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

Etude d'alimenation en eau potable du quartier Rweza-Gasekebuye

Ntirampeba, Giilbert; Ndikumasabo, Fréderic

2005-04
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2279

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

UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU QUARTIER RWEZA- GASEKEBUYE

Par :

Lt Gilbert NTIRAMPEBA
&
Frédéric NDIKUMASABO

Sous la direction de:
Ir Daniel NGENDAKURIYO

Projet de fin d' études présenté et soutenu publiquement en vue d'obtention du grade d' ingénieur industriel en génie civil

Bujumbura Avril 2005

DEDICACE

A mon regretté père,

A mon regretté frère,

vous êtes partis trop tôt,
vous auriez pu savourer le fruit de vos efforts,
pour vous je garde un vif regret de notre séparation
et je resterai ferme sur les actions qui vous honorent,

A ma chère mère qui m'a éduqué dans la dignité humaine,

A mes frères et sœurs;

A tous les officiers de la 32ème promotion;

A tous ceux qui se réjouissent de ma réussite,

Je dédie ce travail.

Lieutenant

Gilbert NTIRAMPEBA

DEDICACE

A Dieu Tout Puissant,

A mes regrettés parents,

A vous NIZIGAMA Spès et
NIYONIZIGIYE Evariste
décédés si jeunes,

A vous frères et sœurs,

A vous parentés et amis,

A tous qui ceux me sont chers,

je dédie ce travail.

Frédéric NDIKUMASABO

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, qu'il nous soit permis d'exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à sa réalisation.

Nous remercions vivement l'ingénieur Daniel NGENDAKURIYO qui a bien voulu diriger ce travail malgré ses multiples occupations, ses conseils nous ont été d'une grande utilité.

Nous remercions également tous les professeurs de la faculté des sciences appliquées et de l' institut technique supérieur, en particulier ceux du département de génie civil pour la formation scientifique et humaine qu'ils nous ont donnés.

Nos sentiments de reconnaissance s'adressent aussi à l'endroit des autorités de la REGIDESO, du département de l'aménagement et de l'urbanisme au Ministère des travaux publics qui ont mis à notre disposition toutes les données relatives à notre recherche.

Enfin, que nos parents, parentés sans oublier nos chers camarades étudiants, particulièrement ceux du campus KIRIRI avec qui nous avons partagé nos joies et nos peines à l'Université du BURUNDI, trouvent ici notre grande satisfaction.

Nous vous disons merci.

TABLE DES MATIERES **pages**

Dédicace..... I
Remerciements.....III
Table des matières.....IV

CHAP.I: INTRODUCTION GENERALE

I.1: Motivation du sujet.....1
I.2: Présentation du sujet.....1
I.3: Le bien fondé du sujet..... ..2
I.4: L'eau et la santé..... ..2
I.5: Situation géographique.....3

CHAP II: Détermination des besoins en eau potable pour le quartier RWEZA - GASEKEBUYE

II.1: Introduction.....4
II.2: Présentation du plan parcellaire.....4
II.3: Evaluation de la population.....4
II.3.1: Effectif de la population pour RWEZA.....4
II.3.2: Effectif de la population pour GASEKEBUYE.....5
II.4: Evaluation des besoins en eau potable.....6
II.41: Calcul de la consommation globale.....6
II.4.2: Les fluctuations de consommation.....7
II.4.3: Calcul du débit de Pointe.....7
II.4.4: Les pertes en eau potable.....7
II.4.4.1: Les pertes techniques.....8
II.4.4.2: Les pertes commerciales.....8
II.4.5: Réserve d'incendie.....9

CHAP. III: LES SOURCES D' APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

III.1: Les sources susceptibles d'alimenter le quartier RWEZA-GASEKEBUYE.....10
III.1.1: Sources des montagnes.....10
III.1.1.1: Description.....10
III.1.1.1.1: La source MUSUMBA.....10
III.1.1.1.2: La source KAVIRAME.....11
III.1.1.1.3: La source BUHONGA.....11
III.1.1.2:Traitement des eaux des sources.....11
III.1.1.3: Qualité de l' eau traitée.....11

III.1.2: Le lac TANGANNYIKA.....12
III.1.2.1: Analyse des eaux du Lac TANGANYIKA.....12
III.1.2.2: Qualité de l'eau brute du Lac.....12
III.1.2.3: Pré traitement des eaux du Lac.....13
III.1.3: Etude des eaux de la rivière MUHA.....14
III.1.3.1: Etude chimique des eaux de la rivière MUHA..... ...15
III.1.3.2: Bulletin d'analyse physico-chimique des eaux de MUHA.....16
III.1.4: La rivière KANYOSHA.....16
III.2: Procédés de stérilisation de l'eau.....17
III.2.1: Le Chlore et ses composés dans l'eau.....17
III.2.1.1: Effet stérilisant de l'eau par le Chlore.....18
III.2.1.2: Le Chlore combiné.....18
III.2.2: Le Brome et l' Iode.....18
III.2.3: Le Permanganate de Potassium.....19
III.2.4: L'Ozone 19
III.2.5 Désinfection par l'Argent..... 20
III.3: Choix de la source.....20

CHAP.IV: SYSTEME D'ALIMENTATION

IV.1: Système gravitaire 21
IV.2: Système de pompage..... ...21
IV.3: Choix du système d' alimentation du quartier
RWEZA-GASEKEBUYE.....21
IV.3.1: Généralités sur les pompes..... . .21
IV.3.2: Montage d'une pompe centrifuge.....22
IV.3.3: Raccordement des tuyauteries..... 22
IV.3.4: Différents organes d'une pompe centrifuge..... 23
IV.3.5: Rôles des organes d'une pompe centrifuge..... 23
IV.3.6: Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge.....23
IV.3.7: Amorçage des pompes.....24
IV.3.7.1: Amorçage par remplissage d'eau.....24
IV.3.7.2: Amorçage sous pression.....24
IV.3.7.3: Amorçage par pompe à vide.....24
IV.3.8: Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....24
IV.3.9: Aspiration des pompes centrifuges.....25
IV.3.9.1: Notion de NPSH (Net Positive Suction Head).....25
IV.3.9.2: Phénomène de cavitation.....25
IV.10: Calcul du débit de refoulement.....27
IV.3.11: Calcul du diamètre économique.....27
IV.3.12: Détermination provisoire de la côte du réservoir.....28
IIV.3.13: Pose de la conduite de refoulement..... 29
IV.3.14: Détermination d'une pompe.....29

