est de $\frac{794{,}452 m^3 / jour}{10h / jour} = 79{,}445\ m^3/h.$

Le débit horaire moyen de consommation sera de :

de $\frac{794{,}452 m^3 / jour}{24h / jour} = 33{,}102\ m^3/h.$

Tableau V.2 : Répartition journalière de la consommation.

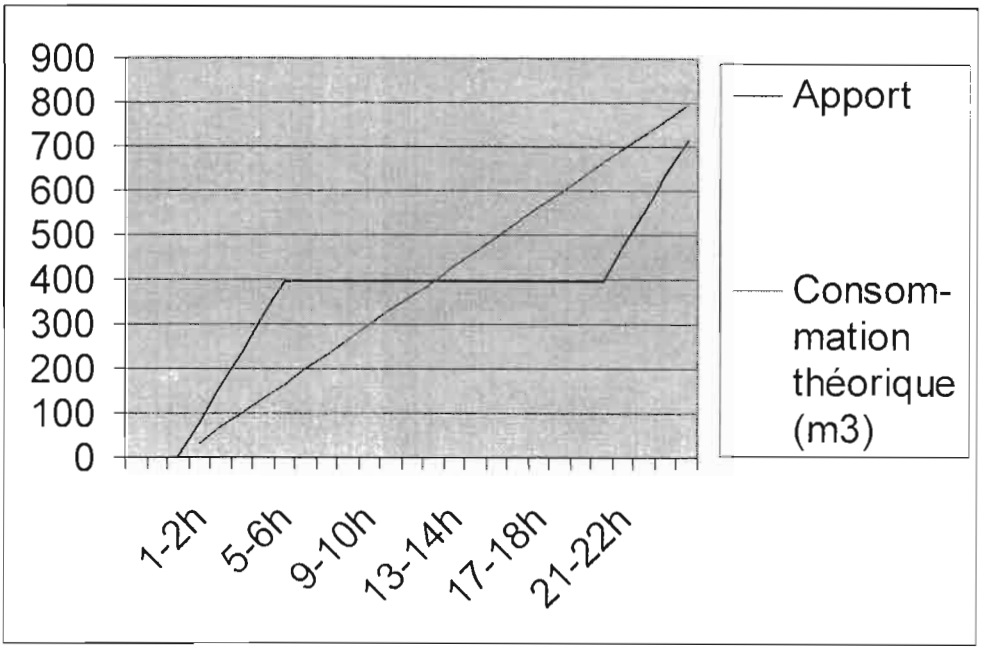
Heures	Apport (m^3)	Consom-mation théorique (m^3)	Coeffi cient horaire	Consom-mation (m^3)	Solde (m^3)	Solde totale (m^3)	Consom-mation totale (m^3)
24h-1h	79,445	33,102	0,38	12,57876	66,86624	66,86624	12,57876
1-2h	79,445	33,102	0,25	8,2755	71,1695	138,03574	20,85426
2-3h	79,445	33,102	0,38	12,57876	66,86624	204,90198	33,43302
3-4h	79,445	33,102	0,5	16,551	62,894	267,79598	49,98402
4-5h	79,445	33,102	0,6	19,8612	59,5838	327,37978	69,84522
5-6h	0	33,102	0,85	28,1367	51,3083	**378,68808**	97,98192
6-7h	0	33,102	1,44	47,66688	-47,66688	331,0212	145,6488
7-8h	0	33,102	1,35	44,6877	-44,6877	286,3335	190,3365
8-9h	0	33,102	1,5	49,653	-49,653	236,6805	239,9895
9-10h	0	33,102	1,15	38,0673	-38,0673	198,6132	278,0568
10-11h	0	33,102	1,5	49,653	-49,653	146,9602	327,7098
11-12h	0	33,102	0,85	28,1367	-28,1367	120,8235	355,8465
12-13h	0	33,102	1,35	44,6877	-44,6877	76,1358	400,5343
13-14h	0	33,102	1,35	44,6877	-44,6877	31,4481	445,2219
14-15h	0	33,102	1	33,102	-33,102	-1,6539	478,3239
15-16h	0	33,102	1,15	38,0673	-38,0673	-39,7212	516,3912
16-17h	0	33,102	1,35	44,6877	-44,6877	-84,4089	561,0789
17-18h	0	33,102	1,15	38,0673	-38,0673	-122,4762	599,1462
18-19h	0	33,102	1	33,102	-33,102	-155,5782	632,2482
19-20h	0	33,102	1,35	44,6877	-44,6877	**-200,2659**	676,9359
20-21h	79,445	33,102	1	33,102	46,343	-153,9229	710,0379
21-22h	79,445	33,102	1	33,102	46,343	-107,5799	743,1399
22-23h	79,445	33,102	0,85	28,1367	51,3083	-56,2716	771,2766
23-24h	79,445	33,102	0,71	23,50242	55,94258	-0,32902	794,779902

L'amplitude maximale fournie par la colonne "solde totale" donne la capacité maximale du réservoir pour alimenter le réservoir de distribution en permanence.

Le solde totale varie entre -200,2659 m^3 et + 378,68808 m^3 et la capacité ainsi cherchée est de $|-200,2659\ m^3| + |378,68808\ m^3| = 578,95398\ m^3$.

V .2.4. Graphique cumulé des eaux entrées et sorties

Graphique V.1



Après le tracé des graphiques entrée-sortie, nous remarquons que le volume ou encore la capacité trouvée est légèrement supérieure (V = 584,2515 m^3) à celle trouvée par calcul

(V = 578,95398 m^3).

Par conséquent, nous allons opter d'utiliser le volume trouvé graphiquement

(V = 584,2515 m^3) pour le dimensionnement de notre réservoir.

V.3. Calcul du réservoir

V.3.1. Introduction

Les réservoirs d'eau doivent être couverts pour protéger l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers. Cependant ces derniers doivent être aérés surtout pour notre eau disposant d'un potentiel d'hydrogène (P.H) faible et nécessitant par conséquent une aération pour pouvoir améliorer ce P.H. Et pour cela, on devra percer quelques orifices grillagés ainsi que d'ouvertures munies d'épaisseur plaque de verres bref de laisser passer la lumière.

.

V.3.2. Choix de la forme du réservoir

Les réservoirs de forme circulaire et rectangulaire sont les plus utilisés, mais la forme circulaire étant la plus avantageuse du fait de son coût qui est moindre pour des raisons suivantes :

- A volume et hauteur donnés, donc à surface en plan S donnée, le développement de la paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux. Or, le périmètre d'un carré de surface S est : $P = 4\sqrt{S}$, celui d'un cercle est $P = 4\sqrt{\pi.S}$ et pour un rectangle de m et n = K m respectivement longueur, largeur et P périmètre avec K > 1.

  $P = \frac{2(k+1)}{k}\sqrt{S} = \gamma.\sqrt{S}$

Soit k = 1 k = 2 k = 3 k = 4

$\gamma = 4$ $\gamma = 4{,}23$ $\gamma = 4{,}61$ $\gamma = 5$

Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide qu'ils contiennent et on voit que les pressions radiales sont équilibrées par une figure de forme cylindrique. Donc notre choix portera sur un réservoir circulaire qui ne sera soumis qu'à un effort normal de traction.

Si P est la pression uniforme, l'effort normal sera : $F = P\frac{d}{2}$ avec $d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$; d'où

$F = 0{,}565P\sqrt{S}$

S'agissant du réservoir de côté $c = \sqrt{S}$

$F = \frac{Pc}{2} = \frac{P\sqrt{S}}{2} = 0{,}500P\sqrt{S}$ avec un moment de flexion important de

$M = \frac{Pc^2}{12} = \frac{PS}{12}$ nécessitant ainsi plus de béton et d'acier en le comparant au réservoir circulaire. Donc, notre choix portera sur ce dernier pour des raisons d'économie et technique ci haut données.

V.3.3. Dimensionnement d'un réservoir circulaire

Les grandes parties d'un réservoir circulaire sont les suivantes :

- couvercle
- paroi circulaire
- radier.

L'épaisseur de la tranche d'eau dans le réservoir est en général compris entre 3 et 6 m mais exceptionnellement, elle peut atteindre 8 m.
Dans notre réservoir, nous avons fixé le niveau d'eau à 4 m et le réservoir sera en béton armé.

Le volume du cylindre étant donné par la formule $V = \frac{\pi d^2}{4} h$ (avec d et h respectivement le diamètre et la hauteur du cylindre).
Les dimensions économiques sont celles pour lesquelles, on a la somme des surfaces latérales et des bases qui est minimale. D'où l'économie de la matière utilisée pour la construction de ce réservoir :

$$S_1 = \pi dh$$

$$S_2 = \frac{\pi d^2}{4} x2 = \frac{\pi d^2}{2}$$

La surface totale sera : $S = S_1 + S_2 = \pi dh + \frac{\pi d^2}{2}$ **(A)**

Quant au volume du réservoir V ; c'est une constante égale à $V = \frac{\pi d^2}{4} h = 584{,}2515 m^3$

(capacité du réservoir).

La hauteur est par conséquent : $h = \frac{584{,}2515 m^3}{\pi d^2}$ **(B)**

En remplaçant (B) dans (A), on a : $S = \frac{584{,}2515}{d} + \frac{\pi d^2}{2}$ **(C)**

V.3.3.1. Détermination de l'extremum de S (d)

On détermine l'extremum en cherchant la valeur pour laquelle la dérivée première S' (d) est nulle.

$$S(d) = \frac{\pi d^2}{2} + \frac{584,2515}{d}$$

$$S'(d) = \frac{\pi d^3 - 584,2515}{d^2} \qquad \text{pour } d \neq 0$$

$$\Longrightarrow S'(d) = 0$$

$$\Longrightarrow \frac{\pi d^3 - 584,2515}{d^2} = 0$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{584,2515m^3}{\pi}}$$

d = 5,71 m

L'extremum cherché est donc de d = 5,71 m.

$$h = \frac{584,2515m^3}{3,14 * (5,71m)^2} = 5,706m$$

Soit h = 5,71 m

Le diamètre de notre réservoir sera déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi * H}}$$ D'où D : Diamètre intérieur du réservoir

V : volume de l'eau

H : hauteur de l'eau dans le réservoir.

D'où $$D = \sqrt{\frac{4 * 584.2515m^3}{3.14 * 4m}}$$

D = 13,64 m

Soit un diamètre de notre réservoir D ≈ 14 m.

Ainsi pour notre réservoir, on peut se fixer les dimensions suivantes pour le dimensionnement :

- Diamètre intérieur de la cuve : D = 14 m
- Epaisseur en haut de la paroi : e_1 = 10 cm
- Epaisseur en bas de la paroi : e_2 = 20 cm
- Epaisseur de la dalle : e_3 = 12 cm
- Epaisseur du radier : e_4 = 20 cm
- Epaisseur du béton de propreté : e_5 = 25 cm
- Section du poteau supportant la dalle : $S_1 = (20 * 20)cm^2$
- Section de la poutre supportant la dalle: $S_2 = (20 * 30)cm^2$

V.3.3.2. Calcul des armatures

V.3.3.2.1. Dalle de couverture

La dalle de couverture est un élément horizontal qui repose sur les poutres et qui a une petite épaisseur.

Nous admettons pour notre cas une dalle de 3,5 m de côté c'est-à-dire $l_x = l_y = 3,5$ m.

Ainsi, nous procédons aux calculs des armatures selon la règle de CAQUOT suivante :

1.1. Calcul des charges

♦ Charges permanentes : $G = a * b * e_3 * \rho$

Avec a : largeur de la bande considérée (m)

b : longueur de la bande considérée (m)

e_3. : épaisseur de la dalle (m)

ρ : poids volumique du béton (daN/m^3)

$G = 1 * 3,5 * 0,12 * 2500$

$G = 1050$ daN

♦♦ Surcharges d'exploitation

$q = 150$ daN/m²

$q = 150$ daN/m² * 1m * 3,5m

$q = 525$ daN

1.2. Calcul des moments

$P_u = 1,35\ G + 1,5\ Q = 1,35 *\ 1050$ daN $+ 1,5 * 525$ daN

$P_u = 2205$ daN

$$P_{ul} = \frac{P_u}{L} = \frac{2205daN}{3,5\ ml}$$

$P_{ul} = 630$daN/ml

$M_{ox} = \mu_x . P_{ul} . l_x^2$

$M_{ox} = \mu_y . M_{ox}$

$$S = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5m}{3,5m}$$

$S = 1$

On a $\mu_x = 0,0423$ et $\mu_y = 1$ (cfr Tableau en annexe)

$M_{ox} = M_{oy} = (0{,}0423 * 630 * 3{,}5^2)$daNm

$M_{ox} = M_{oy} = 326{,}450$ daNm

♦ Le moment en travée :

$$M_T \geq 1{,}25 * M_{ox} - \frac{M_{wx} + M_e}{2}$$ Avec $M_{wx} = 0{,}15\ M_{ox}$

$M_e = 0{,}5\ M_{ox}$

$$M_T \geq 1{,}25 * 326{,}450 - \frac{(0{,}25 + 0{,}5)}{2} * 326{,}450$$

$M_T \geq 301{,}966 daNm$

Soit un moment en travée de $M_T = 302$ daNm.

1.3. Calcul des armatures de la dalle

Afin de calculer les armatures pour le ferraillage de la dalle, on prend une section $b_r = 1m + h$. Il faut également respecter les dispositions constructives $\theta \leq \frac{1}{10}$ de la hauteur (épaisseur de la dalle).

On adopte d'utiliser pour toute la dalle, la même section des aciers à l'appui et en travée pour lesquels, on utilisera le moment maximal.

En plus ; nous calculons cette section des armatures à l'état limite de service car ce dernier ne permet pas l'ouverture des fissures.

Calcul à l'état limite de service (E.L.S)

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}5 f_{c28}$

$= 0{,}6 * 25$MPa

$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$\overline{\sigma}_s = \min\ (0{,}5 f_e\ ;\ 110\ \eta)$ MPa car $\eta = 1$ pour F.P.

$= \min\ (0{,}5 * 400\ ;\ 110 * 1{,}6)$MPa $\eta = 1{,}6$ par F.T.P.

$= \min\ (200\ ;\ 176)$MPa

$\overline{\sigma}_s = 176MPa$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{\overline{\sigma} + 15\overline{\sigma}_{bc}}$$

$$\alpha_r = \frac{15 * 15}{176 + 15 * 15}$$

α_r=0,561

$$M_{rb} = \frac{1}{2}\alpha_r(1-\frac{\alpha_r}{3}) * b_o * d^2 * \overline{\sigma}_{bc}$$

$$= \frac{1}{2} * 0{,}561 * (1-\frac{0{,}561}{3}) * 1 * (0{,}12)^2 * 15.10^5 \, daNm$$

M_{rb} = 4925,8044 daNm

Soit M_{rb} = 4926 daNm

=➔ $M_{rb} > M_{ser}$ c'est à dire 4926 daNm > 301 daNm : A' = 0

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{302}{1 * (0{,}12)^2 * 15 * 10^5}$$

μ_{ser} = 0,01393

$$\alpha_{ser} = 1{,}5[1-\sqrt{1-\frac{8}{3} * 0{,}01393}]$$

α_{ser} = 0,0280 par $\sigma_s = 15\overline{\sigma}_{bc}(\frac{1-\alpha_{ser}}{\alpha_{ser}})$

$$\sigma_{ser} = 15 * 15(\frac{1-0{,}0280}{0{,}0280})$$

$\sigma_s = 7810{,}71MPa$

Donc $\sigma_s > \overline{\sigma_s}$ et pour cela nous prenons $\overline{\sigma}_s = 176MPa$

$$Z = d(1-\frac{\alpha_{ser}}{3})$$

$$= 0{,}12 * (1-\frac{0{,}028}{3})$$

$Z = 0{,}118m$

$$Aser = \frac{M_{ser}}{Z * \overline{\sigma}_s} = \frac{302}{0{,}118 * 176 * 10^5}$$

$A_{ser} = 1{,}45cm^2$

➔ soit un choix de 3Φ8 par mètre (A = 1,50 cm²)

où σ_{bc} : contrainte limite du béton

f_e : la résistance des aciers

f_{c28} : la résistance du béton à l'âge de 28 jours

η : coefficient

σ_s : contrainte limite des aciers

b_o : base de la bande considérée

M_{ser} : moment de service

σ_{ser} : contrainte des aciers

A_{ser} : section des aciers

μ_{ser} : moment de service réduit.

V.3.3.2.2. Poutres

V.3.3.2.2.1°) Définition

Une poutre est un élément sur lequel repose le plancher et qui doit transmettre les charges du plancher et son poids propre aux poteaux.

2°) Calcul des charges

2.1. Charges uniformes

$G_1 = L * h * b * \rho_b$

où L : longueur de la poutre (3,5m)

h: hauteur de la poutre (30 cm)

b: largeur de la poutre (20 cm)

ρ_b: poids volumique du béton (2500 daN/m^3)

$G_1 = 3,5\ m * 0,20\ m * 0,30\ m * 2500\ daN/m^3$

$G = 525\ daN$

$P_u = 1,35 * G_1 = 1,35 * 525daN$

$P_u = 708,75\ daN$

$$P_{ul} = \frac{P_u}{L} = \frac{708,75daN}{3,5m}$$

P_{ul}=202,5daN/ml

2.2. Charges triangulaires

$$G_2 = (\frac{S_B * e_3}{2}) * \rho_b$$

$$= \frac{(3,5m)^2 * 0,12m}{2} * 2500daN/m^3$$

$G_2 = 1837,5daN$

La charge totale : $G = G_1 + G_2 = (525 + 1837,5)\ daN$

2.3. Charges d'exploitation

$q = 1,5\ KN/m^2 = 150\ daN/m^2$

$Q = 150\ daN/m^2 * S$

$= 150\ daN/m^2 * (3,5/2)^2$

$Q = 918,75\ daN$

$P_{lu} = 1,35\ G + 1,5\ Q$

$= (1,35 * 2362,5 + 1,5 * 918,75) daN$

$P_{lu} = 4567,5\ daN$

$$P_{lui} = \frac{P_{lu}}{L} = \frac{4567,5daN}{3,5m}$$

$P_{lui} = 1305\ daN/m$

V.3.3.2.2.3 Calcul des moments

$$M_o = \frac{P_{ui} * l^2}{8} + \frac{P_{lu} * l^2}{48}$$

$$= (\frac{202,5 * (3,5)^2}{8} + \frac{4567,5 * (3,5)^2}{48}) = daNm$$

$M_o = 1475,74 daNm = 1476\ daNm$

Pour une marge de sécurité, on peut prendre $M_A = M_o$.

Le moment aux appuis est égal à $M_A = 0,5\ M_o = 0,5 * 1476\ daNm$

➔ $M_A = 738\ daNm$

V.3.3.2.2.4. Calcul des armatures

Le calcul des armatures des poutres se fait à l'état limite de service parce que la fissuration est très préjudiciable (F.T.P).