IV.3.14.1: Hauteur géométrique d' élévation.....30
IV.3.14.2: Hauteur géométrique d'aspiration.....30
IV.3.14.3: Hauteur de refoulement.....30
IV.3.14.4: Hauteur manométrique totale d' élévation.....30
IV.3.14.4.1: Calcul des pertes de charge linéaires.....31
IV.3.14.4.2: Calcul des pertes de charge d' aspiration.....31
IV.3.14.4.3: Pertes de charge singulières..... 32
IV.3.15: Choix de la pompe.....32
IV.3.16: Vérification de la cavitation.....33
IV.4: Protection de la conduite contre les coups de bélier.....34
IV.4.1: Les causes des coups de bélier..... 34
IV.4.2: Description du phénomène du coup de bélier.....34
IV.4.3: Calcul du coup de bélier.....35
IV.4.3.1: Cas de fermeture brusque.....35
IV.4.3.2: Cas de fermeture lente.....36
IV.4.4: Méthodes de protection des conduites contre les coups de bélier.....36

CHAP.V: RESEAU DE DISTRIBUTION

V.1Généralités.....38
V.2: La conduite d'adduction..... ..38
V.2.1: Dimensionnement de la conduite d' adduction.....39
V.2.1.1: Conduite d'adduction pour GASEKEBUYE.....39
V.2.1.1.1 Evaluation des besoins en eau potable pour GASEKEBUYE.....39
V.2.1.1.2: Calcul du diamètre économique.....39
V.2.1.2: Conduite d'adduction pour RWEZA.....40
V.2.1.2.1: Evaluation des besoins en eau potable.....40
V.2.1.2.2: Calcul du diamètre de la conduite.....40
V.2.2: Système de contrôle des conduites d'adduction.....41
V.3: Différents types de réseaux de distribution.....41
V.4: Choix du type de réseau.....41
V.5: Dimensionnement du réseau maillé du quartier GASEKEBUYE.....42
V.5.1: Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles.....43
V.5.2: Evaluation des besoins en eau potable à l' extérieur des mailles.....43
V.5.3: Répartition provisoire des débits.....44
V.5.4: Calcul du réseau maillé.....45
V.5.5: Répartition finale des débits.....49
V.5.6: Dimensionnement des réseaux ramifiés.....50
V.5.7: Réseau complet de distribution.....51
V.5.7.1: Répartition des débits aux tronçons dans les mailles.....52
V.5.7.2: Répartition des débits à l' extérieur des mailles.....54
V.5.7.3: Dimensionnement des conduites à l' intérieur des mailles.....55
V.5.7.4: Dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles.....57

V.6: Détermination de la côte définitive du radier.....58
V.6.1: Calcul des pertes de charge dans la conduite d'adduction.....58
V.6.1.1: Pertes de charge linéaire.....58
V.6.1.2: Pertes de charge singulières.....59
V.6.2: Calcul des pertes de charge dans la maille I.....60
V.6.3: Détermination de la côte du radier.....60
V.7: Dimensionnement du réseau maillé pour le quartier RWEZA.....61
V.7.1: Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles.....61
V.7.2: Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles.....61
V.7.3: Répartition provisoire des débits dans le quartier RWEZA.....62
V.7.4: Répartition finale des débit.....64
V.75: Réseau complet de distribution.....65
V.7.5.1: Répartition des débits aux tronçons dans les mailles.....66
V.7.5.2: Répartition des débits à l'extérieur des mailles.....66
V.7.5.3: Dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles.....67
V.7.5.4: Dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles.....67

CHAP.VI: DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

VI.1: Utilité du réservoir.....68
VI.2: Capacité du réservoir.....68
VI.2.1: Valeur théorique de la capacité du réservoir.....68
VI.2.2: Valeur pratique de la capacité du réservoir.....72
VI.3: Choix de la forme du réservoir.....72
VI.4: Dimensions du réservoir.....72
VI.4.1: Vue en plan du réservoir.....74
VI.4.2: Plan des poutrelles de la dalle 74
VI.4.3: Coupe A-A.....75
VI.5: Calcul des armatures.....76
VI5.1: Dalle de couverture.....76
VI.5.1.1: Calcul des moments.....76
VI.5.1.2: Calcul de la section des armatures.....78
VI.5.2: Poutres.....79
VI.5.2.1: Calcul des charges.....79
VI.5.2.2: Calcul des moments.....80
VI.5.2.3: Calcul des armatures.....80
VI.5.3: Poteaux supportant la dalle.....81
VI.5.3.1: Calcul des charges 81
VI.5.3.2: Calcul des armatures.....82
VI.5.4: Paroi circulaire.....83
VI.5.4.1: Calcul de la traction dans la paroi circulaire.....83
VI.5.4.2: Calcul des armatures.....84
VI.5.5: Le radier.....85

VI.5.5.1: Charges sur le radier.....85
VI.5.5.2: Calcul des armatures.....86

CHAPVII. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

VII.1: Introduction.....87
VII.2: Coût des conduites et des raccords.....87
VII.3: Calcul du volume des terrassements.....88
VII.3.1: Coupe d'une tranchée contenant une conduite.....88
VII.3.2: Calcul de la hauteur du sable.....89
VII.3.3: Volume des déblais excédentaires.....90
VII.4: Calcul des matériaux utilisés pour la construction
des regards et du réservoir.....90
VII.4.1: Les regards.....90
VII.4.2: Le réservoir.....92
VII.5: Calcul de la main d'œuvre.....93
VII.6: Coût global du projet.....96
VII.7: Planning des travaux.....96

Conclusion générale.....98

Bibliographie.....99

CHAP. I INTRODUCTION GÉNÉRALE

I.1. Motivation du sujet

Une agglomération urbaine doit être alimentée en eau qui conditionne son activité et son développement. Cette eau est prélevée dans le milieu naturel (rivières, lacs, sources, nappe,etc).