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$= 0,6 * 25MPa$

$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$\overline{\sigma}_s = \min\ (0,5f_e\ ;\ 110\ \eta)$ car $f_e = 400$ MPa pour la F.T.P.

$= \min\ (0,5*400;\ 110 * 1,6)$

$\overline{\sigma}_s = 176MPa$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{\overline{\sigma}_s + 1,5\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{15 * 15MPa}{176MPa + 1,5 * 15MPa}$$

$\alpha_r = 0,561$

$$M_{rb} = \frac{1}{2}\alpha_r(1-\frac{\alpha_r}{3}) \cdot b_o \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,561 \cdot (1-\frac{0,561}{3}) \cdot 1 \cdot (0,12)^2 \cdot 15.10^5 \, daNm$$

$M_{rb} = 4987,37$ daNm

$M_{ser} = 1476$ daNm

D'où $M_{ser} < M_{rb}$ ➔ A'=0 : Pas d'aciers comprimés.

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1476}{0,20 \cdot (0,27)^2 \cdot 15 \cdot 10^5}$$

$\mu_{ser} = 0,06748$

$$\alpha_{ser} = 1,5[1-\sqrt{1-\frac{8}{3}\mu_{ser}}] = 1,5(1-\sqrt{1-\frac{8}{3} \cdot 0,06748})$$

$\alpha_{seer} = 0,270$

$$\sigma_s = 15\overline{\sigma}_{bc}(\frac{1-\alpha_{seer}}{\alpha_{ser}})$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 15(\frac{1-0,270}{0,270})$$

$\sigma_s = 608,333MPa$

$\overline{\sigma}_s = 176MPa$

Donc $\sigma_s > \overline{\sigma}_s$ et pour cela nous prenons $\overline{\sigma}_s = 176MPa$

$$Z = d(1-\frac{\alpha_{ser}}{3})$$

$$= 0,27 \cdot (1-\frac{0,0270}{3})$$

$Z = 0,2457m$

$$A_{ser} = \frac{M_{seer}}{Z \cdot \overline{\sigma}_s} = \frac{1476}{0,245 \cdot 176 \cdot 10^5}$$

$A_{ser} = 3,42cm^2$

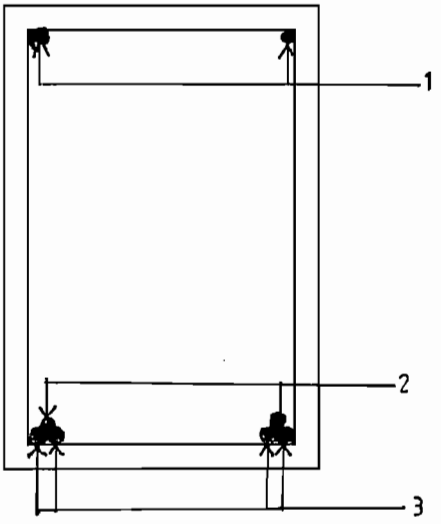
➔ soit un choix de $2\phi 6 + 4\phi 10$.

où σ_{bc} : contrainte limite du béton

f_e : la résistance des aciers

f_{c28} : la résistance du béton à l'âge de 28 jours
η : coefficient
σ_s : contrainte limite des aciers
b_o : base de la bande considérée
M_{ser} : moment de service
σ_{ser} : contrainte des aciers
A_{ser} : section des aciers
μ_{ser} : moment de service réduit

Ferraillage de la poutre



1. Armatures de construction
2. Armatures principales (2 ϕ 6)
3. Armatures principales (4ϕ10)

V.3.3.2.3. Poteaux

2.3.1°) Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé qui constituent des points d'appui pour transmettre aux fondations leurs poids propres, les charges de la dalle, des poutres et les surcharges.

2.3.2. Calcul des charges

♦ Dalle : $Q_1 = L * l * h * \gamma_b$

$= (3,5 * 3,5 * 0,12 * 2500)daN$

$Q_1 = 3675$ daN

♦ Surcharge : $Q_2 = 3,5m * 150daN/m$

$Q_2 = 525daN$

♦ Poutre : $Q_3 = b_o * h * L * 2 * \gamma_b$

$= 0,20m * 0,30m * 3,5m * 2 * 2500daN/m^3$

$Q_3 = 1050$ daN

La charge totale : $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$

$= (3675 + 525 + 1050)daN$

$Q = 5250$ daN

L'effort normal du poteau est donc $N_{ser} = 5250$ daN

La section du poteau : $B = a * b$

$= (0,2 * 0,2)m^2$

$B = 0,04\ m^2$

La section réduite du béton : $B_r = (a - 0,02m)(b - 0,02m)$

$B_r = (0,2m - 0,02m)(0,2 - 0,02m)$

$B_r = 0,0324\ m^2$

2.3.3. Calcul des armatures

l_f = valeur de la longueur de flambement

$= 0,5\ l_o$

$l_f = 0,5 * 4,50m$

$l_f = 2,25m$

L'aptitude de la déformation d'un poteau est liée à l'élancement λ.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = \frac{2,25 * \sqrt{12}}{0,2}$$

Avec a : le petit côté de la section du poteau.

$\lambda = 38,97$

La formule permettant de calculer la section des armatures est :

$$A \geq \frac{1}{0,85\sigma_s}(\beta M_{ser} - \frac{B_r f_{bu}}{0,90})$$

Avec A : section des aciers

σ_s : contrainte des aciers

f_{bu} : contrainte du béton de service

B_r : coefficient de la section du béton réduit.

β est fonction λ (Ici $\lambda = 38,97$)

$\lambda < 50$; Donc $\beta = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2$

$$= 1 + 0,2(\frac{38,97}{35})^2$$

$$\beta = 1,248$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\gamma_b}$$

$$= \frac{0,85 * 25MPa}{1,5}$$

$$f_{bu} = 14,17MPa$$

Avec F_eE_{40} naturel, nous avons $\sigma_s = 347,8MPa$

La section cherchée alors est :

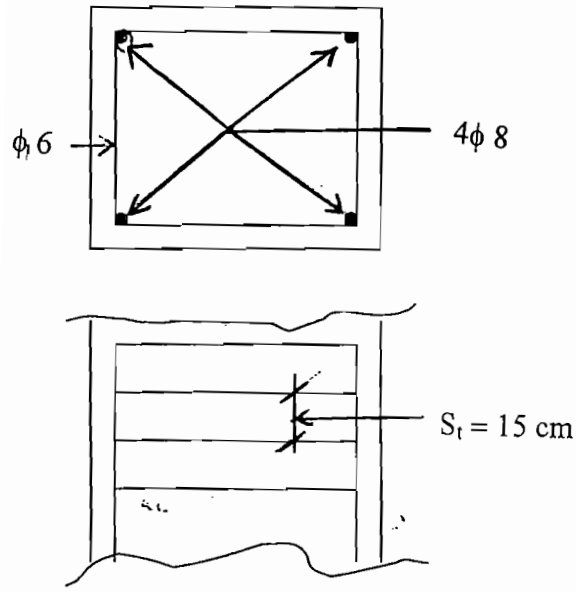
$$A = \frac{1}{0,85\sigma_s}(\beta M_{ser} - \frac{B_r f_{bu}}{0,90})$$

$$= \frac{1}{0,85 . 347,8 . 10^5}(1,248 . 5250 - \frac{0,0324 . 14,17 . 10^5)}{0,90}$$

$A = -1,504.10^{-3}$ cm²

Cette section négative implique que le béton seul peut supporter la dalle. Mais, pour palier à certains efforts imprévus, on pourra utiliser 4ϕ8 et les cadres de ϕ6 tous les 15 cm. Ces derniers seront disposés dans les angles car le rapport des côtés est dans les exigences suivantes :

$0,9 \leq \frac{b}{a} \leq 1,1$ dans lesquelles b et a sont respectivement grand et petit côté de la section du poteau.



V.3.3.2.4. Paroi circulaire

2.4.1°) Introduction

Nul n'ignore que la pression d'un liquide augmente avec la profondeur et par conséquent nous proposons de construire une paroi à épaisseur variable augmentant de haut vers le bas.

L'épaisseur moyenne est donnée par $e = \frac{e_1 + e_2}{2}$

Avec e_1 : épaisseur en haut de la paroi (10 cm)

e_2 : épaisseur en bas de la paroi (20 cm)

$$e = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{10cm + 20cm}{2}$$

e = 15 cm = 0,15 m

Soient d : le diamètre intérieur du réservoir : d = 14 m

H : la hauteur de l'eau dans le réservoir : h = 4,0 m

Le rapport $\frac{h^2}{ed}$ nous permet de déterminer le coefficient γ de traction dans la paroi comme est donné dans le tableau en annexe .

On a alors : $\frac{h^2}{e.d} = \frac{4^2 m^2}{0{,}15m \cdot 14m}$

$$\frac{h^2}{e.d} = 7{,}619$$

2.4.2. Calcul de la traction dans la paroi

La traction dans les parois circulaires est donnée par la formule suivante :

$T = \gamma.h.r.\delta$

où h : hauteur de l'eau dans le réservoir (4 m)

γ : coefficient de traction

δ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3)

r : rayon intérieur du réservoir (d/2)

T : traction dans la paroi.

$$T = \gamma.h.r\delta = \gamma \cdot 4m \cdot \frac{14m}{2} \cdot 1000kg/m^3$$

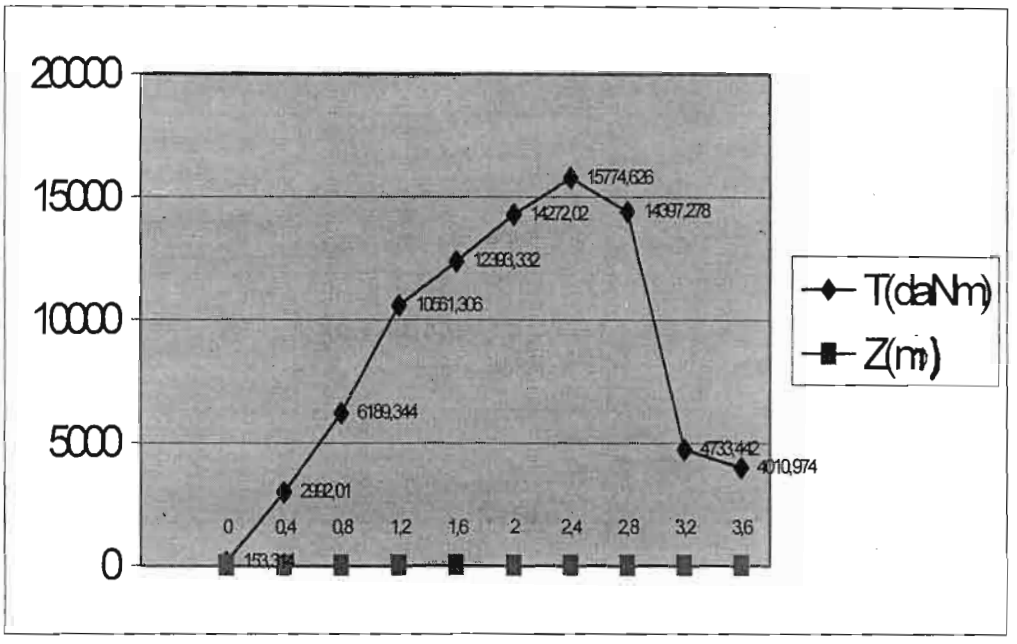
$$T = 28000\gamma.daN.m$$

Or, les valeurs du coefficient γ sont trouvées après interpolation des valeurs de l'annexe et sont fonctions de la profondeur Z et du rapport Z/h.

Ces valeurs calculées sont reprises dans le tableau suivant :

Tableau V.3 :Valeurs de γ

Z/h	Z(m)	γ	T(daNm)
0,0	0,0	0,005475	153,314²
0,10	0,4	0,1068575	2992,01
0,20	0,8	0,221048	6189,344
0,30	1,2	0,3771895	10561,306
0,40	1,6	0,442619	12393,332
0,50	2,0	0,509715	14272,02
0,60	2,4	0,5633795	15774,626
0,70	2,8	0,5141885	14397,278
0,80	3,2	0,1690515	4733,442
0,90	3,6	0 ,435705	4019,974



Graphique V.2 : 2.4.3.Diagramme de l'effort de traction dans la paroi.

2.4.4. La traction dans les viroles

La paroi est subdivisée en viroles horizontales de hauteurs régulières et chaque virole est soumise à un effort de traction.

La section des aciers de traction est déterminée par la formule suivante :

$$A_t = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

où A_t : section des aciers de traction

T : tension totale dans la paroi

$\bar{\sigma}_a$: contrainte limite des aciers

Cette contrainte est située dans les limites :

$\bar{\sigma}_a = 1200 \div 1570$ bars pour les aciers doux

$\bar{\sigma}_a = 1660 \div 2570$ bars pour les aciers hautes adhérences (H.A)

Prenons pour notre cas, des aciers haute adhérence avec une contrainte $\bar{\sigma}_a = 2500$ bars.

Avec cette contrainte, nous calculons la section des aciers dans chaque virole :

1ère virole (de 0 à 0,4m) : $T = \frac{(153,314 + 2992,01)}{2} daN$

T = 1572,662 daN

$$A_t = \frac{1572,662}{2500}$$

$A_t = 0,629\ cm^2$

Soit un choix de 4ϕ6(A = 0,78 cm²)

2ème virole (de 0,4m à 0,8m) : $T = \frac{(2992,01 + 6189,344)}{2} daN$

T = 4590,677 daN

$$A_t = \frac{4590,677}{2500}$$

$A_t = 1,836\ cm^2$

Soit un choix de 2ϕ10 (A = 1,97cm²)

3ème virole (de 0,8 à 1,2m) : $T = \frac{(6189,344 + 10561,306)}{2} daN$

T = 8375,325 daN

$$A_t = \frac{8375,325}{2500} = 3,350 cm^2$$

$A_t = 3,35\ cm^2$

Soit un choix de 4ϕ10 + 2ϕ6 (A = 3,53 cm²)

4ème virole (de 1,2 à 1,6m) : $T = \frac{(10561,306 + 12393,332)}{2} daN$

T = 11477,319 daN

$$A_t = \frac{11477,319}{2500} = 4,590 cm^2$$

Soit un choix de 6ϕ10 (A = 4,71 cm²)

5ème virole (de 1,6 à 2,0m) : $T = \frac{(12393,332 + 14272,02}{2} daN$

T = 13332,676 daN

$$A_t = \frac{13332,676}{2500} = 5,333 cm^2$$

Soit un choix de 4ϕ12 + 2ϕ6 (A = 5,48 cm²)

6ème virole (de 2,0 à 2,4m) : $T = \frac{(14272,02 + 15774,626)}{2} daN$

T = 15023,323 daN

$$A_t = \frac{15023,323}{2500} = 6,009cm^2$$

Soit un choix de 4ϕ8 + 2ϕ16 (A = 6,03 cm²)

7ème virole (de 2,4 à 2,8m) : $T = \frac{(15774,626 + 14397,278)}{2} daN$

T = 15085,952 daN

$$A_t = \frac{15085,952}{2500} = 6,034cm^2$$

Soit un choix de 2ϕ10 + 4ϕ12 (A = 6,09 cm²)

8ème virole (de 2,8 à 3,2m) : $T = \frac{(14397,278. + 4733,442)}{2} daN$

T = 9565,36 daN

$$A_t = \frac{9565,36}{2500} = 3,826cm^2$$

Soit un choix de 4ϕ6+ 2ϕ14 (A = 3,86 cm²)

9ème virole (de 3,2 à 3,6m) : $T = \frac{(4733,442 + 4019,974)}{2} daN$

T = 4376,706 daN

$$A_t = \frac{4376,706}{2500} = 1,750cm^2$$

A_t = 0,669 cm²

Soit un choix de 4ϕ6 + 2ϕ8 (A = 1,78 cm²)

2.4.5. Moment de flexion vertical

Le moment de flexion vertical est donné par la formule suivante :

$M = \gamma' * \delta * h^3$

Avec M : moment de flexion vertical

γ' : coefficient du moment de flexion

δ : masse volumique de l'eau

h : hauteur totale de l'eau dans le réservoir

$M = \gamma' * 1000 * 4^3$

$= 64000\ \gamma'$ daNm

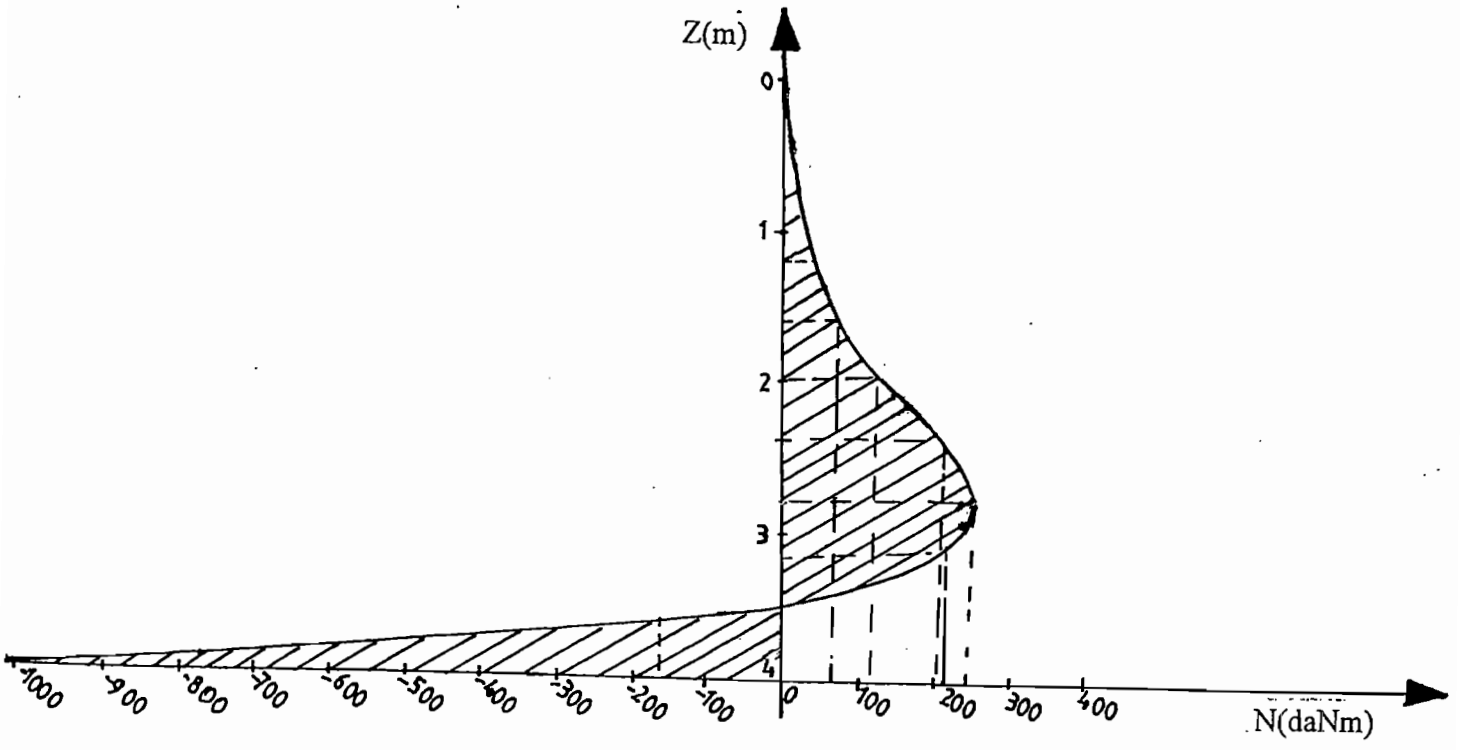
Soit $\frac{h^2}{ed} = 7{,}619$ et 7,619 est compris entre 6 et 8 dans le tableau en annexe.

Après interpolation, les valeurs de γ' sont résumées dans le tableau suivant et sont en fonction de Z/h.

Tableau V.4 : Valeurs de γ'

Z/h	Z(m	γ'	M (daNm)
1,0	4	- 0,01538105	- 984,3872
0,90	3,6	- 0,00256195	-163,19648
0,80	3,2	0,0029	185,6
0,70	2,8	0,00404765	259,0496
0,60	2,4	0,003129	200,156
0,50	2,0	0,0019048	121,9072
0,40	1,6	0,00100955	64,6112
0,30	1,2	0,0003143	20,1152
0,20	0,8	0,0001381	8,8384
0,10	0,4	0,00001905	1,2192
0	0	0	0

2.4.5.1. Diagramme des moments de flexion



2.4.5.2. Les aciers verticaux

La contrainte de traction dans la paroi est donnée par la relation suivante :

$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot e \cdot 15A}$ où T : traction dans la virole (maximale)

b : largeur de la bande

e : épaisseur moyenne de la paroi

$$e = \frac{e_1 + e_2}{2} = 15cm$$

A : section des aciers

On se fixe A = 6,16 cm² ,

Avec T = 15744,626 cm²

b = 100 cm

c = 15 cm

On aura $\sigma_b = \frac{15744,626}{100 * 15 + 15 * 6,16} = 9,887 \quad bars \quad < \quad \sigma_{adm} = 18 \quad bars.$

tel que σ_{adm} est la contrainte admissible du béton.

Et maintenant fixons A = 2,193 cm²

$$\sigma_b = \frac{15744,626}{100 * 15 + 15 * 2,193} = 10,27 \quad bars \quad < \quad 18\, bars$$

Donc on peut utiliser 4 ϕ 8 (A = 2,193 cm²) à la base de la paroi.

V.3.3.2.5. Radier

2.5.1. Calcul des charges

2.5.1.1. Charges sur le pourtour du radier

Dalle : $G = (D^2 - d^2) * \frac{\pi}{4} * e_3 * \gamma_b$

Avec D : diamètre de la dalle

d : diamètre de la dalle supportée par les poteaux

e_3 : épaisseur de la dalle

D = 14 m + (0,30 m * 2)

D = 14,60 m

Fixons d = 14,60 m – (0,80 m * 2) (de part et d'autre 0,80 m)

d = 13,0 m.

Ainsi $G = (D^2 - d^2) * \frac{\pi}{2} * e_3 * \gamma_b$

$= [(14,6)^2 - (13)^2 * \frac{3,14}{4} * 0,12 * 2500]$

G = 10399,68 daN

2.5.1.2. Charge sur le radier

► Dalle : $Q_1 = \frac{d^2 * \pi}{4} * e * \gamma_b = \frac{13^2 * 3,14}{4} * 0,12 * 2500$

Q_1 = 39799,5 daN

►Charge d'exploitation : $Q_2 = \frac{d^2 * \pi}{4} * P = \frac{(13)^2 * 3,14}{4} * 75$

Q_2 = 9949,875 daN

►Poutre : $G = h * b * L * n * \gamma_b$

où b : largeur de la poutre

L : longueur de la poutre

n : nombre de poutre sur la paroi

h : hauteur de la poutre

G = (0,18 * 0,20 * 12 * 6 * 2500)daN

G = 6480 daN

► Poteaux $G = a * b * h * n * \gamma_b$

avec a : petit côté du poteau

b : grand côté du poteau

h : hauteur du poteau

n : nombre de poteau

γ_b : poids volumique du béton

$G = a * b * h * n * \gamma_b$

$= (0,20 * 0,20 * (4,5 - 0,12) * 9 * 2500)$daN

G = 3942 daN

► Paroi : $G = \pi * D * d * H * \gamma_b$

avec e : épaisseur de la paroi

H : hauteur de la paroi

D : diamètre du réservoir

γ_b : poids volumique du béton

$G = (3,14 * 14,0 * 0,15 * 4,38 * 2500)daN$

$G = 72204,3$ daN

La charge sur le radier est de :

$Q = (10399,68 + 39799,5 + 9949,875 + 6480 + 3942 + 72204,3)daN$

$Q = 142775,355$ daN

La sous pression est de : $P_1 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{D^2 * \pi / 4}$

$$= \frac{142775,355}{\frac{(14,6)^2 * 3,14}{4}} daN/m^2$$

$P_1 = 853,253$ daN/m²

La pression totale de l'eau sur le radier : $P = D^2 * \frac{\pi}{4} * \gamma_w * H_w$

$$= 14^2 * \frac{3,14}{4} * 10^3 * 4$$

$P = 615440$ daN

La pression de l'eau par m² : $P_2 = \gamma_w * H_w = 10^3 * 4$

$P_2 = 4000$ daN

La pression sur le radier/m² : $P = P_1 + P_2$

$P = 853,253$ daN + 4000 daN

$P = 4853,253$ daN

►Charge du béton armé sur le radier (Q_1)

$$Q_1 = \frac{D^2 * \pi}{4} * e_b * \gamma_b$$

$$= \frac{(14,6)^2 * 3,14}{4} * 0,25 * 2500 daN$$

$Q_1 = 104581,625$ daN ≈ 104582 daN

► Charge du béton de propreté (Q_2)

$$Q_2 = \frac{D^2 * \pi}{4} * e_p * \gamma_b$$

$$Q_2 = \frac{(14,6)^2 * 3,14}{4} * 0,25 * 2200\ daN$$

$$Q_2 = 92031,83\ daN$$

Avec $\gamma_b = 2200\ daN/m^3$

e_p = épaisseur du béton de propreté

2.5.2. La charge totale sur le sol : Q_s

$$Q_s = (142775,3 + 615440 + 104581,625 + 92031,83)\ daN$$

$$Q_s = 954828,81\ daN$$

La pression sur le sol (P_s) : $P_s = \frac{Q_s}{S} = \frac{Q_s}{D^2 * \frac{\pi}{4}}$

$$= \frac{954828,81}{(14,6)^2 * \frac{3,14}{4}}$$

$$P_s = 5706,24\ daN/m^2$$

Calcul des armatures du radier : $A = \frac{P_s}{\sigma_a}$ or $\sigma_a = 347,8$ MPa pour FeE40 HA

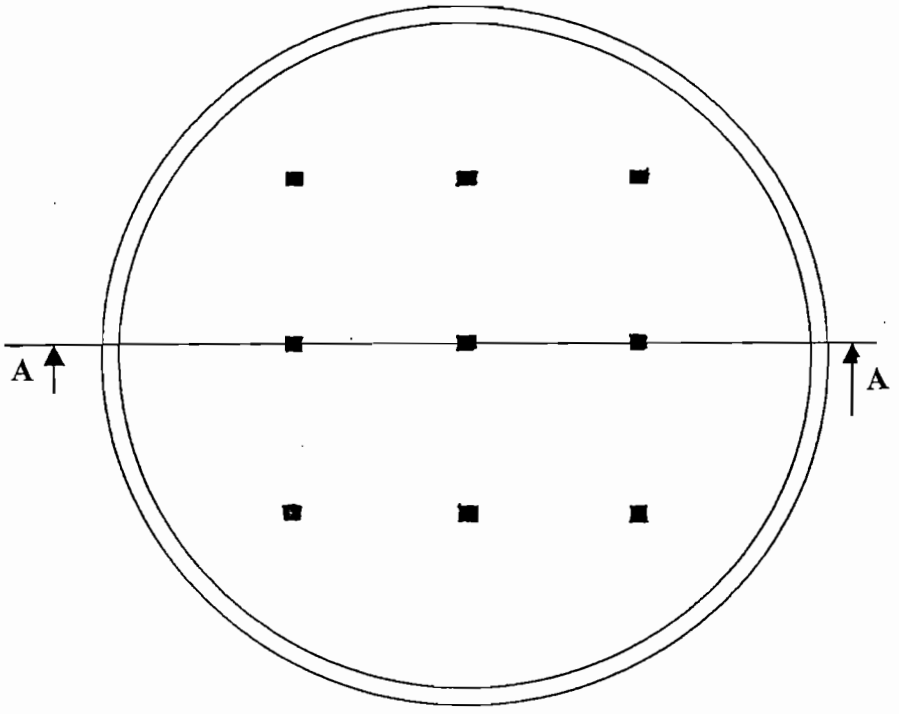
$$= \frac{5706,24}{347,8}$$

$$A = 16,4066\ cm^2$$

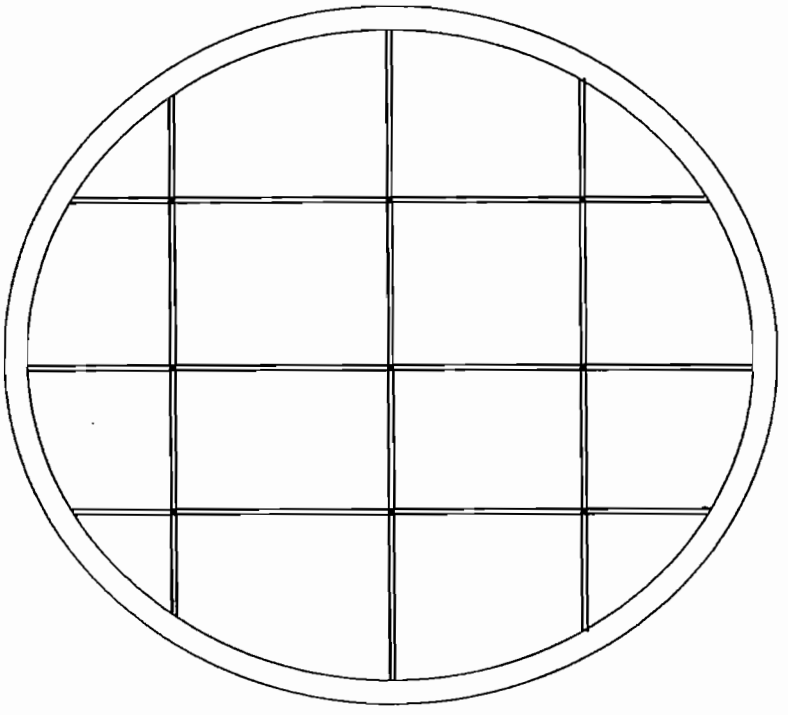
Soit un choix de 2ϕ16 + 1ϕ40 ($A = 16,57\ cm^2$)

V.4. Schémas du réservoir de stockage

V.4.1.Vue en plan du réservoir (Echelle : 1/200)

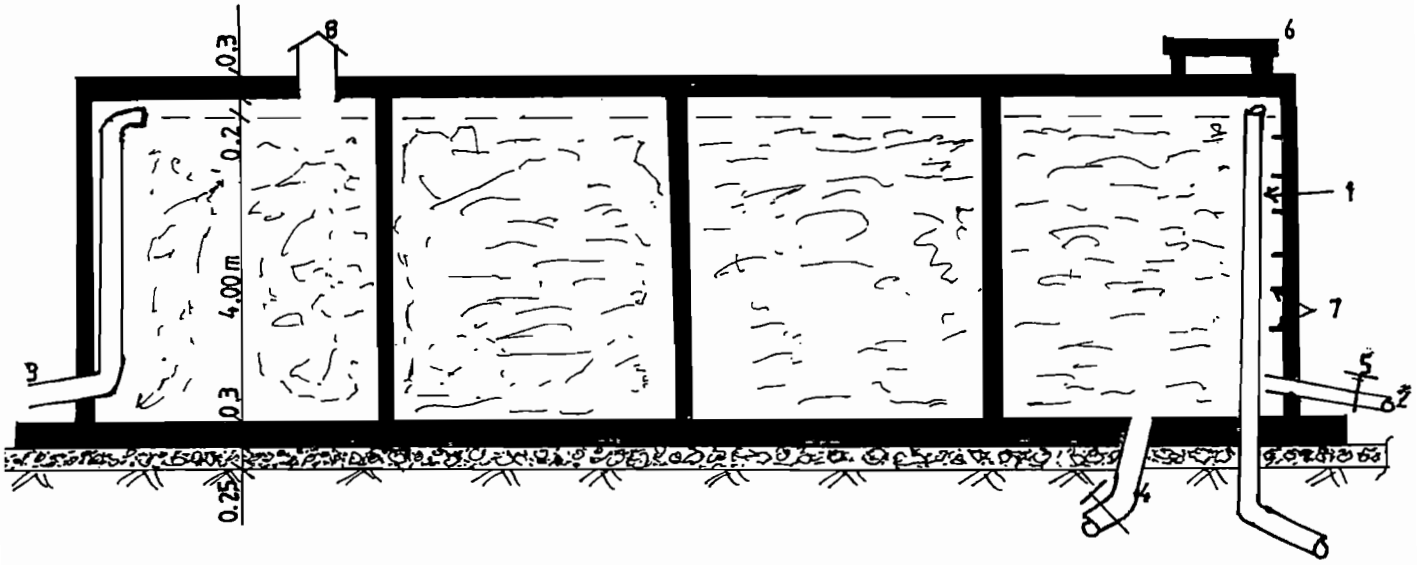


V.4.2. POUTRAISON DE LA DALLE (ECH : 1/200)



V.4.3. Schéma de coupe du réservoir

Coupe A-A du réservoir



1. Trop plein
2. Tuyau de distribution
3. Tuyau d'amené
4. Tuyau de vidange
5. Vanne
6. Trappé de visite
7. Escalier
8. Aération ou ventilation

V.5. Fontainerie d'équipement du réservoir

Les réservoirs types de celui-ci doivent être muni d'une conduite :

- d'adduction
- de distribution
- de vidange
- de trop plein

a) Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal.

Et comme notre adduction s'effectue par refoulement, l'obturation pourra se faire par un dispositif permettant l'arrêt du moteur.

b) Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve ou réservoir.

On pourra également munir un robinet vanne sur le départ de la conduite de distribution principale, un autre sur la conduite jointe à cette dernière qui comblera le déficit de l'ancien centre d'Ijenda car se trouvant à basse altitude par rapport aux autres lieux de distribution et il y a risque de pénurie d'eau à ces derniers mais aussi pour isoler cette conduite principale en cas de rupture.

c) Conduite de vidange

Elle partira du point bas du réservoir et se raccordera sur la conduite du trop plein. De plus, cette conduite sera munie d'une vanne. Pour ces raisons citées, le radier pourra être réglée en pente vers l'orifice de cette conduite.

d) Conduite du trop plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir pour pouvoir empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé. Elle est déterminée généralement par un simple bout à emboîtement.

De part ces conduites ci-haut citées, et tenant compte des résultats d'analyse bactériologique et chimique de l'eau des sources de Mukike principalement celle de Rwiyago réalisées par l'ABUTIP à l'an 2001. Nous proposons que ce réservoir puisse être muni d'une ventilation qui permettra d'améliorer le potentiel d'hydrogène faible de l'eau qu'accusent les sources de Rwiyago.

Chapitre VI : DISTRIBUTION

VI.1. Généralités

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.
Dans ces canalisations, les conduites présentent des diamètres suffisants de façon à assurer le débit maximal avec une pression compatible avec la hauteur des immeubles.

VI.2. Détermination de la conduite d'adduction

VI.2.1. Tracé de la conduite

La conduite d'adduction joignant le réservoir de stockage au réseau de distribution et ce par la distance la plus courte qui soit, doit répondre au souci d'assurer une alimentation par gravité. Cet objectif ne sera atteint que dans la mesure où on suivra l'allure du terrain naturel lors de la pose de cette conduite.

Afin de protéger contre les dommages dus au trafic et aux intempéries, la conduite sera enterrée dans une canalisation à 1m de profondeur. Une couche de sable dans la canalisation permettra de prévenir les irrégularités d'affaissement nuisibles aux joints du tuyau.

VI.2.2. Débits

Les conduites devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe. Ici un coefficient de pointe K= 1,5 a été adopté.

VI.2.3. Diamètre des conduites

Pour notre projet, nous allons nous référer sur la gamme des diamètres normalisés et précisément disponibles sur le marché de Bujumbura (Ici tuyaux en PVC livrés par l'UTEMA TRAVHYDRO).
Ils sont dans l'ordre des diamètres de D = 20, 25, 32, 40, 50, 75, 90, 110, 125, 140, 160 et 200.

VI.2.4. Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0,5 et 1,0 m/s afin d'éviter tout risque de formation de dépôts pour des vitesses inférieures à 0,5 m/s et des désordres, bruits désagréables dans les conduites pour les vitesses supérieures à 1,0 m/s.

VI.2.5. Pression

Le réseau doit être calculé pour se rendre compte qu'une pression suffisante en différents points existe que l'eau pourra parvenir aux abonnés et ce par une pression suffisante :

→ Une charge minimale de 3 m d'eau aux lieux de puisage et 5 m sur les chauffe-eau instantanée.

→ Eviter des surpressions dans les tuyaux et au cas contraire prévoir des réducteurs de pressions en différents points.

VI.3. Calcul du réseau de distribution

VI.3.1. Types de réseau

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux à alimentations distinctes.

Les deux premiers sont les plus utilisés.

VI.3.2. Présentation du réseau adopté

Le réseau qui va desservir notre quartier de Mujejuru est un réseau ramifié non pas qu'il est le plus fiable par rapport aux autres, mais qu'il reste le plus adapter au site à alimenter. Ce dernier étant également le moins coûteux et permettant d'assurer le service en route.

λ prenant différentes valeurs selon les types de tuyaux et auteurs, nous le déterminons à l'aide de la formule de BLASIUS utilisée pour les tuyaux lisses (en plastique P.V.C.)

$$\lambda = \frac{0,316}{(R_e)^{1/4}}$$

Les pertes de charge totale ne seront trouvées qu'en multipliant j par la longueur L du tronçon : J = j * L.