Ainsi, partout dans le monde entier, on observe une incessante augmentation de la population dans les villes. Cette population fuit le milieu rural vers les villes afin d'y chercher du travail. En considérant le cas de notre pays plus précisément la ville de Bujumbura, on constate un développement urbain considérable. Pour faire face à cette situation, l'Etat a mis sur pied une politique d'extension de la ville de Bujumbura. Le ministère ayant les travaux publics dans ses attributions a créé de nouveaux quartiers et parmi ces derniers nous avons le quartier Rweza-Gasekebuye dans la partie Est de la ville de Bujumbura. La mise en place des nouveaux quartiers entraîne alors des travaux d'aménagement et quelques besoins dans lesquels l'eau potable occupe une place primordiale. Compte tenu de la quantité d'eau dans les quartiers environnants le quartier Rweza-Gasekebuye et l'altitude de ce dernier, on doit mettre en place un mécanisme d'alimentation en eau potable qui sera l'objet de notre étude.

I.2. Présentation du sujet

Comme le sujet nous le signifie, notre travail se borne sur l'alimentation en eau potable. Il est composé par trois parties essentielles dont :
-les calculs hydrauliques;
-dimensionnement du réservoir en béton armé;
-évaluation du coût du projet.

Pour faire les calculs hydrauliques, nous utilisons les plans parcellaires qui donnent le nombre de parcelles afin de déterminer les besoins totaux en eau potable. On fera également une description des sources de montagnes susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye .Cette partie sera clôturée par la détermination du débit de production pour le quartier Rweza-Gasekebuye.
La deuxième partie nous propose un réservoir pouvant contenir l'eau qui sera utilisée dans ce quartier. La troisième partie nous permettra de déterminer les différentes activités effectuées, notamment la main-d'œuvre et les matériaux à utiliser qui sont deux éléments essentiels dans l'estimation du coût du projet.

I.3. Le bien fondé du sujet

L'eau demeure l'élément important et irremplaçable pour la vie de l'homme et pour ses activités. L'existence des ressources adéquates en eau douce d'une qualité acceptable est donc obligatoire pour le développement. Tous les secteurs productifs des économies des pays ont besoin d'eau pour fonctionner. Les difficultés rencontrées dans l'approvisionnement en eau se répercutent sur les coûts de production pour enfin effectuer le prix de vente. Accéder à l'eau en quantité et en qualité suffisantes pour toute ou une partie de la population est quelque chose qui est influencée principalement par la productivité nationale.

Au Burundi comme ailleurs, l'alimentation en eau potable est une condition nécessaire à la vie. Malheureusement, l'accès pour tous à une eau de qualité se heurte à de nombreuses contraintes :
-les sociétés nationales qui assurent généralement ce service essentiel, et souvent avec courage et dévouement, sont limitées dans l'exécution de leurs missions par l'insuffisance des moyens et par un environnement difficile;
-le cadre institutionnel souvent complexe freine l'investissement nécessaire à la modélisation et à l'extension du service;
-la lourdeur des structures rend difficile l'évolution technologique indispensable pour une meilleure maîtrise de la question;
-le statut du personnel peu motivant ne favorise pas l'initiative et la prise de responsabilité nécessaire à la rentabilité de la société ;
-La gestion de la clientèle insuffisamment informatisée et mal maîtrisé est à l'origine de mauvais ratios de facturation et d'encaissement ouvrant la porte au gaspillage.

I.4. L'eau et la santé

L'eau est le symbole d'hygiène, de santé, de joie de vivre. Elle est également la vie, et sans elle, il n'y a pas de problèmes car il n'y a plus d'hommes. S'il y a une pénurie totale d'eau dans une ville ou une localité quelconque, il y a beaucoup de conséquences.

Il est à remarquer que l'eau occupe une place de choix dans le développement humain. C'est d'abord une ressource importante à toute forme de vie et à de nombreuses activités. Sa qualité et sa quantité sont déterminantes de la santé des populations et c'est de bonne santé des individus que dépend la longévité.

I.5. Situation géographique

Le quartier Rweza-Gasekebuye se situe à l'Est de la ville de Bujumbura et est divisé en deux parties par la rivière Muha. Dans la partie sud de la rivière se trouve Gasekebuye qui couvre une superficie de 120 ha et est délimitée comme suit :
- à l'Est par les contreforts surplombants la ville ;
- à l'Ouest par la RN7 ;
- au Sud-Ouest par le camp Muha ;
- au Sud-Est par le quartier Musaga.

Dans la partie Sud de la rivière se trouve Rweza qui couvre une superficie de 22ha et qui est délimité par :
-au Nord le quartier Gatoke ;
-au Sud la rivière Muha .

CHAP.II DETERMINATION DES BESOINS EN EAU POTABLE POUR LE QUARTIER RWEZA-GASEKEBUYE

II.1 Introduction

La demande globale en eau potable exprimée en m^3/j est fonction des besoins de la zone à desservir dépendant du niveau de vie de la population habitant la zone. C'est pourquoi pour pouvoir concevoir un réseau d'adduction d'eau potable pour un quartier donné, il est nécessaire de connaître les besoins globaux de ce quartier.

Pour faire une évaluation des besoins en eau potable, il faut d'abord passer à l'évaluation de la population et ses besoins en eau. Aussi, pour évaluer le débit d'alimentation, il faut connaître avant tout la population à desservir durant une période de vie du réseau.