A la suite, c'est le tour du calcul de la pression par la théorie de Bernoulli.

VI.3.3. Répartition des débits dans les tronçons

Tableau VI.1

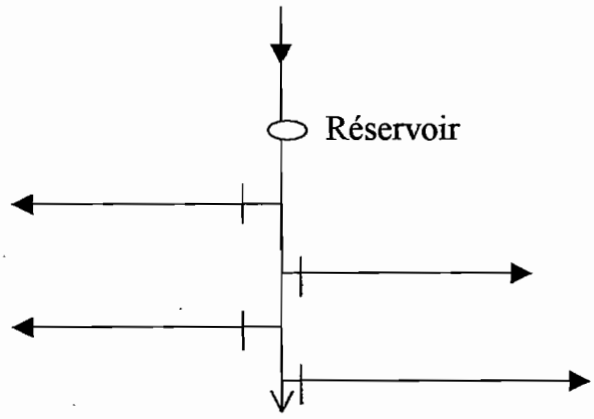
Désignation du tronçon	Nombre de ménage	Effectif d'habitants (en 2006)	Effectif d'habitants (en 2026)	Consommation (l/s)	
				Moyenne	De pointe (K=1,5)
R_D-A	0	0	0	0	0
A-B	5	30	51	0,089	0,134
A-A1	3	18	31	0,054	0,081
A1-A2	5	30	51	0,089	0,134
A2-A3	10	60	101	0,176	0,264
A3-A4	11	66	111	0,193	0,290
A4-A5	8	48	81	0,141	0,212
A5-A6	12	72	121	0,210	0,315
A6-A7	10	60	101	0, 176	0,264
A-B	5	30	51	0,089	0,134
B-B1	5	30	51	0,089	0,134
B1-B2	3	18	31	0,054	0,081
B1-B3	2	12	21	0,037	0,056
B3-B4	18	108	181	0,315	0,473
B3-B5	18	108	181	0,315	0,473
B3-B6	2	12	21	0,037	0,056
B6-B7	14	84	141	0,245	0,368
B7-B8	14	84	141	0,245	0,368
A-G	4	24	41	0,072	0,108
G-F	10	60	101	0,176	0,264
G-H	7	42	71	0,124	0,186
B-D	4	24	41	0,072	0,108
D-I	5	30	51	0,089	0,134
I-K	3	18	31	0,054	0,081
K-L	1	6	11	0,020	0,03
K-M	13	78	131	0,228	0,342
M-N	15	90	151	0,263	0,395
N-O	5	30	51	0,089	0,134
O-P	1	6	11	0,020	0,030
P-Q	15	90	151	0,263	0,395
P-R	6	36	61	0,106	0,159
P-S	0	0	0	0	0
S-T	4	24	41	0, 072	0,108
T-U	10	60	101	0,176	0,264
T-V	3	18	31	0,054	0,081

VI.3.4. Calcul des conduites ramifiées

VI.3.4.1. Principe

Le calcul des conduites ramifiées suppose un service en route uniformément réparti. Par conséquent, le débit qui circule dans une conduite est régressif sur toute la longueur. Le problème consiste à trouver un débit q qui va servir de dimensionnement lorsque la conduite considérée distribue un débit Q en route en gardant un autre débit P à son aval.

Schémas



La méthodologie adoptée pour le calcul de notre réseau est la suivante :

1°) D'abord la détermination des débits dans les différents tronçons par l'évaluation des besoins (ex : Q_{AB} étant le débit réparti dans le tronçon A-B).

2°) On se fixe ensuite une vitesse comprise entre 0,5 à 1,0 m/s servant à l'estimation du diamètre de la conduite,

3°) On recherche la vitesse réelle de l'eau dans la conduite par le diamètre normalisé légèrement supérieur à celui trouvé au point précédent.

4°) A la suite, c'est le calcul de la perte de charge unitaire j par la relation analytique suivante :

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

$\lambda = f(R_e, \frac{\varepsilon}{D})$. Coefficient de frottement qui est fonction du nombre Reynolds R_e et de la rugosité réactive : $\frac{\varepsilon}{D}$

$$R_e = \frac{V * D}{\gamma}$$

Avec :
- D : diamètre de la conduite
- V : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau
- g : accélération de la pesanteur
- γ : viscosité cinématique = 10^{-6} pour l'eau
- ε : rugosité absolue

VI.3.4.2. Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement optimal des conduites du réseau tiendra compte du débit :
- en extrémité (débit en aval P)
- en route (consommé par le tronçon Q)

On détermine aussi le débit de dimensionnement q qui est un débit fictif transitant dans la conduite et occasionnant une perte de charge totale équivalente à celle produite par Q uniformément réparti et débitant P à l'extrémité.

q étant un débit fictif, les calculs conduisent à :

$$q = \sqrt{p^2 + pQ + \frac{Q^2}{3}}$$

$q \approx p + 0{,}55Q$.

Cette méthode conduit à des diamètres plus faibles qu'en prenant le débit de calcul celui d'amont, soit q = p + Q et nous l'avons adopté car le réseau comporte pas mal de conduites en impasse. Les résultats de ces calculs sont repris dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul des diamètres des conduites

Tronçon	Longueur (m)	Débit				Diamètre de la conduite (mm)
		En route Q(l/s)	En amont p (l/s)	Du tronçon p+Q(l/s)	De dimension-nement q (l/s)	
T-U	164	0,264	0	0,264	0,1452	20
T-V	29	0,081	0	0,081	0,045	20
S-T	179	0,108	0,345	0,453	0,405	32
P-S	250	0	0,453	0,453	0,453	32
P-R	117	0,159	0	0,159	0,088	20
P-Q	158	0,395	0	0,395	0,218	25
O-P	48	0,03	1,007	1,037	1,024	50
N-O	77	0,134	1,037	1,171	1,111	50
M-N	250	0,395	1,171	1,566	1,389	63
K-M	324	0,342	1,566	1,908	1,755	63
K-L	133	0,938	0	0,938	0,516	32
I-K	52	0,081	2,846	2,927	2,891	75
I-Ijenda	1250	0,929	0	0,929	0,511	32
D-I	148	0,134	3,856	3,990	3,930	90
B-D	80	0,108	3,990	4,098	4,050	90
B7-B8	173	0,368	0	0,368	0,203	25
B6-B7	150	0,368	0,368	0,736	0,571	40
B3-B6	57	0,056	0,736	0,792	0,767	40
B3-B4	200	0,473	0	0,473	0,261	20
B3-B5	229	0,473	0	0,473	0,261	20
B3-B1	40.8	0,056	1,738	1,794	1,769	50
B2-B1	60	0,081	0	0,081	0,045	20
B-B1	168	0,134	1,819	1,953	1,893	63
A-B	80	0,134	5,917	6,051	5,991	110
A6-A7	96	0,264	0	0,264	0,146	20
A5-A6	141	0,315	0,264	0,579	0,438	32
A4-A5	115	0,212	0,579	0,791	0,696	40
A3-A4	169	0,290	0,791	1,081	0,95	50
A2-A3	242	0,264	1,081	1,345	1,227	50
A1-A2	152	0,134	1,345	1,479	1,419	63
A-A1	68	0,081	1,479	1,56	1,524	63
G-H	228	0,186	0	0,186	0,103	20
G-F	214	0,264	0	0,264	0,146	20
A-G	117	0,108	0,45	0,558	0,510	32
R_D-A	67	0,242	8,025	8,267	8,1581	125

VI.3.4.3. Calcul des pertes de charge dans les conduites de distribution

Tableau VI.3

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda = \frac{0,316}{(R_e)^{1/4}}$	Perte de charge (m d'eau)	
						Unitaire (j)	Total (J)
T-U	164	0,1452	20	0,7225	0,030475	0,0506757	8,310827
T-V	29	0,045	20	0,2240	0,04084	0,0065277	0,189304
S-T	179	0,405	32	0,5038	0,029314	0,0141500	2,532856
P-S	250	0,453	32	0,8035	0,0260859	0,0320290	8,007257
P-R	117	0,088	20	0,4379	0,0345392	0,0210980	2,468476
P-Q	158	0,218	25	0,6297	0,0894679	0,0283593	4,480782
O-P	48	1,024	50	0,7394	0,0238042	0,0157929	0,758063
N-O	77	1,111	50	0,8023	0,023323	0,0196063	1,509626
M-N	250	1,389	63	0,6299	0,0233776	0,0089200	2,230017
K-M	324	1,755	63	0,7958	0,0220504	0,0134291	4,351054
K-L	133	0,516	32	0,9151	0,0252514	0,0402150	5,348603
I-K	52	2,891	75	0,9220	0,203387	0,0139434	0,725057
I-C Ijenda	1250	0,511	32	0,9063	0,0253125	0,0331154	41,39425
I	148	3,930	90	0,8713	0,0197118	0,0100622	1,489207
B-D	80	4,050	90	0,8979	0,0195642	0,0106059	0,848476
B7-B8	173	0,203	25	0,5863	0,0299986	0,0250277	4,329807
B6-B7	150	0,571	40	0,6442	0,02605236	0,0164002	2,460036
B3-B6	57	0,767	40	0,8654	0,024199034	0,0274911	1,566997
B4-B3	200	0,261	20	0,831	0,027831033	0,0489781	9,795629
B5-B3	229	0,261	20	0,831	0,021690191	0,0489781	11,21599
B3-B1	40,8	1,769	50	0,901	0,040845438	0,0179491	0;732325
B2-B1	60	0,045	20	0,2239	0,022592556	0,0065227	0,391366
B-B1	168	1,893	63	0,6075	0,019468458	0,0067455	1,133255
A-B	80	5,991	110	0,631	0,019468458	0,0035916	0,287335
A6-A7	96	0,146	20	0,7265	0,0304332	0,0511681	4,912144
A5-A6	141	0,438	32	0,7768	0,0263078	0,0301898	4,256765
A4-A5	115	0,696	40	0,7853	0,024793815	0,0231940	2,667313
A3-A4	169	0,951	50	0,6867	0,024248396	0,0138761	2,345068
A2-A3	242	1,227	50	0,9221	0,022525801	0,0232427	5,624751
A1-A2	152	1,419	63	0,6435	0,023253106	0,0092598	1,407494
A-A1	68	1,524	63	0,6911	0,023253106	0,0104915	0,713425
G-H	228	0,103	20	0,5125	0,033207304	0,0277844	6,334862
G-F	214	0,146	20	0,7265	0,030433229	0,05116823	10,950002
A-G	117	0,510	32	0,904	0,025325104	0,03940348	4,6102071
R_D-A	67	8,1581	125	0,6651	0,018609634	0,0033566	0,224893

Ces calculs sont les résultats des relations et formules données au paragraphe VI.3.4.1.

VI.3.4.4. Calcul de la pression au sol

Ici nous calculons la pression aux nœuds des ramifications et en différents points d'une suite de tronçons afin de pouvoir se rassurer sur l'accessibilité de l'eau aux abonnés.

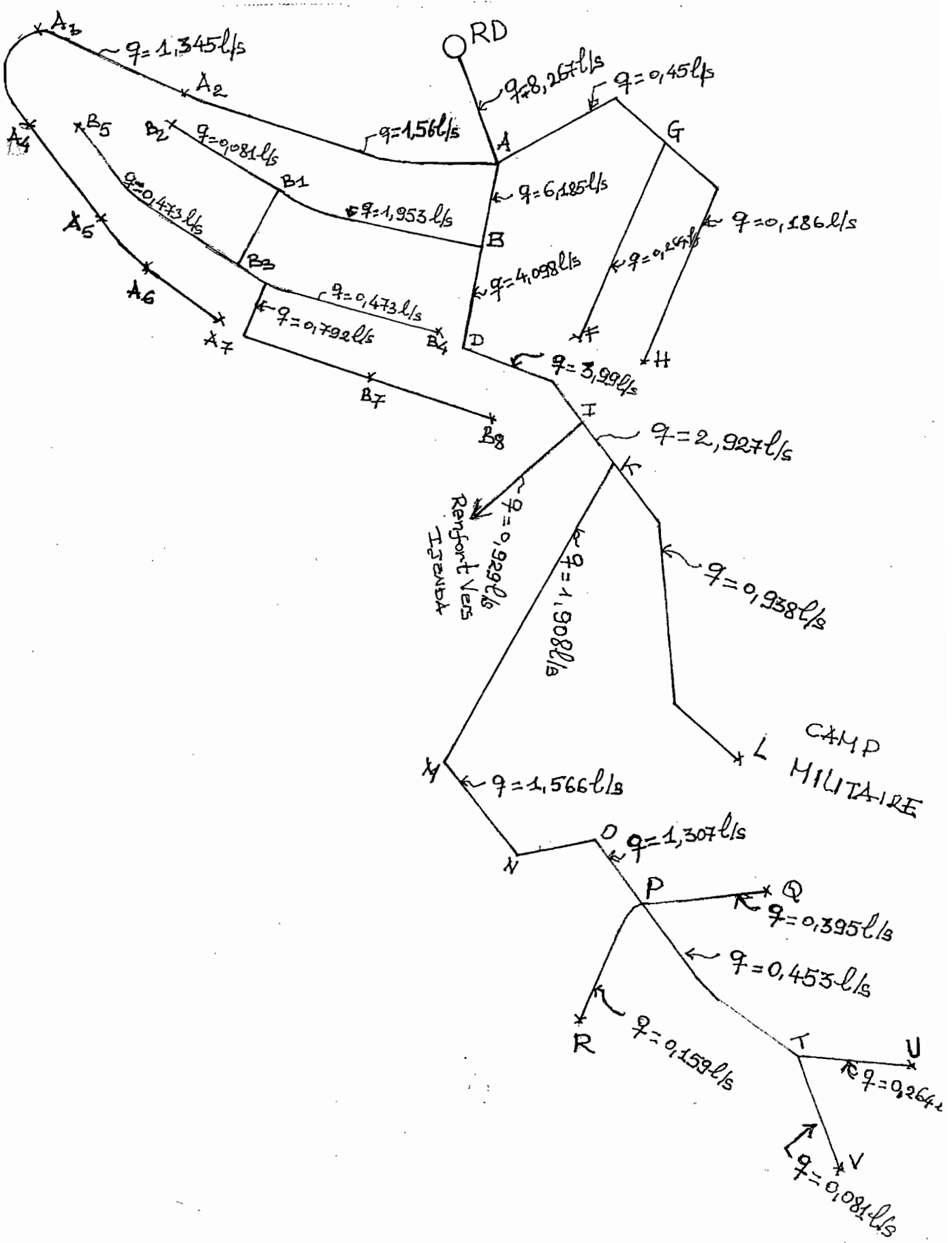
Avant les calculs sur la pression, nous nous sommes fixés, l'épaisseur des fouilles de 0,50m en vue de l'établissement du radier du réservoir de distribution tout en ayant pas tenue compte de la contrainte admissible du sol (σ_{adm} sol) car ces études n'ont pas été encore faites. Ainsi donc, partant de l'altitude du sol à ce lieu (2354m) nous en déduisons l'altitude R_D = 2354m -0,50m = 2353,50m.

Les résultats de ces calculs sur les pressions, les altitudes et cotes piézométriques se retrouvent condensés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.4 : Calcul des pressions au sol

Tronçon	Longueur(m)	Perte de charge J (m d'eau)	Cote au sol(m)		Pression au sol		Cote piézométrique	
			Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval.
R_D-A	67	0,224893808	2353,50	2345	0	8,275	2353,50	2353,275
A-B	80	0,287335027	2345,00	2341,66	8,275	11,328	2353,275	2352,998
A-A_1	68	0,713425646	2345,00	2351,00	8,275	1,562	2353,275	2352,562
A_1-A_2	152	1,407494768	2351,00	2334,51	1,562	16,645	2352,562	2351,155
A_2-A_3	242	5,624751752	2334,51	2336,05	16,645	9,480	2351,155	2345,530
A_3-A_4	169	2,345068343	2336,05	2314,65	9,480	28,535	2345,530	2343,185
A_4-A_5	115	2,667313796	2314,65	2304,77	28,535	35,748	2343,185	2340,518
A_5-A_6	141	4,256765211	2304,77	2315,00	35,748	21,261	2340,518	2336,261
A_6-A_7	96	4,91214417	2315,00	2316,00	21,201	15,349	2336,261	2331,349
B-B_1	168	1,133255045	2341,66	2336,13	11,328	15,724	2352,988	2353,854
B_1-B_2	60	0,391366825	2336,13	2334,50	15,724	16,963	2351,854	2351,463
B_1-B_3	40.8	0,732325427	2336,13	2329,73	15,724	21,392	2351,854	2351,122
B_3-B_4	200	9,795629996	2329,73	2324,68	21,392	16,646	2351,122	2341,326
B_3-B_5	229	11,21599612	2329,73	2316,66	21,392	23,246	2351,122	2339,906
B_3-B_6	57	1,5669978	2329,73	2318,25	21,392	31,305	2351,122	2349,555
B_6-B_7	150	2,460036157	2318,25	2320,00	31,305	27,095	2349,555	2347,095
B_7-B_8	173	4,329807425	2320,00	2314,12	27,095	28,645	2347,095	2342,765
A-G	117	4,610207199	2345,00	2339,03	8,275	9,634	2353,275	2348,664
G-F	214	10,95000208	2339,03	2325,00	9,634	12,714	2348,664	2337,714
G-H	228	6,344862878	2339,03	2326,00	9,634	16,329	2348,664	2342,329
B-D	80	0,848476494	2341,66	2325,00	11,328	27,139	2352,988	2352,139
D-I	148	1,489207514	2325,00	2314,10	27,139	36,550	2352,139	2350,65
I-K	52	0,725057242	2314,10	2316,75	36,550	33,175	2350,65	2349,925
K-L	133	5,348603646	2316,75	2340,50	33,175	4,077	2349,925	2345,577
K-M	324	4,35105406	2316,75	2310,00	33,175	35,574	2349,925	2345,574
M-N	250	2,2300175	2310,00	2387,80	35,574	55,544	2345,574	2343,344
N-O	77	1,50968602	2387,80	2392,20	55,544	49,634	2343,344	2341,834
P-Q	158	4,480782767	2287,90	2283,21	53,176	53,385	2341,076	2336,595
P-R	117	2,46847674	2287,90	2285,88	53,176	52,727	2341,076	2338,607
P-S	250	8,007257573	2287,90	2281,33	53,176	51,738	2341,076	2333,068
S-T	179	2,532856841	2281,33	2276,20	51,738	54,335	2333,068	2330,535
T-U	164	8,310827717	2276,20	2273,00	54,335	49,225	2330,535	2322,225
T-V	29	0,189304432	2276,20	2276,14	54,335	54,205	2330,535	2330,345

VI.4.Répartition définitive des débits



Chapitre VII : ESTIMATION DU COUT DU PROJET

VII.1. Introduction

L'estimation du coût du projet consiste à évaluer les quantités des matériaux à mettre en oeuvre ainsi que les travaux à effectuer, à mettre en oeuvre ainsi que les travaux à effectuer pour la réalisation d'un projet. Ce travail a une importance capitale aussi bien pour l'entrepreneur attributaire du marché qu'au maître de l'ouvrage pour la prévision du budget à allouer au projet avec une précision souhaitable.
Il en existe 3 types de devis en vue pour la détermination de cette enveloppe :

- devis quantitatifs qui donnent les quantités d'ouvrages ;
- devis estimatifs qui appliquent les prix à ces quantités ;
- devis descriptifs qui visent des plans pour donner la certitude sur le volume des travaux à exécuter.