Dans notre travail, nous allons considérer une période de vie de 20 ans. Comme le quartier est à ce moment en cours de construction, nous avons supposé une occupation effective du quartier en 2006. l'horizon est donc fixé en 2026.

II.2 Présentation du plan parcellaire

On a trois types de parcelles qui sont en fonction de la superficie. L'enquête socio-économique a été réalisée par le maître de l'ouvrage délégué (RMC) qui a fixé les critères d'aménagement. Ainsi, 60% des parcelles ont une superficie de 5 à 6 ares, 30% de 6 à 8 ares et moins de 5% plus de 8 ares. La partie Est est accidentée (pente de plus de 15%) et c'est là que sont concentrées les parcelles de plus de 8 ares. Par contre, la partie Ouest du site Gasekebuye à côté du camp militaire ainsi qu'une bonne partie du quartier Rweza ont un relief doux, ce qui fait que c'est là qu'on a proposé l'aménagement de toutes les parcelles de faible taille (5 à 6 ares).

II.3 Evaluation de la population

Pour déterminer la population à desservir, on se sert du plan de lotissement. Pour notre travail, le plan est subdivisé en deux, on trouve au Nord de la rivière Muha le quartier Rweza et au Sud le quartier Gasekebuye.

Le quartier Rweza compte 99 parcelles tandis que Gasekebuye compte 547 parcelles avec quelques équipements à savoir :
*un marché;
*une école primaire;
*un collège municipal;
*un terrain de jeu;
*un centre de santé;
*un lieu de culte.

II.3.1 Effectif de la population pour Rweza

Le quartier Rweza totalise 99 parcelles, et d'après les informations tirées de la REGIDESO, on compte 6 personnes par ménage, ce qui fait que la population initiale sera 99x6 personnes qui donne 594 personnes.
Etant donné que la population augmente d'une année à une autre dans la période de vie du réseau d'alimentation et connaissant la population du début d'occupation Po, nous allons utiliser le modèle des prévisions exponentielles donné par la formule suivante :

$Pn = Po(1+t)^n$
Où :Pn : population jusqu'en 2026
Po : population initiale
t : taux de croissance de la population qui est pris à 3% d'après le recensement de 1989
n : période de vie du réseau qui est estimée à 20 ans

Po est estimée sur base du plan de lotissement.

Le quartier Rweza subdivisé en 99 parcelles sera occupé en 2026 par:

$Pn = Po(1+t)^n$
Po = 594 personnes
n = 20
t = 0.03
$Pn = 594(1+0.03)^{20} = 1073$ personnes.

II.3.2 Effectif de la population de Gasekebuye

Le plan de lotissement du quartier Gasekebuye compte 547 parcelles, la population initiale sera de 547x6 = 3282 personnes.
La population jusqu'à l'horizon fixé sera donc
$Pn = 3282(1+0.03)^{20} = 5928$ personnes

Pour la période de vie de 20 ans, la population à considérer pour le quartier Rweza-Gasekebuye sera alors 1073+5928 = 7001 personnes.

II.4 Evaluation des besoins en eau potable

La fourniture en eau potable en quantité et en qualité suffisante est indispensable pour la vie humaine. Les besoins physiologiques de l'homme sont au moins 5l par personne par jour pour la boisson, et cette eau doit être de bonne qualité, l'homme doit aussi se laver, laver les habits régulièrement, laver les ustensiles de cuisine, laver les véhicules, etc.

Les besoins en eau potable sont donc classés en deux catégories :

1) les besoins privés qui sont surtout les besoins domestiques des habitants eux-mêmes en fonction de leur niveau de vie;
2) les besoins collectifs qui concernent les équipements de la zone à desservir.

Les besoins en eau potable pour les équipements sont évalués à l'aide de la notion d'équivalent consommateur qui convertit les consommations des équipements collectifs en équivalent consommateur de façon à rapporter la totalité des consommations d'un centre ou quartier donné au nombre fictif des résidents bénéficiaires qui généreront la même consommation globale. Ainsi, le nombre total d'équivalent consommateur s'obtient en divisant les besoins quotidiens globaux par la consommation moyenne d'un résident, soit 15litres par jour.

II.4.1 Calcul de la consommation globale

2006				2026		
Catégorie des besoins	population	Consommation l/j/hab	Consommation totale m^3/j	population	Consommation par hab(l/j)	Consommation totale m3/j
Privés	3876	250	969	7001	250	1750.25
Collectifs	65(EC)		16.25	117		29.25
Total	3941		985.25	7118		1779.5

EC : Equivalent-consommateur

La consommation globale pour le quartier Rweza-Gasekebuye est donc évaluée à 1779.5 m^3 par jour.

II.4.2 Les fluctuations de consommation

La consommation journalière sert de dimensionnement des installations hydrauliques comme celles de captage ou de traitement d'eau brute. A Bujumbura, le facteur de pointe journalière affecté à la consommation moyenne journalière est estimé à 1.3 d'après les études réalisées par la GKW.REGIDESO.On a donc Qmax par jour = 1.3Qmoy par jour.

Avec les mêmes études, le facteur de pointe horaire à affecter au débit maximal journalier est de 1.44 qui donne

$Q_{max,h} = 1.44Q_{max/j} = 1.87Q_{moy/j}$

1.3 : le facteur de pointe journalière affecté à la consommation moyenne journalière
1.44 : le facteur de pointe horaire à affecter au débit maximal journalier

II.4.3 Calcul du débit de pointe

Le débit de pointe est le produit du débit moyen par le coefficient de pointe.

$Q_p = Q_{moy} \times C$

Où Q_{moy} : débit moyen en l/j
Q_p : débit de pointe
C : coefficient de pointe

$C = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_{moy}}}$ et varie de 1.5 à 4

II.4.4 Les pertes en eau potable

Il convient d'abord de rappeler que les pertes sont définies classiquement de façon suivante.

$$\text{Perte}(\%) = \frac{\text{Volume produit}(m^3) - \text{volume facturé}(m^3)}{\text{Volume produit}(m^3)}$$

Les pertes d'eau peuvent être réparties en deux catégories :

II.4.4.1 Les pertes techniques

Les pertes techniques correspondent au volume d'eau qui s'échappe des installations de distribution sans aucun bénéficiaire. Elles incluent donc en premier lieu les fuites qui ont lieu sur les branchements de distribution (en amont du compteur de l'abonné) et sur les raccordements des bornes fontaines (en amont du compteur).

D'après les analyses effectuées sur la période de janvier –décembre1997 par la REGIDESO, on a évalué les pertes globales d'eau à 46% du volume produit, et on a quantifié les différentes composantes de la façon suivante :
-fuites : 25% à 30% ;
-sous-comptage (ou sous enregistrement des consommations réelles) chez les abonnés 6% à 14% ;
-absence de facturation dans certains quartiers 3% à 4% ;
-causes diverses (débordement des réservoirs, abonnés non enregistrés, fraude) 3% ;
-autres causes, en particulier la mauvaise maîtrise du processus de relevé des compteurs : 1% à 4%.

II.4.4.2 Les pertes commerciales

Les pertes commerciales incluent les volumes d'eau utilisés par différents bénéficiaires qui échappent à la facturation pour diverses raisons. Les composantes identifiées à Bujumbura sont les suivantes :
-sous-comptage chez les abonnés (c'est-à-dire sous-enregistrement des volumes consommés) en raison de la vétusté des compteurs ;
-absence de relevés de compteurs et donc non facturation ;
-fraude sous diverses formes ;
-non enregistrement de certains abonnés légaux dans les fichiers du service facturation de la REGIDESO ;
-usages publics non facturés (qui sont cependant marginaux).

Afin de diminuer les pertes à un niveau acceptable (25% à 30%), la REGIDESO a mis en place un plan d'action comme l'installation des compteurs généraux sur les points d'alimentation de chaque quartier et des compteurs pour chaque abonné afin de contrôler le niveau de perte et son évolution par comparaison du volume d'alimentation avec le volume facturé.

II.4.5 Réserve d'incendie

La Réserve d'incendie doit pouvoir lutter contre un incendie qui durerait 2 heures avec une pompe débitant 60 m^3/h. Il faut disponibiliser donc une quantité d'eau au moins égale à 360m^3. Comme notre quartier est un peu vaste, et aussi pour permettre le secours rapide en cas d'incendie, nous allons installer trois points d'incendie, un dans Rweza et deux dans Gasekebuye.

CHAP. III LES SOURCES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

Dans le but d'alimenter le quartier ou une localité quelconque en eau potable, il est indispensable d'étudier les différentes sources pouvant satisfaire les besoins en eau potable en quantité et qualité nécessaires. Pour ce faire, comme la ville de Bujumbura se situe dans la plaine de l'Imbo, ses quartiers peuvent être alimentés soit par les sources des montagnes surplombants la ville, soit par les eaux du lac Tanganyika. Ainsi, le quartier Rweza-Gasekebuye qui est l'objet de notre étude peut être alimenté par les sources de montagnes suivantes :
-la source Buhonga
-la source Musumba

Il peut être aussi alimenté par les eaux du lac Tanganyika, celles des rivières Muha et Kanyosha. Il nous sera alors question d'étudier les débits et la qualité des eaux des différentes sources ci haut citées afin de pouvoir repérer la source satisfaisant les besoins en eau potable de notre quartier (Annexe n°1).

III.1 Les sources susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye

III.I.I Description

III.1.1.I Sources de montagnes

Suite à une insécurité qui prévalait dans Bujumbura rural au cours de notre recherche, il était impossible de franchir les sources qui alimentent la ville de Bujumbura. Nous nous sommes donc basés sur les informations tirées de la REGIDESO et de la description faite en 1979 et celle de 1997.

III.1.1.I.I La source Musumba.

Le bassin de la source Musumba se trouve à environ 18 km à l'Est de la ville de Bujumbura, à une altitude de 1600m. Il y a à cet endroit, en plus de l'eau de diaclase captée directement à partir des failles rocheuses, un captage de l'eau de ruissellement. Cette eau est amenée à travers des conduites de drainage jusqu'à la station de traitement SP3, qui se trouve en bas du boulevard du 28 novembre. Il s 'agit en fait de trois captages situés sur le flanc Est du mont Musumba. Cette source a un débit moyen de 20100m^3 par mois (660m^3/jour). Il s'agit là d'une valeur moyenne sur les années 1996 et 1997, et ce débit est relativement stable. La capacité de cette

source peut être augmentée en remettant en service la source Kavirame pour obtenir un débit plus élevé de 1060m^3/jour.

III.1.1.1.2 Source KAVIRAME

Le bassin des sources Kavirame se trouve à l'Est du Mont Musumba.. La vallée principale s'étend sur une longueur de 800m en direction Sud Sud Est avec au total 4 affluents latéraux. L'eau est collectée dans le ruisseau Kavirame, mais le captage de ce bassin a été détruit pendant les événements des années 1994-1995. Le limnigraphe installé par G. KW Consult en 1979 n'est plus entretenu à présent.
A la sortie de la vallée, l'eau est amenée à la station de traitement Sp3.
Cette source a un débit de 400m3/j environ.

III.1.1.1.3 La source Buhonga

La source Buhonga n'est utilisée de nouveau que depuis septembre 1997 pour l'alimentation en eau potable de la ville de Bujumbura. Pendant les événements des dernières années, le collecteur principal a été détruit, aujourd'hui le débit des sources dans la région s'élève à 23500 m^3 par mois, ce qui correspond à un débit de 770m^3 d'eau par jour. Selon les informations tirées de la REGIDESO, il sera possible d'augmenter le débit de la source pour obtenir une valeur de 1700m^3 par jour car quelques sources actuellement assemblées pourront être facilement remises en service.