VII.2. Métré des canalisations

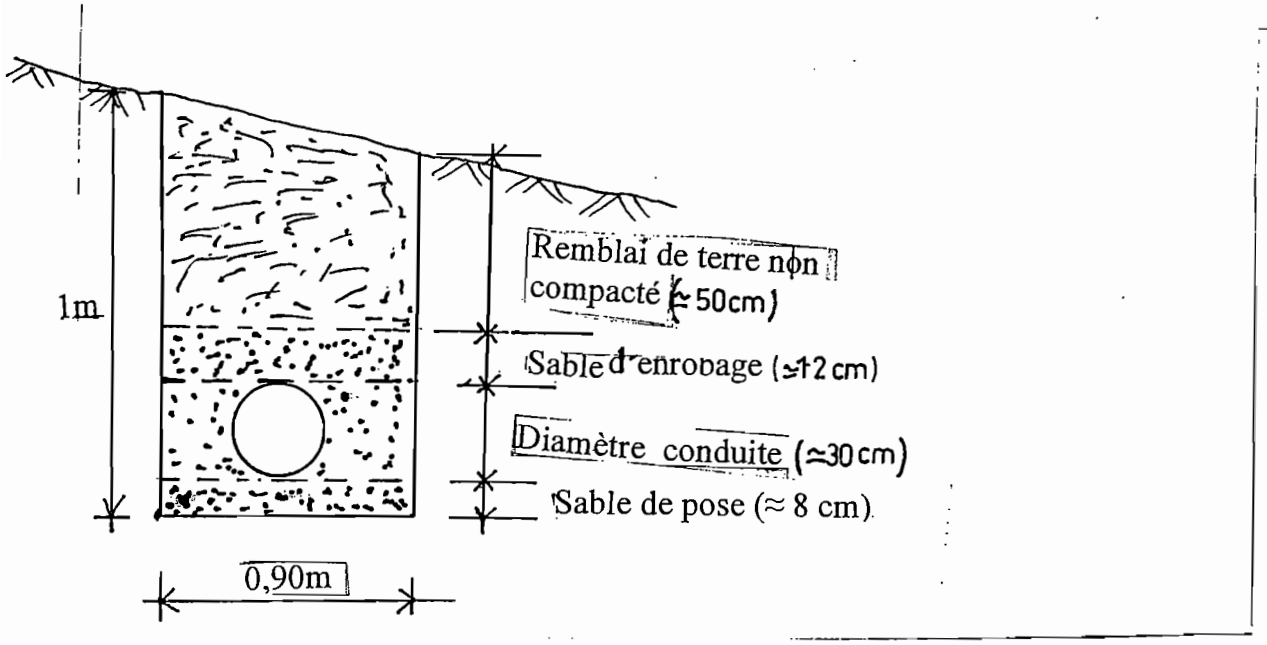
a) Fouille des canalisations

Les tranchées des canalisations dans lesquelles seront enfoncées les conduites auront une profondeur d'environ d'1 m et d'une largeur uniforme de 0,90 m pour tous les diamètres des conduites.Ces dernières seront posées parallèlement au sol sur une couche de salle de 8 cm et une couche d'enrobage d'au moins 12 cm au dessus de la conduite.

Le fond des fouilles doit être plat le long d'une pente uniforme et le remblayage se fera avec la terre excavée, expurgée des éléments susceptibles d'endommager le revêtement extérieur des conduites. Contrairement au remblai de sable qui exige le compactage, celui de terre ne devra pas être compacté.

Signalons que dans la conduite de distribution, au droit des regards de virole, une surprofondeur de 15 cm et surlageur de 20 cm. Ce qui leurs donnent les dimensions de $(0,90 * 1,1 * 1,5)m^3$.

a) Coupe schématique d'une canalisation



Ainsi donc, le métré des canalisations apparaît dans le tableau ci-dessous récapitulant par diamètres des conduites, les longueurs des tuyaux, largeur de la tranchée, des volumes des conduites, les cubes d'excavation , les volumes de sable de pose et d'enrobage, les volumes des déblais excédentaires et des remblais.

Les formules utilisées sont :

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

Cube d'excavation : $V_E = H.L.l$

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

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

Volume des remblais : $V_R = V_E - V_d$

Avec L : longueur des tuyaux (m)
D : diamètre du tuyau (m)
H : hauteur de la tranchée (1 m)
l : largeur de la tranchée (0,90 m)
H' : D + 0,20 m, hauteur du lit de sable et d'enrobage
f : coefficient de foisonnement (1,30)

c) Tableau synthétisant le métré des canalisations

Tableau VII.1

D(mm)	L(m)	l (m)	V_c (m^3)	V_E (m^3)	V_s (m^3)	V_d (m^3)	V_R (m^3)
150	852	0,90	15,048	776,8	253,331	348,893	427,907
125	1196	0,90	14,669	1076,4	374,03	505,309	517,091
110	80	0,90	0,759	72,0	21,56	29,015	42,985
100	293	0,90	2,300	263,7	76,81	102,843	160,857
90	228	0,90	1,449	205,2	58,058	77,359	127,841
80	117	0,90	0,587	105,3	28,896	38,328	66,972
75	52	0,90	0,229	46,8	12,640	16,730	30,07
63	962	0,90	2,997	865,8	224,708	296,017	569,783
60	2192	0,90	6,194	1972,8	512,017	673,674	1299,126
50	640	0,90	1,256	576,0	142,744	187,20	388,80
40	322	0,90	0,404	289,8	69,148	90,418	199,382
32	2070	0,90	1,663	1863	430,552	561,880	1301,12
25	331	0,90	0,162	297,9	66,865	87,135	210,765
20	1337	0,90	0,419	1203,3	264,306	344,143	859,157
TOTAL	**10672**	-	**4813,6**	**9604,8**	**2536,187**	**3358,944**	**6255,856**

d) Les conduites à commander

Dans le calcul des conduites et leurs raccords, nous avons estimé les pertes de 5% et 3% en vue de compenser les casses dues à la manutention et au transport.

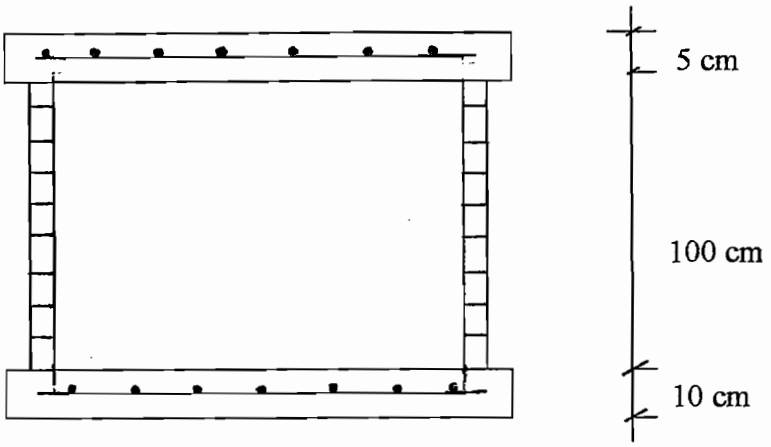
Tableau VII.2

D (mm)	Longueur totale (m)	Nombre de conduite de 6 m	Conduites à commander	Raccords pour conduites
150	852	142	149	146
125	1196	199,333	209	205
110	80	13,833	14	14
100	293	48,833	51	50
90	228	38	40	39
80	117	19,5	21	20
75	52	8,666	10	9
63	962	160,333	169	165
60	2192	365,333	384	376
50	640	106,666	112	110
40	322	53,666	57	56
32	2070	345	363	556
25	331	55,166	58	57
20	1337	222,833	234	230

VII .3. Evaluation de la maçonnerie de la chambre de vanne

Le matériau couramment utilisé est la brique cuite 20 * 10 * 5 cm pour un mur de 10 cm d'épaisseur et de 1 cm pour joint. Nous allons considérer l'épaisseur de 10 cm pour le radier et 5 cm pour le couvercle.

Coupe d'une chambre de visite



Avec volume de
$(0,90 * 1,1 * 1,15)m^3$

Longueur développée de la base de la chambre : L = (0,90 + 1,1) * 2m = 4m.
La hauteur de la maçonnerie de briques est de 1 m et le nombre de brique par 1 m² étant de :

$$1 \text{ brique} * \frac{1m^2}{(0,21 * 0,06)m^2} = 80 \text{ briques.}$$

La surface de la maçonnerie : S = 1 m² * 4 * 1 = 4 m².
Le nombre de brique par chambre devient donc : 80 briques/m² * 4 m² = 320 briques.
Et notre nouveau quartier de Mujejuru comptabilise 35 chambres de vannes.
Le nombre total de briques nécessaires est par conséquent 320 briques/chambre * 35 chambres = 11200 briques.

- Volume du mortier pour joints et enduits

Volume des briques + joints = $(4,0 * 1 * 0,1)m^3 * 35$ chambres = 14,0 m³

$$\text{Volume occupé par les briques} = 1 \text{ m}^3 * \frac{(0,2 * 0,1 * 0,05)}{1\,brique} * 11200 briques = 11,2 \text{ m}^3$$

Volume occupé par le mortier pour joints seul

V_m = 14,0 m³ – 11,2 m³ = 2,8 m³ pour les 35 chambres

Volume du mortier pour enduits :

$V_e = 2,8\ m^3 + 11200$ briques $* 0,2 * 0,01$ /brique $= 5,04\ m^3$

Le volume total du mortier :

$$V_t = V_m + V_e = 2,8\ m^3 + 5,04\ m^3 = 7,84\ m^3$$

Avec un dosage de 300 kg de ciment, 0,4 m^3 de sable et de 0,8 m^3 de gravier pour 1 m^3 de mortier, on a les quantités suivantes pour toutes les 35 chambres de vannes.

- Quantité de ciment : 300 kg/m^3 * 7,84 m^3 = 2352 kg
- Quantité de sable : 0,4 m^3/m^3 * 7,84 m^3 = 3,136 m^3
- Quantité de gravier : 0,8 m^3/m^3 * 7,84 m^3 = 6,272 m^3.

- Volume du béton pour couvercles et radiers des chambres de vanne

Le volume du béton pour les couvercles et radiers est :

$V_b = [(1,1)^2 * (0,05) + (1,1)^2 * 0,10)]m^3 * 35$

$V_b = 4,341\ m^3$

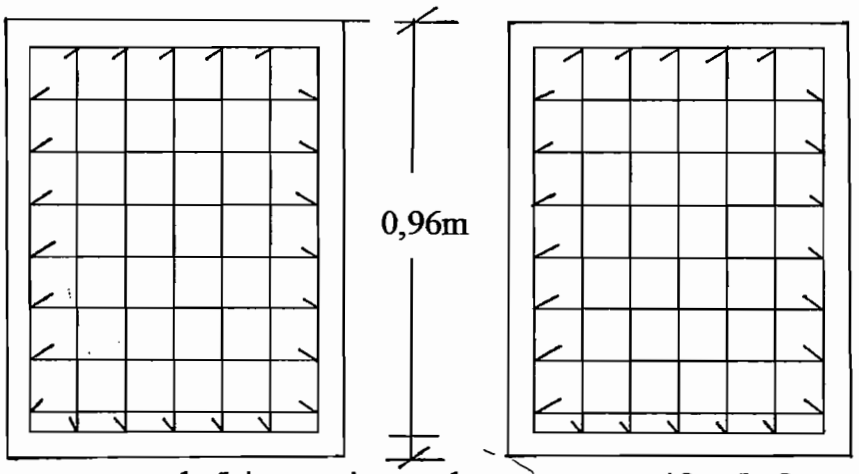
Pour un dosage de 350 kg de ciment, 0,4 m^3 de sable et 0,8 m^3 de gravier par 1m^3 de béton, nous obtenons les quantités :

- Quantité de ciment : 350 kg/m^3 * 4,341 m^3 = 1519,35 kg
- Quantité de sable : 0,4 m^3/m^3 * 4,341 m^3 = 1,7364 m^3
- Quantité de gravier : 0,8 m^3/m^3 * 4,341 m^3 = 3,4728 m^3.

- Quantité d'acier pour couvercles et radiers

Les couvercles et radiers seront armés par des aciers HA ϕ6 et ϕ8 avec respectivement des espacements de 20 cm et de 15cm

Ferraillage du radier Ferraillage du couvercle



Fixons un ancrage de 5 ϕ, ce qui nous donne pour un ϕ8 = 5 * 8 mm = 4 cm

ϕ6 = 5 * 6 mm = 3 cm

Longueur des armatures devient :

Pour le radier (0,96 + 0,04) * 6 morceaux de barres = 6 m

Pour le couvercle = (0,96 m + 0,03m) * 6 = 5,94 m.

Nous trouvons pour chacune des chambres :

- radier :(6 * 6) ml de ϕ8 = 36 ml
- couvercle : (5,94 * 5,94)ml de ϕ6 = 35,2836 ml
- Ainsi pour toutes les chambres, nous avons les barres de

  ϕ8 = 36 ml * 35 = 1260 ml

  ϕ6 = 35,2836 ml * 35 = 1235 ml

En considérant les pertes éventuelles c'est à dire

- de 5% pour le ciment
- de 10% pour le sable, gravier et les armatures, nous obtenons les résultats suivants pour toutes les chambres
- ciment = (2352 + 1519,35)kg * 1,05 = 4065 kg
- sable = (3,136 + 1,7364)m^3 * 1,1 = 10,72 m^3
- gravier = (6,272 + 3,4728)m^3 * 1,1 =10,72 m^3
- armatures : ϕ8 = 1260 ml * 1,1 = 1386 ml soit 116 barres de 12 m de longueur

  ϕ6 = 1235 ml * 1,1 = 1359 ml soit 114 barres de 12 m de longueur

Les fils d'attache seront déterminés sur le poids de toutes les armatures, donc 5% du poids de ces dernières.

VII.4. Evaluation des matériaux pour le réservoir de stockage

VII.4.1. Détermination de la quantité du béton

- Dalle de couverture : 1m^3 * 7,1 * 3,14 * 0,12 = 2,6728 m^3
- Poutres : 1m^3 * 78 * 0,18 * 0,20 = 2,808 m^3
- Poteaux et semelles : 1m^3 * [(1* 1* 0,15) + (4,38 * 0,20 * 0,20] * 9 = 2,9268m^3
- Parois : 1m^3 14 * 3,14 * 0,15 * 4,38 = 28,88172m^3
- Radier : 1m^3 * [(7,3)² * 3,14 * 0,20] = 33,46612 m^3
- Béton de propreté : 1m^3 * [(7,3)²] * 3,14 * 0,25 = 41,83265m^3

La quantité du béton pour notre réservoir de stockage est de 112,59057 m^3.

Avec un dosage de 350 kg de ciment, 0,4 m^3 de sable et 0,8 m^3 de gravier dans 1m^3 de béton, nous avons les quantités suivantes :

- ciment : 350 kg/m^3 112,5905 m^3 = 39406,70 kg
- sable : 0,4m^3/m^3 112,5905 m^3 = 45,04 m^3
- gravier : 0,8 m^3/m^3 112,5905 m^3 = 90,072 m^3

En tenant compte des pertes de 5% pour le ciment et de 10% pour le sable et le gravier, on va commander les quantités suivantes :

- ciment : 39706,70 kg * 1,05 = 41377,035 kg soit 828 sacs de ciment de 50 kg
- sable : 45,04 m^3 * 1,1 = 49,544 m^3 ≈ 50 m^3
- gravier : 90,072 m^3 * 1,1 = 99,0792 m^3

VII.4.2. Détermination de la quantité d'armatures

- Dalle de couverture

Pour la dalle, nous avons trouvé 3ϕ8 par m, ce qui nous donne 6ϕ8 par m^2.
La surface totale étant de $\frac{(14,2m)^2 * 3,14}{4} = 158,2874m^2$ et le nombre total de barres devient :
6ϕ8 m^2 * 158,2874 m^2 = 949,7244 ϕ8 ≈ 950 ϕ8 soit 80ϕ8 de 12m de longueur.

- Poutre nervurée

Nous avons calculé 2ϕ6 + 4ϕ10/ml et la longueur développée de la poutre étant de 78 m.
Le nombre de barre = (2ϕ6 + 4ϕ10/m) * 78 m = 156 ϕ 6 + 312 ϕ 10 soit 13ϕ6 + 26 ϕ10 de
12 m de longueur.

En prenant un espacement de 20 cm pour les cadres c'est à dire 5 cadres/ml, le nombre total de cadres pour les poutres devient : 5 cadres/m * 78 m ≈ 16 cadres.
La longueur développée d'un cadre : (0,20 * 0,30) * 2 + 0,10 = 1,1 m. La longueur totale des cadres sera de 16 *1,1 = 17,6 m soit 2ϕ6 de 12 m de longueur.

- Poteaux

Le nombre total des poteaux : 9
La hauteur d'un poteau : 4,38m
La section d'un poteau : (0,2 * 0,2)m^2
La longueur totale des poteaux : 9 * 4,38m = 39,42m

La longueur totale des barres d'acier : 4 * 39,42m = 157,68m de ϕ8.

Le nombre de cadre = $\frac{39,42m}{0,20m}$ * 1 cadre = 197,1 cadres.

La longueur développée d'un cadre = (0,20 * 0,20) * 2 + 0,1 = 0,9 m

La longueur des cadres = 197,1 * 0,9 = 177,39 m soit 15ϕ6 de 12 m de longueur.

- Radier

Nous avons trouvé pour le radier 2ϕ6 + 1ϕ40 par mètre linéaire, soit 4ϕ6 + 2ϕ40 par m².

La surface du radier = $(7,3)^2$ * 3,14 m² = 167,33 m²

Le nombre total des barres = (4ϕ6 + 2ϕ40)/m² * 167,33 m² = 670ϕ6 + 335ϕ40 soit 56ϕ6 + 28ϕ40 de 12 m de longueur.

- Paroi verticale

Pour cette paroi, on a pour les barres longitudinales dans la :

1ère virole : 4ϕ6/ml * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ6, soit 16ϕ6 de 12 m

2ème virole : 2ϕ10/ml * 3,14 + 14,6 m = 92ϕ6, soit 8ϕ10 de 12 m

3ème virole : (4ϕ10 + 2ϕ6/ml) * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ10 + 92ϕ6, soit 16ϕ10 + 8ϕ6 de 12 m

4ème virole : 6ϕ10/ml * 3,14 + 14,6 m = 275ϕ10, soit 23ϕ10

5ème virole : 4ϕ12 + 2ϕ6 /ml * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ12 + 92ϕ6, soit 16ϕ12 + 8ϕ6 de 12 m

6ème virole : (4ϕ8 + 2ϕ16) /ml * 3,14 + 14,6 m = 92ϕ16 + 184ϕ8 soit 8ϕ16 + 16ϕ8 de 12 m

7ème virole : (2ϕ10 + 4ϕ12) /ml * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ12 + 92ϕ10, soit 8ϕ10 + 16ϕ12 de 12 m

8ème virole : (4ϕ6 + 2ϕ14)/ml * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ6 + 92ϕ14, soit 16ϕ6 et 8ϕ14 de 12 m

9ème virole (4ϕ6 + 2ϕ8) /ml * 3,14 + 14,6 m = 184ϕ6 + 92ϕ8, soit 16ϕ6 et 8ϕ8 de 12 m

Pour les barres verticales dans la paroi, nous avons fait un choix de 4ϕ8/ml.

La longueur totale à ferrailler = 14,6m * 3,14 = 45,844m.

Le nombre de barres verticales devient = 4ϕ8/m * 45,844m.

La longueur totale : 184 * 4,58m = 842,72m soit $\frac{842,72}{12}$ = 71ϕ8 de 12 m de longueur.

La quantité d'armature à commander pour le réservoir de stockage en tenant compte des pertes probables est la suivante :

175ϕ8 * 1,10 = 193ϕ8 de 12 m de longueur
150ϕ6 * 1,10 = 165ϕ6 de 12 m de longueur
81ϕ10 * 1,1 = 90ϕ10 de 12 m de longueur
32ϕ12 * 1,1 = 36ϕ12 de 12 m de longueur
8ϕ14 * 1,1 = 9ϕ14 de 12 m de longueur
8ϕ16 * 1,1 = 9ϕ16 de 12 m de longueur
28ϕ40 * 1,1 = 31ϕ40 de 12 m de longueur

VII.5. DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX

Tableau VII.3

N°	Description des travaux	U	Q	P.U(Fbu)	P.T (Fbu)
I	**Installation + Implantation**	**FF**	**1**	**4.000.000**	**4.000.000**
II	**CAPTAGE (3 sources)**				
II.1	Décapage + terrassement (déblais)	FF	3	1.000.000	3.000.000
II.2	Pose des tuyaux de captage				
2.1	Tuyaux captant	ml	27	6.000	162.000
2.2	Gravier filtrant	m^3	11.25	14.000	157.000
2.3	Terrassement (remblais)	m^3	34.5	2.000	69.000
2.4	Regard de captage	Pièces	3	500.000	1.500.000
2.5	Clôture de protection	ml	942	1.000	942.000
2.6	Engazonnement	m^2	5887,5	250	1.471.875
2.7	Tuyauteries et accessoires	-	FF	500.000	500.000
2.8	Bornes fontaines	Pièces	2	1.000.000	2.000.000
III	**CONDUITE D'ALIMENTATION**				
III.1	Tranchées de pose des tuyaux (déblais)	m^3	9604.8	2.000	19.209.6000
III.2	Pose des tuyaux	ml	10672	5.050	53.893.600
III.3	Colle tangite	Litre	150	3.200	480.000
III.4	Raccords				
4.1	Tuyaux avec $\phi \geq 100$mm	Pièces	415	28.321	117.532.215
4.2	Tuyaux avec $\phi<100$mm	Pièces	1098	16.895	18.550.710
III.5	Sable de pose + enrobage	m^3	2536,187	35.000	88.766.545
III.6	Remblai des tranchées	m^3	6256	1.500	9.384.000
III.7	Dégagement des déblais	m^3	3359	500	1.679.500
III.8	Travaux pour renfort sur le réservoir d'Ijenda	FF	-	2.000.000	2.000.000
III.9	Accessoires à la conduite				
9.1	Ventouses (1,60 * 1,40)cm				
9.1.1	Terrassement en déblai	m^3	15,84	2.000	31.680
9.1.2	Béton non armé	m^3	1,92	133.738	256.777
9.1.3	Maçonnerie en moellons	m^3	7,81	133.925	1.045.955
9.1.4	Dallette en B.A pour couvercle	m^3	0,359	420.670	151.021
9.1.5	Accessoires de tuyauteries en fonte	-	FF	1.000.000	100.0000
III.9.2	**Décharge**				
9.2.1	Terrassement (déblai)	m^3	6,16	2.000	12.320
2	Béton de propreté	m^3	0,234	133.738	31.295
3	BA pour le fond, couvercle	m^3	0,824	420.670	354.625
4	Accessoires en fonte ductiles	-	FF	1.000.000	1.000.000
	SOUS-TOTAL I				**221.603.218**

N°	Description des travaux	U	Q	P.U(Fbu)	P.T (Fbu)
IV	**ACHAT DES TUYAUX ET TRANSPORT**				
	ϕ150	pièce	149	134.000	20.010.700
	ϕ125	pièce	209	94.290	19.706.010
	ϕ110	pièce	14	86.750	1.214.500
	ϕ100	pièce	51	108.381	5.527.431
	ϕ90	pièce	40	58.050	2.322.000
	ϕ80	pièce	21	67.370	1.414.770
	ϕ75	pièce	10	40.480	404.800
	ϕ63	pièce	169	28.690	4.848.610
	ϕ60	pièce	384	39.788	15.278.592
	ϕ50	pièce	112	18.000	2.016.000
	ϕ40	pièce	57	11.670	665.190
	ϕ32	pièce	369	7.610	2.762.430
	ϕ25	pièce	58	4.720	273.760
	ϕ20	pièce	234	3.040	711.360
V	**RESERVOIRS**				
V.1	**Réservoir d'eau**				
1.1	Fouilles	m^3	25,12	2.000	50.240
2	Béton non armé	m^3	41,84	133.738	5.595.598
3	Béton armé pour dalle de couverture	m^3	2,685	420.670	1.129.499
4	Béton armé pour poutres	m^3	2,808	420.670	1.181.242
5	Béton armé pour poteaux et semelles	m^3	2,94	420.670	1.236.770
6	Béton armé pour paroi	m^3	28,89	420.670	12.153.157
7	Béton armé pour radier	m^3	33,467	420.670	14.078.563
8	Protection par roofing	m^3	172,32	20.450	3.523.944
9	Escalier et autres accessoires	-	FF	800.000	800.000
V.2	**Réservoir d'air**				
2.1	Réservoir d'air		1	3.200.000	3.200.000
2	Béton non armé pour socle	m^3	0,72	133.738	96.292
3	Tuyaux de raccordement et accessoires	FF	FF	1.000.000	1.000.000
VI	**CHAMBRES DE VANNE**	Pièce	35	160.000	5.600.000
VII	**VANNE ET ROBINET**				
VII.1	Vannes de sectionnement pour les tuyaux dont ϕ > 100 mm	Pièce	2	400.000	800.000
2	Vannes de sectionnement pour les tuyaux dont ϕ < 100 mm	pièce	33	350.000	11.550.000
	SOUS-TOTAL II				**139.152.058**

N°	Description des travaux	U	Q	P.U(Fbu)	P.T (Fbu)
VIII	**BACHE D'ASPIRATION ET POMPAGE**				
VIII.1	Bâche d'aspiration				
1.1	Fouilles	m^3	84	2.000	168.000
1.2	Béton de propreté	m^3	19,03	133.738	2.545.035
1.3	Maçonnerie en moellons	m^3	66	133.925	8.839.050
1.4	Béton pour dalle supérieure et inférieure	m^3	33,89	420.670	14.256.507
VIII.2	Pompage				
2.1	Construction de la maison d'exploitation pour la pompe	FF	1	4.000.000	4.000.000
2.2	Couverture de la station	m^3	6	17.500	105.000
2.3	Connexion sur l'installation électrique	FF	1	5.000.000	5.000.000
1.4	Achat + installation de la pompe	FF	1	30.000.000	30.000.000
IX	**CHAMBRE COLLECTRICE**				
IX.1	Fouilles	m^3	2,166	2.000	4.332
2	Béton de propreté	m^3	1,634	133.738	21.528
3	Maçonnerie de moellons	m^3	11,750 4	133.925	1.573.673
4	Béton armé pour dalles supérieure et inférieure	m^3	2,115	420.670	889.718
5	Accessoires et tuyauterie	FF	-	300.000	300.000
X	**NETTOYAGE DU CHANTIER**	FF	-	1.500.000	1.500.000
	SOUS-TOTAL III				**69.399.843**
	TOTAL GENERAL				**430.155.119**

VII.6. Planning des travaux selon GANTT

Il en existe plusieurs méthodes de présentation des plannings des travaux mais c'est le planning classique à barres ou encore diagramme de GANTT que nous optons d'utiliser pour notre projet du fait de sa simplicité. C'est un graphique à deux entrées comportant :

- en ordonnées : les activités dans l'ordre technique de leur exécution
- en abscisses : les époques prévues pour la réalisation des tâche. Ces époques seront représentées par des barres horizontales placées en face des tâches et de longueur proportionnelle à la durée.

VII.7. Présentation du planning des travaux selon GANTT

N°	Temps / Activités	1er mois				2e mois				3e mois				4e mois				5e mois				6e mois			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
	IMPLANTATION + INSTALLATION DU CHANTIER																								
II	Captage																								
II.1	Terrassement																								
II.2	Pose des tuyaux captant																								
III	Fouilles des tranchées																								
IV	Lit de pose																								
V	Pose des conduites																								
VI	Enrobage + Remblayage des tranchées																								
VII	Accessoires à la conduite (ventouses, purges)																								
VIII	Bâche d'aspiration																								
IX	Réservoir d'eau																								
X	Réservoir d'air																								
XI	Bornes-fontaines																								
XII	Chambre des vannes																								
XIII	Maison d'exploitation + installation pompe																								
XIV	Mise en charge																								
XV	Renfort sur le réseau d'Ijenda																								
XVI	Nettoyage du chantier + remise provisoire																								

VII.8. Coût de la main d'œuvre

Tableau VII

Catégorie	Salaire par jour de travail (Fbu)	Nombre de jours prestés	Salaire total (Fbu)
Ir. de chantier	40.000	72	2.880.000
Technicien de chantier	15.000	144	2.160.000
2 plombiers	5.000	78	780.000
15 maçons	3000	90	4.050.000
30 aides	1.500	144	6.480.000
2 charpentiers	3.000	60	360.000
3 ferrailleurs	3.000	70	630.000
Total	-	-	**17.340.000**

Le coût de la main d'œuvre est donc estimé à 17.340.000 FBu.

Et le coût global tient donc à la main d'œuvre au coût des matériaux et les dépenses inhérentes, la marge bénéficiaire et aléas liés au projet.

Avec une marge bénéficiaire de 18%, le coût global de ce projet devient donc : (17.340.000 + 430.155.119) Fbu * 1,18 = 528.044.240 FBu.

Nous disons CINQ CENT VINGT HUIT MILLIONS QUARANTE QUATRE MILLE DEUX CENTS QUARANTE FRANCS BURUNDAIS.

Les prix unitaires sont calculés sur base des coûts des matériaux (prix des tuyaux : pro-forma de l'UTEMA TRAVHYDRO BURUNDI) et de la main d'œuvre auxquels on ajoute les frais de chantier, les frais généraux, la marge bénéficiaire et aléas pour l'entreprise qui exécute le marché.

Les informations tirées des entreprises ABUTIP (Agence Burundaise pour la réalisation des Travaux d'Intérêt Public), à la REGIDESO et à la direction de l'Urbanisme nous ont été d'une grande utilité pour la réalisation de ce projet.

Chapitre VIII : ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU

1. Introduction

Une alimentation ou adduction d'eau, en phase d'exploitation doit être entretenu régulièrement. Un entretien adéquat des ouvrages et des installations s'avère indispensable afin de fournir de l'eau qui répond aux normes d'hygiène et satisfait aux besoins de la population.
Au cas contraire le réseau se détériore rapidement et devient un danger envers les bénéficiaires. De ce fait des mesures s'imposent pour assurer aux consommateurs une eau potable et permanente car sans eau, la vie s'éteint très vite.

2. Organisation de l'entretien

Une fois le projet mise en valeur et avant que la REGIDESO ne prenne en main l'eau du centre urbain d'Ijenda, voici quelques points qui pourront contribuer à l'entretien et à l'organisation de ce réseau :

- L'entreprise exécutant, le maître de l'ouvrage, l'administrateur communal doivent se rendre compte de la bonne exécution du marché avant la remise du chantier ;
- L'administrateur doit veiller après la remise au bon fonctionnement de la régie communale de l'eau selon la structure susmentionnée dans les paragraphes précédents ;
- Un gardien et un plombier seront engagés pour assurer les travaux d'entretien et l'Ingénieur qui aura dirigé les travaux se chargera de la formation de ces derniers.

3. Entretien technique des divers éléments

3.1. La station de pompage

Il faut veiller à la propreté de la station et de la bâche d'aspiration et cela par un nettoyage régulier. Aussi pour le bon fonctionnement de la station, le constructeur de la pompe devra fournir un manuel de fonctionnement de la pompe. C'est ce manuel qui pourra donner des renseignements liés à son moteur d'entraînement, de son

installation et de la période après laquelle on pourra réviser la pompe pour éviter également des tâtonnements sur ces appareils.

3.2. Réservoir, chambre collectrice, chambre de purge et de ventouse.

Contrôler si les bouches d'aération, les trop pleins, les vannes d'arrêt, etc sont propres, en état de marche, mais aussi l'étanchéité des réservoirs de stockage.
Bref, dès qu'un défaut ou une cassure de moindre importance sont décelés, une réparation immédiate et inconditionnelle doit être faite. Quant aux réparations nécessitant l'intervention d'un spécialiste (un Ingénieur ou un technicien spécialisé), elles seront signalées à temps pour éviter l'aggravation des dommages, la contamination mais également pour prévenir aux pertes d'eau.

4. Source des frais

Le président de la Régie communale de l'eau (R.C.E) et les consommateurs devront se concerter en vue de fixer une cotisation mensuelle avant que la REGIDESO puisse y installer de nouveaux compteurs. Cela est dans le but d'assurer au personnel de la régie communale de l'eau son salaire, payer le matériel et les travaux qui exigeront de l'argent.

CONCLUSION GENERALE

Comme d'aucun le sache, l'eau est une condition sine qua non, demeure important et irremplaçable dans la vie des êtres vivants. Malheureusement, au monde entier que dans notre pays, des milliers d'hommes meurent chaque minute suite au manque d'eau potable et notre centre urbain de ce dernier n'en a pas fait l'exception. L'occupation de ce dernier à l'instar d'une ville appelle la satisfaction des besoins primordiaux. Reposant sur le déficit en eau potable dans l'ancien périmètre du centre et l'obligation de procurer cet élément fort utile dans la vie de l'homme du quartier nouvellement loti sur Mujejuru, nous avons jugé bon de porter notre étude sur l'«ADEQUATION ET EXTENSION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE URBAIN D'IJENDA » .
Le centre urbain dont il était question ici dispose pas mal de potentialités mais l'handicap majeur est que les sources se retrouvent à des niveaux de basses altitudes par rapport aux sites nécessiteux ce qui demande l'utilisation des pompes trop coûteuses.

Pour que ce centre soit suffisamment alimenté en eau potable sur l'horizon d'étude (2006-2026), les problèmes suivants doivent être résolus :

- captage des trois sources sur la colline Rwiyago ;
- réhabilitation des trois réseaux existant à l'ancien centre ;
- connexion sur le réseau électrique qui va éclairer le nouveau quartier de Mujejuru en vue de faire parvenir l'énergie électrique à la station de pompage projetée à Majombe ;
- prévoir une bâche d'aspiration afin d'éviter la marche à vide de la pompe ;
- construire un grand réservoir de distribution à Mujejuru sur lequel dérivera un branchement de renfort menant vers les réservoirs qui alimentent l'ex-centre urbain d'Ijenda.