III.1.1.2 Traitement des eaux de sources

La station de traitement comprend essentiellement un filtre à magno pour déferrisation et une installation de chloration. Mais à l'heure actuelle, seule l'eau de la source Musumba y est traitée.

III.1.1.3 Qualité de l'eau traitée

Les eaux de source Buhonga et Musumba sont régulièrement analysées à partir des paramètres suivants :
-la turbidité
-le pH ;
-la conductivité ;
-la dureté totale ;
-le chlore résiduel.

Source	Musumba	Buhonga
pH	6.7	6.3
Conductivité(µs/cm)	20	33
Dureté totale ($mgCaCO_3$)/l	9	9.5
Alcalinité totale (mg $CaCO_3$)/l	13	16
Chlore résiduel (mg/l)	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5

III.1.2 Le lac Tanganyika

III.1.2.1 Analyse des eaux du lac Tanganyika

Depuis la fin de l'année 1969, une grande partie de la ville de Bujumbura était alimentée en eau potable par le lac Tanganyika. L'eau du lac avait d'abord été prélevée par une conduite de DN600 et d'une longueur de 1500m atteignant une profondeur de 29m..

Depuis 1979, il a été proposé d'abandonner cette conduite de prise d'eau à cause de sa trop petite capacité de prise d'eau d'une part et en raison des risques de rupture élevés d'autre part et de poser une nouvelle conduite double. La nouvelle conception a été déterminée dans le cadre de l'étude de faisabilité (1981) et dans l'étude d'exécution (1988). Deux nouvelles conduites DN900 en fonte ductile sont donc posées en parallèle. Ces derniers ont 3.5km x2 de longueur dont 700m posés en tranchées immergées et 2.8km sur le fond du lac. Le point de prise d'eau se situe à environ 25m sous le niveau du lac et la profondeur d'eau à cet endroit est de 55 à 60m. La prise est faite par deux tuyaux verticaux de 30m de hauteur supportés par des flotteurs et cet ouvrage de prise est muni de crépines d'entrée spéciales.

III.1.2.2 Qualité de l'eau brute du lac

Les résultats d'analyse d'eau brute et de matériaux filtrants peuvent être résumés et interprétés comme suit :

Pour une température relativement constante de 26 à27°c, la valeur du pH est de 9 en surface et de 8.95 à 25m.. La raison pour cette valeur de pH assez haute est due principalement à la haute teneur en carbonate d'environ 320mg de $CaCO_3$ par litre d'eau. On a constaté que l'eau du lac est saturée en CO_2. Ceci implique qu'au contact de l'eau avec de l'air le CO_2 est libéré sous forme de gaz et les composants responsables de la dureté de l'eau précipitent sous forme de $CaCO_3$. Ce processus pourrait expliquer la présence de $CaCO_3$ dans le sable filtrant qui contribue au colmatage des

filtres. En outre, la végétation dans le lac dépend essentiellement des substances nutritives disponibles et de l'intensité de la lumière qui en tenant compte des oscillations saisonnières et des oscillations pendant la journée exercent une influence considérable sur la qualité de l'eau du lac.

III.1.2.3 Prétraitement des eaux du lac

Nous venons de voir ci - haut que le colmatage du sable des filtres est dû à une concentration trop importante de $CaCO_3$ en suspension dans l'eau brute. On a donc deux types de procédés pouvant permettre l'élimination de $CaCO_3$ en suspension afin d'éliminer le problème de colmatage des filtres.

-Aération de l'eau brute : c'est une installation permettant de faire écouler l'eau sur une grande surface afin d'augmenter la surface de contact avec l'air

-Acidification minérale de l'eau brute : l'addition d'une solution au HCl d'une concentration donnée dans l'eau brute conduit à une diminution brute du pH (idéalement à une valeur de pH égale à 7).

La concentration de $CaCo_3$ dans l'eau étant plus forte pour un pH faible. Donc la concentration en $CaCO_3$ en suspension diminue au profit du $CaCO_3$ en solution. Le $CaCO_3$ dissout peut alors s'écouler à travers le filtre sans précipiter et donc sans provoquer le phénomène de colmatage des filtres.

Qualité de l'eau brute du Lac Tanganyika

Analyse de septembre 1997

Paramètre	Unité	Surface	à 25m de profondeur
Température	°C	27.6	26.4
PH	-	0.09	8.95
Oxygène dissout	mg O_2/l	0.07	6.45
Turbidité	TE/F	-	1
Conductivité	µs/cm	643	651
CO_2 libre	mg/l	0	0
CO_2 équilibrant	mg/l	-	0.91
CO_2 combiné	mg/l	-	147
HCO_3^-	mg/l	-	327
Alcalinité	mg $CaCO_3$/l	313	323
Dureté totale	mg $CaCO_3$/l	192	192.75
Chlorure	mgCl^-/l	29	29
Fer total	mg/l	0.05	0.03
Manganèse	mg Mn^{2+}/l	0.04	0.04
Nitrate	mg N O_3^- /l	0.009	0.006
Nitrite	mg N O_2^- /l	0.003	0.002
Azote ammoniacal	mg N H_4^+ /l	0.03	0.03
Phosphore total	mg P O_4^{3-} /l	-	0.18
DCO	mg/l	0.06	0.05
Na+	mg/l	0.62	0.62
K^+	mg/l	33.25	0.33
Ca^{2+}	mg/l	0.11	0.11
Mg^{2+}	mg/l	38.95	39.65
Orthophosphate	$mgPO_4^{3-}/l$	0.00	0.8

III.1.3 Etude des eaux de la rivière Muha

D'après les renseignements tirés de la planification dans un document (Etude d'aménagement des rivières qui traversent la ville de Bujumbura), les études menées ont permis de déterminer les crues et les débits moyens journaliers maximum annuels. Après avoir recueilli les débits des crues dépassés 1.01 ans,2 ans, 5 ans 10 ans 25 ans et 100ans, on a considéré la crue décisive d'une période de temps de retour de 10 ans.