Il serait illusoire de prétendre avoir touché le projet sous tous ses aspects de par son étendue et sa complexité. Une étude dans ce sens par d'autres chercheurs rendra ce travail davantage riche et complet. En partie, l'étude géotechnique du sol d'assise du réservoir de distribution est plus qu'une nécessité.
Nous espérons que ce travail sera intéressant pour nos lecteurs comme il l'a été pour nous.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. Ouvrages généraux

1. A.SAVATIER et F.GADELLE, Les pompes et les stations de pompage, Ed.Eyrolles-Paris, 1980
2. A.DUPONT, Hydraulique urbaine (Tome I et II) ; Ed.Eyrolles-Paris, 1979-1981
3. J.BONNIN, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Ed.Eyrolles-Paris, 1982
4. C.GOMELLA et H.GUERREE, La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Ed.Eyrolles-Paris, 1980
5. COLLECTION, Mémento technique de l'eau, Ed.Degremont-Paris, 1978

II. Projets de fin d'études

1. E.CISHAHAYO, Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable par le quartier Gasenyi Nord, Projet de fin d'études, Université du Burundi, 2001
2. MBONIMPA Jean, Alimentation en eau potable du quartier SOROREZO, Université du Burundi, 1997
3. MUNEZERO Etienne, Alimentation en eau potable du quartier Kibenga, Université du Burundi
4. BAKERA Justin, Plan Local d'Aménagement du centre urbain d'Ijenda, Université du Burundi, 2003

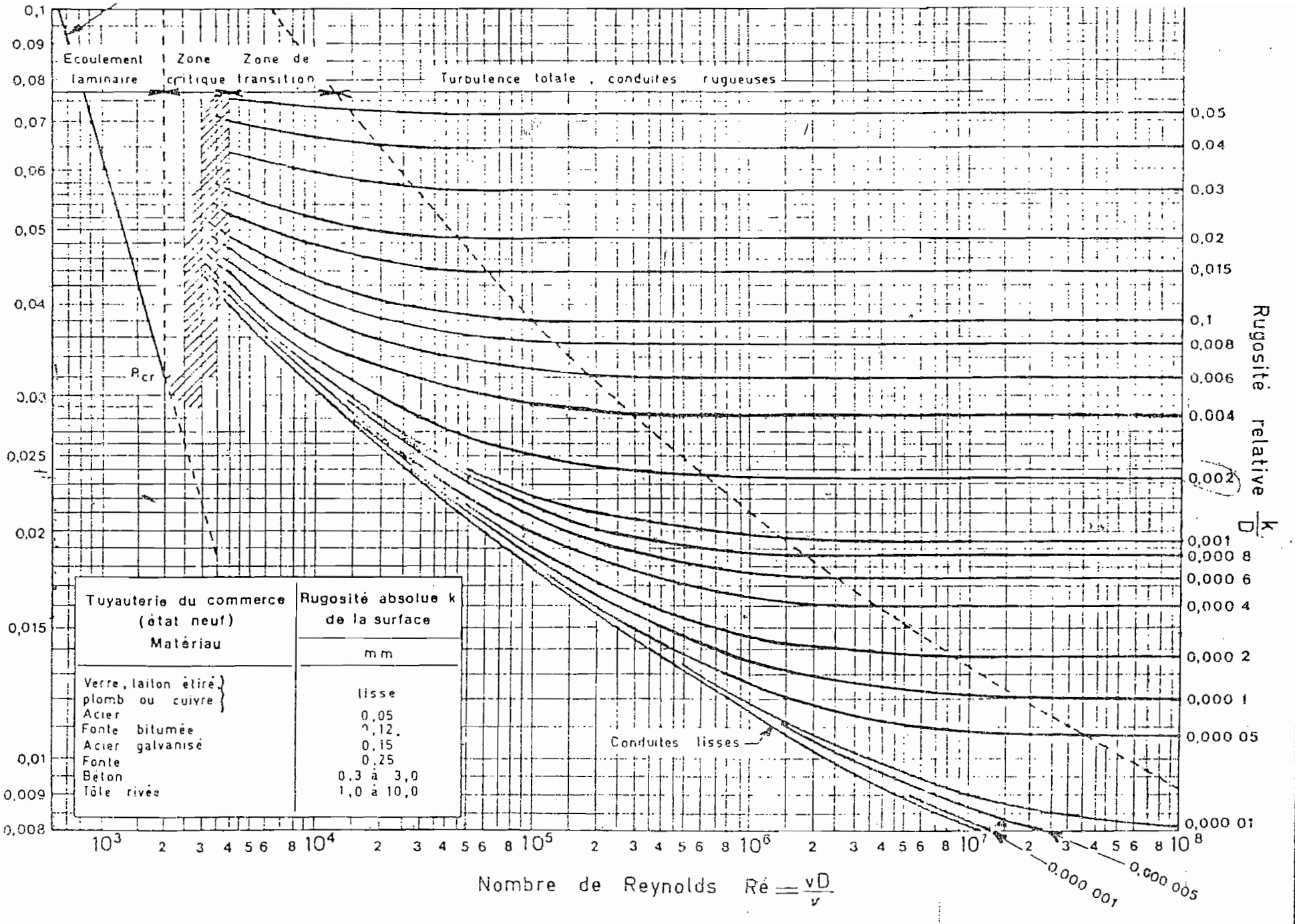
III. Notes des cours

1. HICINTUKA Athanase, Cours d'hydraulique (Générales et urbaines), Université du Burundi, 2ème et 3ème Année)
2. KAZOVIYO Dieudonné, Structure en béton armé I et II (BAEL), Université du Burundi, 2ème et 3ème année
3. YAMUREMYE Didace, Cours de Métré et Etude des prix, Université du Burundi, 2004

ANNEXES

ANNEXE 1

Graphique de Moody



Tuyauterie du commerce (état neuf) Matériau	Rugosité absolue k de la surface (mm)
Verre, laiton étiré, plomb ou cuivre	lisse
Acier	0,05
Fonte bitumée	0,12
Acier galvanisé	0,15
Fonte	0,25
Béton	0,3 à 3,0
Tôle rivée	1,0 à 10,0

ANNEXE 2

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

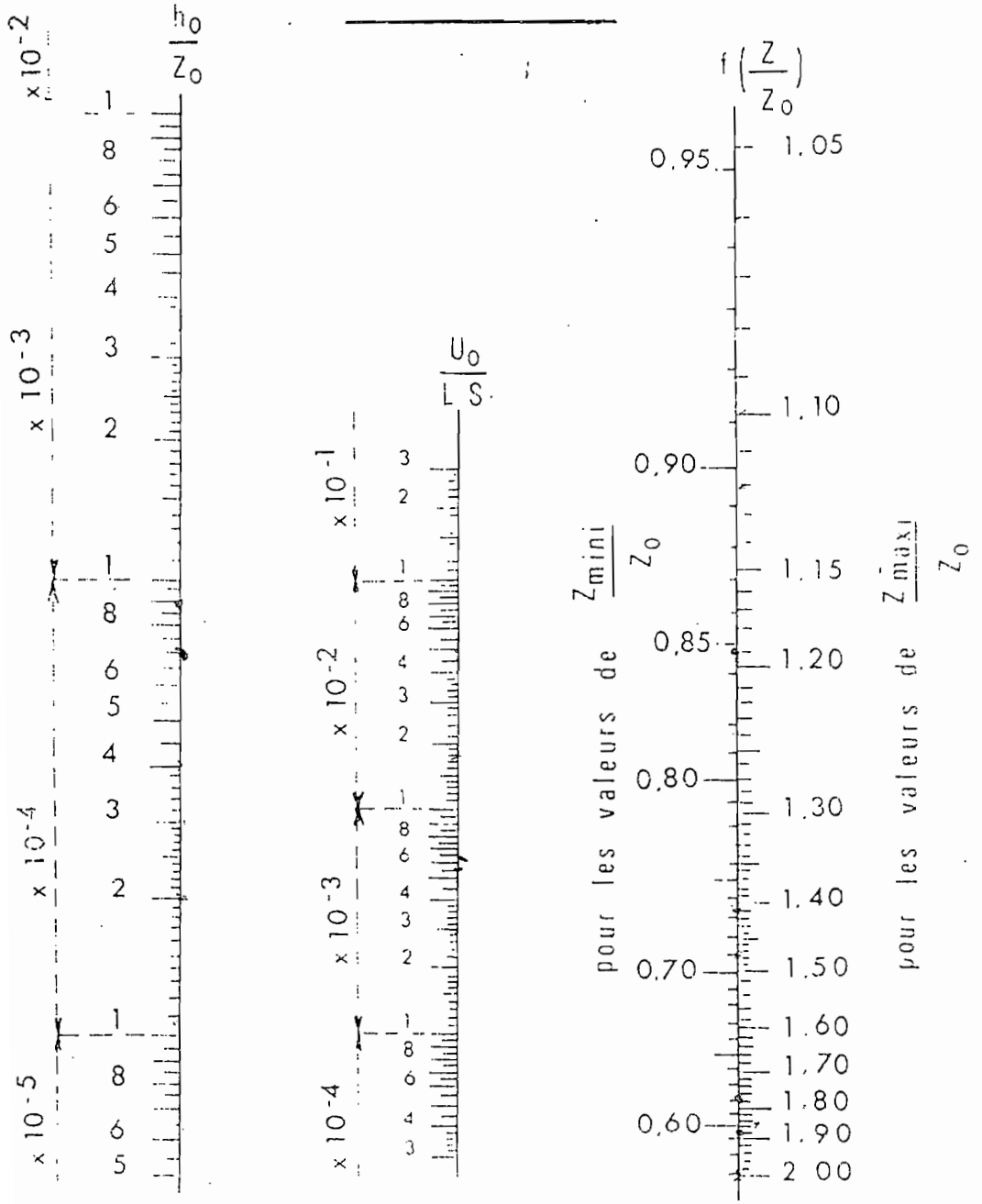


PLANCHE XXVII

ANNEXE 3

Valeurs de ρ, μ_x et μ_y à l'état limite de service

$\rho = l_x/l_y$	$\mu_x = M_x/ql_x^2$	$\mu_y = M_y/M_x$
0,4	0,110	0,2450
0,45	0,1039	0,286
0.50	0,0973	0,328
0.55	0.0911	0.377
0,60	0,0849	0.437
0,65	0,0789	0,493
0.70	0,0728	0,550
0,75	0,0670	0,612
0,80	0,0615	0,684
0.85	0,0561	0,757
0.90	0,0511	0,831
0.95	0,0465	0.915
1.00	0.423	1

ANNEXE 4

TENSION A UNE PROFONDEUR z DANS UN ANNEAU CIRCULAIRE D'UN RÉSERVOIR A BASE ENCASTRÉE ET SOMMET LIBRE SOUMIS A UNE CHARGE TRIANGULAIRE.

f_A = Coefficient × δhr.

h^2/ed \ z/h	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,149	+ 0,134	+ 0,120	+ 0,101	+ 0,082	+ 0,066	+ 0,049	+ 0,029	+ 0,014	+ 0,004
0,8	+ 0,263	+ 0,239	+ 0,215	+ 0,190	+ 0,160	+ 0,130	+ 0,096	+ 0,063	+ 0,034	+ 0,010
1,2	+ 0,283	+ 0,271	+ 0,254	+ 0,234	+ 0,209	+ 0,180	+ 0,142	+ 0,099	+ 0,054	+ 0,016
1,6	+ 0,265	+ 0,268	+ 0,268	+ 0,266	+ 0,250	+ 0,226	+ 0,185	+ 0,134	+ 0,075	+ 0,023
2,0	+ 0,234	+ 0,251	+ 0,273	+ 0,285	+ 0,285	+ 0,274	+ 0,232	+ 0,172	+ 0,104	+ 0,031
3,0	+ 0,134	+ 0,203	+ 0,267	+ 0,322	+ 0,357	+ 0,362	+ 0,330	+ 0,262	+ 0,157	+ 0,052
4,0	+ 0,067	+ 0,164	+ 0,256	+ 0,339	+ 0,403	+ 0,429	+ 0,409	+ 0,334	+ 0,210	+ 0,073
5,0	+ 0,025	+ 0,137	+ 0,245	+ 0,346	+ 0,428	+ 0,477	+ 0,469	+ 0,398	+ 0,259	+ 0,092
6,0	+ 0,018	+ 0,119	+ 0,234	+ 0,344	+ 0,441	+ 0,504	+ 0,514	+ 0,447	+ 0,301	+ 0,112
8,0	— 0,011	+ 0,104	+ 0,218	+ 0,335	+ 0,443	+ 0,534	+ 0,575	+ 0,530	+ 0,138	+ 0,151
10,0	— 0,011	+ 0,098	+ 0,208	+ 0,323	+ 0,437	+ 0,542	+ 0,608	+ 0,589	+ 0,440	+ 0,179
12,0	— 0,005	+ 0,097	+ 0,202	+ 0,312	+ 0,429	+ 0,543	+ 0,628	+ 0,633	+ 0,494	+ 0,211
14,0	— 0,002	+ 0,098	+ 0,200	+ 0,306	+ 0,420	+ 0,539	+ 0,639	+ 0,666	+ 0,541	+ 0,241
16,0	0,000	+ 0,099	+ 0,199	+ 0,304	+ 0,412	+ 0,531	+ 0,641	+ 0,687	+ 0,582	+ 0,265

ANNEXE 5

MOMENTS FLÉCHISSANTS A UNE PROFONDEUR z DANS UNE BANDE VERTICALE D'UN RÉSERVOIR ENCASTRÉ A LA BASE ET LIBRE EN TÊTE SOUMIS A UNE CHARGE TRIANGULAIRE.

Moment = Coefficient $\times \delta h^3$.

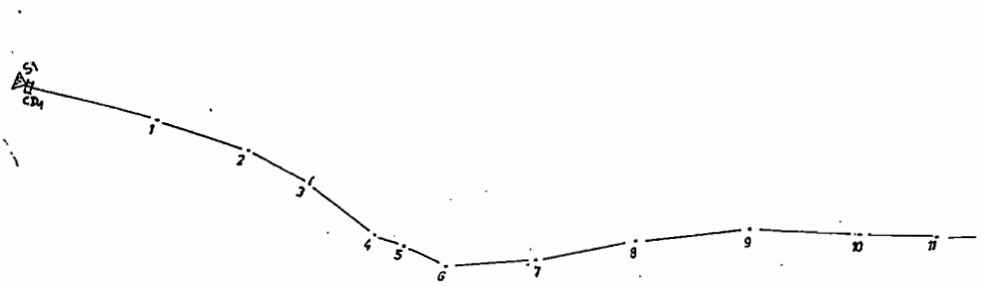
z/h / h^2/ed	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	+ 0,0005	+ 0,0014	+ 0,0021	+ 0,0007	— 0,0042	— 0,0150	— 0,0302	— 0,0529	— 0,0816	— 0,1205
0,8	+ 0,0011	+ 0,0037	+ 0,0063	+ 0,0080	+ 0,0070	+ 0,0023	— 0,0068	— 0,0224	— 0,0465	— 0,0795
1,2	+ 0,0012	+ 0,0042	+ 0,0077	+ 0,0103	+ 0,0112	+ 0,0090	+ 0,0022	— 0,0108	— 0,0311	— 0,0602
1,6	+ 0,0011	+ 0,0041	+ 0,0075	+ 0,0107	+ 0,0121	+ 0,0111	+ 0,0058	— 0,0051	— 0,0232	— 0,0505
2,0	+ 0,0010	+ 0,0035	+ 0,0068	+ 0,0099	+ 0,0120	+ 0,0115	+ 0,0075	— 0,0021	— 0,0185	— 0,0436
3,0	+ 0,0006	+ 0,0024	+ 0,0047	+ 0,0071	+ 0,0090	+ 0,0097	+ 0,0077	+ 0,0012	— 0,0119	— 0,0333
4,0	+ 0,0003	+ 0,0015	+ 0,0028	+ 0,0047	+ 0,0066	+ 0,0077	+ 0,0069	+ 0,0023	— 0,0080	— 0,0268
5,0	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0029	+ 0,0046	+ 0,0059	+ 0,0059	+ 0,0028	— 0,0058	— 0,0222
6,0	+ 0,0001	+ 0,0003	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0032	+ 0,0046	+ 0,0051	+ 0,0029	— 0,0041	— 0,0187
8,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0028	+ 0,0038	+ 0,0029	— 0,0022	— 0,0146
10,0	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0007	+ 0,0019	+ 0,0029	+ 0,0028	— 0,0012	— 0,0122
12,0	0,0000	— 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0003	+ 0,0013	+ 0,0023	+ 0,0026	0,0005	— 0,0104
14,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0023	0,0001	— 0,0090
16,0	0,0000	0,0000	— 0,0001	— 0,0002	— 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0013	+ 0,0019	+ 0,0001	0,0079

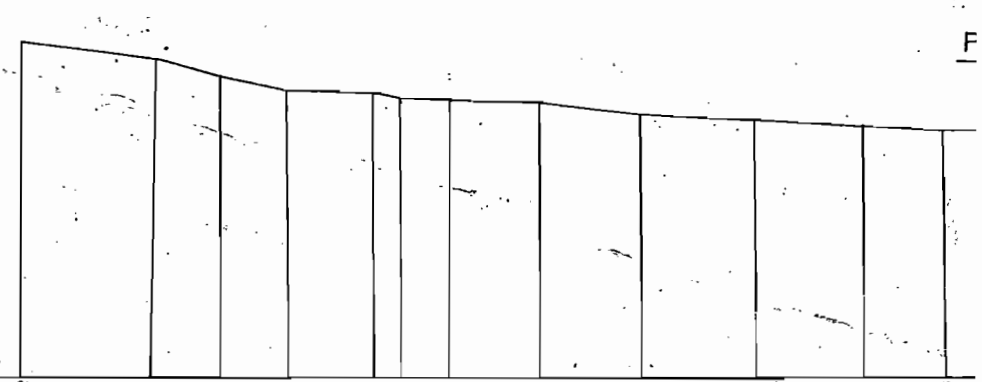
ANNEXE 6

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,040 m — Section de la conduite 0,0012566 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,050 m — Section de la conduite 0,0019635 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,060 m — Section de la conduite 0,00282744 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,080 m — Section de la conduite 0,0050265 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			0,012 5			0,019 6			0,028 3			0,050 3
0,05			0,062 8			0,098 2			0,141 4			0,251 3
0,10			0,125 6			0,196 3			0,282 7	0,000 256		0,502 7
0,15			0,188 4			0,294 5	0,000 753		0,424 1	0,000 520		0,754 0
0,20	0,002 115		0,251 3	0,001 590		0,392 7	0,001 249		0,565 5	0,000 863	0,001 438	1,005 3
0,25	0,003 138		0,314 0	0,002 358		0,490 9	0,001 856		0,706 9	0,001 280	0,002 213	1,256 6
0,30	0,004 329		0,376 9	0,003 248		0,589 0	0,002 557	0,004 713	0,848 2	0,001 775	0,003 154	1,508 0
0,35	0,005 694		0,439 6	0,004 281	0,008 237	0,687 2	0,003 364	0,006 354	0,989 6	0,002 336	0,004 263	1,759 3
0,40	0,007 242		0,502 4	0,005 451	0,010 690	0,785 4	0,004 277	0,008 262	1,131 0	0,002 994	0,005 539	2,010 6
0,45	0,008 966	0,018 576	0,565 2	0,006 708	0,013 458	0,883 6	0,005 289	0,010 406	1,272 3	0,003 702	0,006 969	2,262 0
0,50	0,010 861	0,022 868	0,628 0	0,008 115	0,016 587	0,981 7	0,006 412	0,012 803	1,413 7	0,004 467	0,008 568	2,513 3
0,55	0,012 895	0,027 640	0,690 8	0,009 668	0,020 046	1,079 9	0,007 633	0,015 466	1,555 1	0,005 339	0,010 347	2,764 6
0,60	0,015 116	0,032 856	0,753 8	0,011 340	0,023 826	1,178 1	0,008 961	0,018 374	1,696 5	0,006 274	0,010 290	3,015 9
0,65	0,017 493	0,038 512	0,816 4	0,013 118	0,027 924	1,276 3	0,010 388	0,021 530	1,837 8	0,007 280	0,014 396	3,267 2
0,70	0,020 072	0,044 652	0,879 2	0,015 013	0,032 374	1,374 4	0,011 907	0,024 955	1,979 2	0,008 353	0,016 680	3,518 6
0,75	0,022 793	0,051 212	0,942 0	0,017 030	0,037 128	1,472 6	0,013 523	0,028 612	2,120 6	0,009 450	0,019 120	3,769 9
0,80	0,025 647	0,058 227	1,004 8	0,019 213	0,042 210	1,570 8	0,015 223	0,032 522	2,261 9	0,010 646	0,021 733	4,021 2
0,85	0,028 681	0,065 742	1,067 6	0,021 509	0,047 658	1,669 0	0,017 034	0,036 682	2,403 3	0,011 910	0,024 515	4,272 6
0,90	0,031 845	0,073 703	1,130 4	0,023 948	0,053 429	1,767 1	0,018 959	0,041 084	2,544 7	0,013 249	0,027 458	4,523 9
0,95	0,035 190	0,082 110	1,193 2	0,026 496	0,059 524	1,865 3	0,020 968	0,045 771	2,686 1	0,014 651	0,030 590	4,775 2
1,00	0,038 546	0,090 981	1,256 6	0,029 155	0,065 955	1,963 5	0,023 064	0,050 715	2,827 4	0,016 119	0,033 895	5,026 6
1,05	0,042 143	0,100 299	1,319 4	0,031 916	0,072 710	2,061 7	0,025 257	0,055 909	2,968 8	0,017 644	0,037 367	5,277 9
1,10	0,046 021	0,110 081	1,382 2	0,034 782	0,079 801	2,159 8	0,027 556	0,061 361	3,110 2	0,019 241	0,041 011	5,529 2
1,15	0,050 052	0,120 327	1,445 1	0,037 750	0,087 229	2,258 0	0,029 941	0,067 073	3,251 6	0,020 906	0,044 828	5,780 5
1,20	0,054 224	0,131 019	1,507 9	0,040 884	0,094 980	2,356 2	0,032 418	0,073 033	3,392 9	0,022 635	0,048 811	6,031 9
1,25	0,058 535	0,142 157	1,570 7	0,044 152	0,103 054	2,454 4	0,034 975	0,079 242	3,534 3	0,024 420	0,052 961	6,283 2
1,30	0,063 011	0,153 760	1,633 5	0,047 549	0,111 465	2,552 5	0,037 615	0,085 709	3,675 7	0,026 273	0,057 283	6,534 5
1,35	0,067 647	0,165 809	1,696 3	0,051 090	0,120 200	2,650 7	0,040 392	0,092 426	3,817 0	0,028 181	0,061 772	6,785 8
1,40	0,072 428	0,178 322	1,759 2	0,054 745	0,129 271	2,748 9	0,043 257	0,099 401	3,958 4	0,030 145	0,066 434	7,037 2
1,45	0,077 423	0,191 281	1,822 0	0,058 509	0,138 665	2,847 1	0,046 204	0,106 624	4,099 8	0,032 175	0,071 261	7,288 5
1,50	0,082 570	0,204 704	1,884 6	0,062 386	0,148 396	2,945 2	0,049 255	0,114 106	4,241 2	0,034 261	0,076 262	7,539 8
1,55	0,087 865	0,218 591	1,947 4	0,066 373	0,158 463	3,043 4	0,052 392	0,121 848	4,382 5	0,036 478	0,081 436	7,791 1
1,60	0,093 293	0,232 907	2,010 5	0,070 459	0,168 841	3,141 6	0,055 606	0,129 828	4,523 9	0,038 753	0,086 769	8,042 5
1,65	0,098 874	0,247 704	2,073 3	0,074 658	0,179 568	3,239 7	0,058 908	0,138 076	4,665 3	0,041 093	0,092 283	8,293 7
1,70	0,104 657	0,262 931	2,136 2	0,078 953	0,190 606	3,337 9	0,062 308	0,146 564	4,806 6	0,043 490	0,097 955	8,545 1
1,75	0,110 597	0,278 639	2,199 0	0,083 420	0,201 993	3,436 1	0,065 796	0,155 320	4,948 0	0,045 952	0,103 807	8,796 5
1,80	0,116 671	0,294 775	2,260 8	0,088 020	0,213 691	3,534 3	0,069 359	0,164 314	5,089 4	0,048 489	0,109 818	9,047 8
1,85	0,122 893	0,311 375	2,323 6	0,092 732	0,225 725	3,632 4	0,073 003	0,173 568	5,230 8	0,051 089	0,116 003	9,299 1
1,90	0,129 260	0,328 440	2,386 4	0,097 557	0,238 096	3,730 6	0,076 759	0,183 080	5,372 1	0,053 751	0,122 360	9,550 5
1,95	0,135 764	0,345 951	2,449 9	0,102 487	0,250 790	3,828 8	0,080 625	0,192 841	5,513 5	0,056 472	0,128 884	9,801 8
2,00	0,142 410	0,363 926	2,513 2	0,107 526	0,263 821	3,927 0	0,084 576	0,202 861	5,654 9	0,059 253	0,135 580	10,053 1
2,05	0,149 244	0,382 347	2,576 0	0,112 669	0,277 175	4,025 1	0,088 607	0,213 129	5,796 3	0,062 118	0,142 443	10,304 4
2,10	0,156 222	0,401 232	2,638 8	0,117 920	0,290 865	4,123 3	0,092 722	0,223 656	5,937 6	0,065 046	0,149 479	10,555 8
2,15	0,163 337	0,420 564	2,701 6	0,123 271	0,304 879	4,221 5	0,096 914	0,234 432	6,079 0	0,068 032	0,156 680	10,807 1
2,20	0,170 586	0,440 342	2,764 5	0,128 772	0,319 217	4,319 7	0,101 266	0,245 457	6,220 4	0,071 078	0,164 049	11,058 4
2,25	0,178 048	0,460 601	2,827 3	0,134 336	0,333 904	4,417 9	0,105 710	0,256 749	6,361 7	0,074 187	0,171 597	11,309 7
2,30	0,185 708	0,481 290	2,888 8	0,140 046	0,348 901	4,516 0	0,110 234	0,268 282	6,503 1	0,077 350	0,179 304	11,561 0
2,35	0,193 518	0,502 442	2,951 6	0,145 863	0,364 235	4,614 2	0,114 844	0,280 072	6,644 5	0,080 574	0,187 184	11,812 4
2,40	0,201 476	0,524 058	3,015 8	0,151 786	0,379 905	4,712 4	0,119 540	0,292 122	6,785 9	0,083 857	0,195 238	12,063 7
2,45	0,209 576	0,546 121	3,078 6	0,157 870	0,395 899	4,810 6	0,124 318	0,304 420	6,927 2	0,087 196	0,203 457	12,315 0
2,50	0,217 815	0,568 630	3,141 2	0,164 058	0,412 217	4,908 7	0,129 176	0,316 967	7,068 6	0,090 591	0,211 842	12,566 4
3,00	0,307 923	0,818 833	3,769 8	0,233 035	0,593 597	5,890 5	0,183 110	0,456 436	8,482 3	0,128 731	0,305 056	15,079 5
3,50	0,414 432	1,114 518	4,398 1	0,312 190	0,807 948	6,872 3	0,246 110	0,621 258	9,896 0	0,172 875	0,415 213	17,592 8
4,00	0,536 204	1,455 703	5,026 4	0,404 498	1,055 283	7,854 0	0,318 732	0,811 442	11,309 8	0,224 268	0,542 321	20,106 0

ANNEXE 7

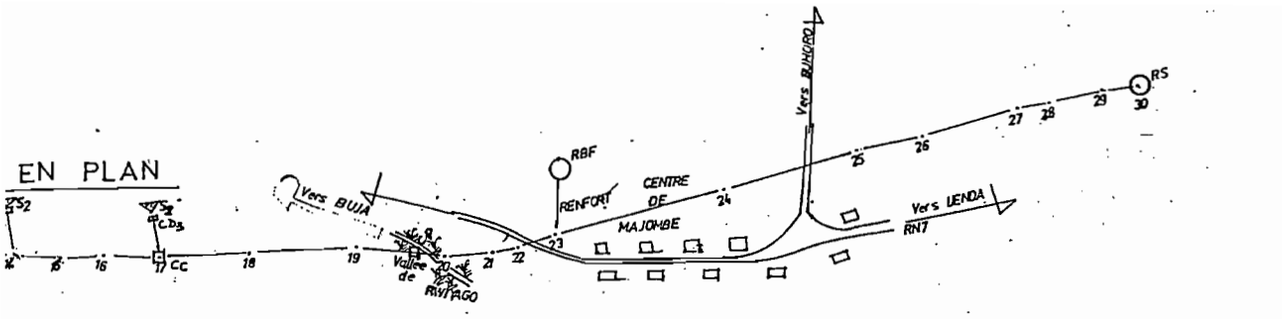
VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,100 m. Section de la conduite 0,007854 m². Charges par mètre de longueur de conduite k = 10⁻⁴	k = 2.10⁻³	Débit en litres/sec.	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,125 m. Section de la conduite 0,012272 m². Charges par mètre de longueur de conduite k = 10⁻⁴	k = 2.10⁻³	Débit en litres/sec.	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,150 m². Section de la conduite 0,0176725 m². Charges par mètre de longueur de conduite k = 10⁻⁴	k = 2.10⁻³	Débit en litres/sec.	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,200 m. Section de la conduite 0,031416 m². Charges par mètre de longueur de conduite k = 10⁻⁴	k = 2.10⁻³	Débit en litres/sec.
0,01			0,078 5			0,122 7			0,176 7			0,314 2
0,05			0,392 7			0,613 6	0,000 034		0,883 6	0,000 024	0,000 030	1,570 8
0,10	0,000 191		0,785 4	0,000 144	0,000 207	1,227 2	0,000 114	0,000 163	1,767 1	0,000 079	0,000 110	3,141 6
0,15	0,000 388	0,000 604	1,178 1	0,000 291	0,000 449	1,840 8	0,000 232	0,000 352	2,650 7	0,000 162	0,000 238	4,712 4
0,20	0,000 643	0,001 054	1,570 8	0,000 486	0,000 783	2,454 4	0,000 387	0,000 612	3,534 3	0,000 270	0,000 413	6,283 2
0,25	0,000 956	0,001 622	1,963 5	0,000 726	0,001 204	3,068 0	0,000 578	0,000 941	4,417 9	0,000 400	0,000 636	7,854 0
0,30	0,001 335	0,002 312	2,356 2	0,001 009	0,001 712	3,681 6	0,000 801	0,001 336	5,301 4	0,000 557	0,000 903	9,424 8
0,35	0,001 763	0,003 120	2,748 9	0,001 330	0,002 311	4,295 2	0,001 059	0,001 810	6,185 0	0,000 736	0,001 217	10,995 6
0,40	0,002 248	0,004 060	3,141 6	0,001 701	0,003 004	4,908 8	0,001 351	0,002 347	7,068 6	0,000 940	0,001 581	12,566 4
0,45	0,002 786	0,005 111	3,534 3	0,002 104	0,003 785	5,522 4	0,001 674	0,002 948	7,952 2	0,001 169	0,001 989	14,137 2
0,50	0,003 370	0,006 281	3,927 0	0,002 548	0,004 656	6,136 0	0,002 031	0,003 622	8,835 7	0,001 421	0,002 443	15,708 0
0,55	0,004 009	0,007 584	4,319 7	0,003 037	0,005 618	6,749 6	0,002 421	0,004 374	9,719 3	0,001 692	0,002 945	17,278 8
0,60	0,004 707	0,009 006	4,712 4	0,003 560	0,006 668	7,363 2	0,002 842	0,005 187	10,602 9	0,001 986	0,003 491	18,849 6
0,65	0,005 447	0,010 543	5,105 1	0,004 120	0,007 804	7,976 8	0,003 293	0,006 070	11,486 5	0,002 298	0,004 080	20,420 4
0,70	0,006 245	0,012 215	5,497 8	0,004 726	0,009 037	8,590 4	0,003 777	0,007 028	12,370 0	0,002 642	0,004 734	21,991 2
0,75	0,007 090	0,014 000	5,890 5	0,005 369	0,010 356	9,204 0	0,004 289	0,008 054	13,253 6	0,002 996	0,005 433	23,562 0
0,80	0,007 985	0,015 912	6,283 2	0,006 059	0,011 769	9,817 6	0,004 834	0,009 155	14,137 2	0,003 376	0,006 181	25,132 8
0,85	0,008 931	0,017 951	6,675 9	0,006 765	0,013 279	10,431 2	0,005 411	0,010 329	15,020 8	0,003 784	0,006 979	26,703 6
0,90	0,009 930	0,020 108	7,068 6	0,007 531	0,014 878	11,044 8	0,006 017	0,011 572	15,904 3	0,004 212	0,007 824	28,274 4
0,95	0,010 980	0,022 402	7,461 3	0,008 332	0,016 567	11,658 4	0,006 652	0,012 883	16,787 9	0,004 658	0,008 717	29,845 2
1,00	0,012 080	0,024 822	7,854 0	0,009 166	0,018 349	12,272 0	0,007 316	0,014 268	17,671 5	0,005 122	0,009 659	31,416 0
1,05	0,013 233	0,027 365	8,246 7	0,010 047	0,020 228	12,885 6	0,008 009	0,015 722	18,555 0	0,005 619	0,010 648	32,986 8
1,10	0,014 431	0,030 033	8,639 4	0,010 962	0,022 201	13,499 2	0,008 732	0,017 247	19,438 6	0,006 139	0,011 686	34,557 6
1,15	0,015 673	0,032 829	9,032 1	0,011 913	0,024 268	14,112 8	0,009 487	0,018 852	20,322 2	0,006 680	0,012 774	36,128 4
1,20	0,016 955	0,035 746	9,424 8	0,012 901	0,026 424	14,726 4	0,010 271	0,020 527	21,205 8	0,007 241	0,013 909	37,699 2
1,25	0,018 301	0,038 785	9,817 5	0,013 921	0,028 670	15,840 0	0,011 086	0,022 273	22,089 3	0,007 821	0,015 092	39,270 0
1,30	0,019 692	0,041 950	10,210 2	0,014 988	0,031 010	15,953 6	0,011 933	0,024 091	22,972 9	0,008 424	0,016 324	40,840 8
1,35	0,021 142	0,045 237	10,602 9	0,016 089	0,033 440	16,567 2	0,012 813	0,025 978	23,856 5	0,009 047	0,017 603	42,411 6
1,40	0,022 637	0,048 651	10,995 6	0,017 231	0,035 964	17,180 8	0,013 726	0,027 939	24,740 1	0,009 695	0,018 931	43,982 4
1,45	0,024 197	0,052 187	11,388 3	0,018 406	0,038 578	17,794 4	0,014 667	0,029 970	25,623 7	0,010 362	0,020 307	45,553 2
1,50	0,025 803	0,055 849	11,781 0	0,019 615	0,041 285	18,408 0	0,015 642	0,032 072	26,507 2	0,011 049	0,021 737	47,124 0
1,55	0,027 456	0,059 638	12,173 7	0,020 857	0,044 086	19,021 6	0,016 646	0,034 248	27,390 8	0,011 756	0,023 206	48,694 8
1,60	0,029 149	0,063 544	12,566 4	0,022 140	0,046 973	19,635 2	0,017 684	0,036 491	28,274 4	0,012 480	0,024 726	50,265 6
1,65	0,030 890	0,067 581	12,959 1	0,023 458	0,049 957	20,248 8	0,018 752	0,038 809	29,158 0	0,013 232	0,026 297	51,836 4
1,70	0,032 671	0,071 735	13,351 8	0,024 805	0,053 028	20,862 4	0,019 846	0,041 195	30,041 5	0,014 001	0,027 913	53,407 2
1,75	0,034 514	0,076 021	13,744 5	0,026 200	0,056 196	21,476 0	0,020 970	0,043 656	30,925 1	0,014 790	0,029 581	54,978 0
1,80	0,036 397	0,080 423	14,137 2	0,027 625	0,059 450	22,089 6	0,022 129	0,046 184	31,808 7	0,015 597	0,031 294	56,548 8
1,85	0,038 324	0,084 952	14,529 9	0,029 097	0,062 798	22,703 2	0,023 317	0,048 785	32,692 2	0,016 424	0,033 056	58,119 6
1,90	0,040 296	0,089 608	14,922 6	0,030 588	0,066 240	23,316 8	0,024 533	0,051 459	33,575 8	0,017 268	0,034 868	59,690 4
1,95	0,042 347	0,094 385	15,315 3	0,032 126	0,069 772	23,930 4	0,025 777	0,054 202	34,459 4	0,018 141	0,036 727	61,261 2
2,00	0,044 446	0,099 290	15,708 1	0,033 714	0,073 397	24,544 0	0,027 062	0,057 018	35,343 0	0,019 032	0,038 635	62,832 0
2,05	0,046 589	0,104 315	16,100 7	0,035 334	0,077 112	25,157 6	0,028 374	0,059 905	36,226 5	0,019 942	0,040 591	64,402 8
2,10	0,048 777	0,109 468	16,493 4	0,036 990	0,080 921	25,771 2	0,029 716	0,062 863	37,110 1	0,020 882	0,042 596	65,973 6
2,15	0,051 010	0,114 742	16,886 1	0,038 678	0,084 820	26,384 8	0,031 085	0,065 892	37,993 7	0,021 841	0,044 648	67,544 4
2,20	0,053 285	0,120 138	17,278 8	0,040 437	0,088 808	26,998 4	0,032 497	0,068 991	38,877 2	0,022 831	0,046 748	69,115 2
2,25	0,055 608	0,125 665	17,671 5	0,042 236	0,092 894	27,612 0	0,033 941	0,072 165	39,760 8	0,023 843	0,048 899	70,686 0
2,30	0,057 970	0,131 310	18,064 2	0,044 068	0,097 067	28,225 6	0,035 411	0,075 406	40,644 4	0,024 873	0,051 095	72,256 8
2,35	0,060 377	0,137 081	18,456 9	0,045 960	0,101 333	28,839 2	0,036 911	0,078 720	41,527 9	0,025 924	0,053 340	73,827 6
2,40	0,062 828	0,142 978	18,849 6	0,047 890	0,105 692	29,453 8	0,038 441	0,082 107	42,411 5	0,026 981	0,055 635	75,398 4
2,45	0,065 320	0,148 998	19,242 3	0,049 858	0,110 142	30,066 4	0,039 998	0,085 564	43,295 1	0,028 071	0,057 978	76,969 2
2,50	0,065 853	0,155 139	19,635 0	0,051 862	0,114 682	30,680 0	0,041 583	0,089 090	44,178 7	0,029 180	0,060 367	78,540 0
3,00	0,096 333	0,223 402	23,562 0	0,073 580	0,165 143	36,816	0,059 023	0,128 291	53,014 5	0,041 400	0,086 929	94,248 0
3,50	0,129 559	0,304 073	27,489 0	0,098 802	0,224 777	42,952	0,079 296	0,174 618	61,850 3	0,055 757	0,118 320	109,956
4,00	0,167 589	0,397 158	31,416 0	0,128 004	0,293 587	49,088	0,102 483	0,228 073	70,686 0	0,072 051	0,154 541	125,664





N° DU PROFIL		S1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
DIST. PARTIELLE	0,00	255,27	144,135	136,795	167,67	55,5	94,20	179,745	200,385	223,08	214,775	161,10	
DIST CUMULEE	0,00	255,27	399,4	535,66	703,3	758,87	853,07	1032,82	1240,18	1463,26	1678,04	1839,17	
ALT. T N	2485,9	2424,3	2388,9	2362,22	2356,3	2346,6	2341,6	2336,94	2316,25	2308,41	2297,10	2291,5	
ALT DU PROJET	2452,9	2423,3	2387,92	2361,72	2355,3	2345,6	2340,69	2335,94	2315,25	2307,61	2296,41	2290,54	
OUVRAGES		FD	2192m DN 60 PN 160										

EN PLAN



N LONG