Considérant une superficie du bassin versant de 26.39 km^2 et utilisant la formule rationnelle ci-après, on trouve les débits de pointes des temps de retour.

Qp=C.I.A. avec : Qp : débit de pointe en m^3/s
C : Coefficient de ruissellement
I : Intensité horaire des pluies en mm/h
A : Superficie du bassin versant en km^2

Les débits de crues dépendent de la taille, la forme et la végétation du bassin.

A partir des débits de pointe calculés par la formule rationnelle, il est possible d'estimer les débits moyens journaliers maxima annuels en utilisant la formule de Fuller :
$Qm=Qp/(1+2.666A^{-0.3})$

Superficie (km^2)	Qp (m^3/s)						
26.39	1.01 ans	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
	7.19	23.77	32.72	38.74	73.95	165.74	183.35

En considérant Qp de temps de retour t = 1,01ans, on a trouvé un débit moyen journalier maxima annuel de 2,26m^3

III.1.3.1 Etude chimique des eaux de la rivière Muha

La REGIDESO qui a fait des études chimiques des eaux de la rivière Muha a procédé par des prélèvements des échantillons dans divers endroits le long de la rivière. Les sites de prélèvements sont :

S_1 : à la hauteur de Gatoke ;
S_2 : en contre bas du pont Muha ;
S_3 : avant l'entrée du ruisseau Mpimba ;
S_4 : en dessous de l'ISABU où la rivière subit l'influence des pépinières ISABU et des rejets domestiques du Quartier Kinanira II drainés par le ruisseau Mpimba ;
S_5 : en contre bas du pont de l'Avenue du Large ;
S_6 : au milieu du tronçon Pont-Avenue du Large et l'embouchure ;
S_7 : au milieu de l'embouchure (Lac-rivière).

III.1.3.2 Bulletin d'analyse physico-chimique des eaux de Muha

Paramètres	Sites de prélèvements						
	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7
T° (° C)	25.0	25.02	51.12	25.33	26.50	27.07	28.03
PH	7.5	7.8	7.42	7.6	7.8	7.87	8
Turbidité(TE/F)	5.2	7.7	-	8.8	18	22.2	28.6
$N\text{-}NH_+^+$ (10^{-3} mg/l)	1.88	1.63	-	23.9	10.92	14.4	11.7
$N\text{-}NO_3^-$ (10^{-1} mg/l)	1.61	1.61	-	3.37	4.29	5.2	5.29
O_2 dissous(mg/l)	4.59	4.	-	4.46	4.39	4.21	4.13
Oxydabilité au $KMnO_4$	0.59	0.77	-	1.63	2.04	2.77	2.13
DCO (mgO_2/l)	-		-	-	217.9	317.3	228

D.C.O. :Demande chimique en O_2
$N\text{-}NH_4^+$: teneur en azote ammoniacal
$N\text{-}NO^-_2$: Azote niteux
$N\text{-}NO^-_3$: Azote nitrique

On a constaté que les valeurs de ces paramètres étudiés augmentent progressivement vers le lac. Cette augmentation est causée par les eaux de ruissellement qui rendent la rivière plus sale. Le traitement de ces eaux serait comme celui des eaux de la rivière Ntahangwa.

III.1.4 La rivière Kanyosha

Etant donné que la rivière Kanyosha est proche de notre site d'étude, il est difficile de faire arriver ses eaux à cet endroit. Cette rivière se trouve à la partie Sud du site Gasekebuye, mais au Sud-Est entre le quartier et la rivière se trouve une montagne qui empêcherait l'adduction gravitaire. Cette adduction serait donc plus coûteuse parce qu'elle demanderait un pompage et un traitement des eaux difficile.

Unité de production d'eau potable dans la ville de Bujumbura

Actuellement, la ville de Bujumbura dispose de cinq unités de production. Il s'agit des unités suivantes:

Abréviations	Désignation	Capacité actuelle(m^3 /j)	Traitement
P_1	Usine Ntahangwa	32000	- Floculation - Décantation -Filtration rapide - Désinfection
P_2	Usine Lac	59500	- Filtres lents - Désinfection
P_3	Source Musumba-Kavirame	660	- Aération - Désinfection - Déférrisation
P_4	Source Buhonga	770	-
P_5	Source Gatunguru	1790	Désinfection

III.2 Procédé de stérilisation de l'eau

L'utilisation des réactifs chimiques oxydants pour le prétraitement des eaux vise d'abord la stérilisation de l'eau ou exactement la destruction des germes pathogènes, soit comme procédé unique, soit comme stade final en complément au traitement. Les réactifs utilisés sont:

Le chlore et ses composés, le brome, l'iode, l'ozone, le permanganate de potassium, l'eau oxygénée et l'argent.

Dans l'état de choses actuel, les réactifs les plus utilisés dans le but de destruction des germes pathogènes sont le chlore et ses composés.

III.2.1 Le chlore et ses composés dans l'eau

L'introduction du chlore dans l'eau conduit à son hydrolyse :

$$Cl_2 + H_2O \rightleftharpoons HOCl + H^+ + Cl^-$$

Le pH joue un rôle très important sur les formes des composés subsistants dans l'eau.

- pH ≤ 4	Cl_2 dissout
- 4 ≤p H < 5.6	HOCl acide hyprochloreux non dissocié
- 5.6 ≤pH < 10	HOCl et OCl^- acide hypochloreux et des ions hypochloreux
- 9 < pH	OCl^- ions hypochloreux

On trouve les ions OCl^- par la dissociation du HOCl

$$HOCl \rightleftharpoons H^+ + OCl^-$$

III.2.1.1 Effet stérilisant de l'eau par le chlore

La stérilisation est une action de destruction des cellules vivantes à travers des membranes cellulaires et la vitesse de stérilisation sera gouvernée par les lois de la diffusion qui est accélérée par :
- la température ;
- la concentration des composés chlorés ;
- la durée de contact.

III.2.1.2 Le chlore combiné

Le chlore reste non seulement un oxydant énergétique, mais aussi un réactif très actif qui entre en combinaison avec les autres corps comme des réducteurs présents dans l'eau. Ces derniers peuvent consommer une partie du réactif et le rendre indisponible pour l'effet stérilisant recherché ; c'est pourquoi il est question de l'excès du chlore du résiduel. Pour atteindre un résiduel de 0.2mg/l il faut quelques fois fournir à l'eau 0.5mg /l de chlore ou plus.

Cependant, avec certains corps organiques et avec l'ammoniaque, le comportement du chlore en tant que stérilisant change totalement et on est conduit à modifier le processus de chloration.

III.2.2 Le brome et l'iode

Le brome dans l'eau présente un comportement similaire à celui du chlore. Il s'hydrolyse en $HOBr^-$ et Obr^- et forme des bromanines en présence d'ammoniaque.
La différence principale pour l'ammoniaque et l'ionisation en OBr^- est que ce produit a des pH d'une unité supérieure à celle que donne la même ionisation du chlore sous l'ion OCl^- Ainsi, les bromanines apparaissent comme des stérilisants.

Une décroissance très sensible des propriétés stérilisantes du brome ne se fait sentir qu'à des pH voisins à 8.5. Malgré toutes ces qualités, le brome n'est pas pour l'instant utilisé comme substitut du chlore dans le traitement de l'eau, son prix est plus élevé et il est difficile de l'obtenir dans le commerce ; également pour l'iode qui par rapport au brome présente l'avantage supplémentaire de ne pas réagir avec les composés ammoniacaux. On attribue à l'iode une action particulièrement énergétique vis-à-vis des virus et des kystes pour des résiduels relativement élevés (4 mg/l à 6 mg/l).

L'emploi du brome et de l'iode a été en particulier recommandé pour la désinfection des piscines.

III.2.3 Permanganate de potassium

L'emploi du permanganate de potassium($KMnO_4$) est totalement tombé en désuétude dans le domaine de la stérilisation, sauf comme procédé individuel de campagne. De toute façon, l'effet stérilisant demande le taux d'application relativement élevé (2mg/l) et des temps de contact prolongés (24h).

On utilise surtout le $KMnO_4$ en complément à un traitement au chlore dans le cas où l'eau présente des goûts et des odeurs désagréables. Dans ce cas, le $KMnO_4$ est introduit à des doses variant entre 0.3 et 0.5mg/litre.

III.2.4 L'ozone

L'ozone est une forme allotropique de l'oxygène, sa molécule peut être pondéralement représentée par le symbole O_3. La formation de l'ozone à partir de l'oxygène peut être symbolisée par la réaction ci-après :

$$3O_2 \rightleftharpoons 2O_3 - 71 \text{ Kcal}$$

L'ozone est plus actif que le chlore vis-à-vis des kystes, chacun des réactifs étant appliqué dans les conditions optimales.

Enfin, dans les cas accidentels de forte pollution bactérienne, l'application de fortes doses d'ozone ne créera aucun problème de goûts, en présence des traces très légères de phénols par exemple. Lorsque le pH et la

température varient, les résultats obtenus par l'ozonation sont plus constants que ceux obtenus par la chloration.

III.2.5 Désinfection par l'argent

La Désinfection par l'argent est un processus électrolytique qui nécessite que l'argent soit présent à l'état d'ions. Il s'agit d'un procédé dont l'application est controversée, mais qui est parfois utilisé en traitement d'eau de piscine.

Les différents procédés de stérilisation de l'eau ci haut cités ne sont plus tous utilisés. Ces derniers étaient utilisés avant 1947 quand la ville de Bujumbura était alimentée seulement par la rivière Ntahangwa. Aujourd'hui, on utilise le sulfate d'aluminium pour faciliter la floculation et le chlore pour la stérilisation des eaux de Ntahangwa, le chlore sous forme d'hypochlorite de calcium pour les eaux du lac Tanganyika.

III.3 Choix de la source

Après l'analyse des débits et la qualité des eaux des différentes sources susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye ainsi que le débit nécessaire pour ledit quartier (1779.5m^3 /j), nous avons constaté que seuls le Lac Tanganyika et la rivière Ntahangwa ont des débits supérieurs à 1779.5 m^3 /j. Il est donc facile d'augmenter le débit des eaux produites par l'usine Ntahangwa ou d'augmenter les heures de pompage des eaux de l'usine Lac vers la SP4.

Du point de vue économique, nous avons choisi le lac Tanganyika comme source d'alimentation en eau potable du quartier Rweza-Gasekebuye.

CHAP.IV SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

IV.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.

IV.2 Système de pompage

Ce système est plus utilisé dans la ville de Bujumbura. Sauf quelques sources qui alimentent la ville en eau potable, presque la totalité de l'eau utilisée provient du Lac Tanganyika. Ce point de captage se trouve à un niveau inférieur à celui de la ville, ce qui nécessite une alimentation par pompage. Contrairement à l'adduction gravitaire, les eaux sont relevées par des pompes qui refoulent l'eau jusqu'à un niveau supérieur permettant ainsi une alimentation en eau des régions comme l'exemple de la ville de Bujumbura.

IV.3. Choix du système d'alimentation du quartier Rweza-Gasekebuye

Comme le lieu de puisage choisi se trouve à un niveau inférieur à celui de l'emplacement du réservoir de stockage, le système gravitaire est impossible. L'eau sera donc refoulée vers le réservoir par pompage.

IV.3.1 Généralités sur les pompes

Dans l'adduction en eau, les pompes utilisées au Burundi sont généralement des pompes KSB. Ces pompes solutionnent des tâches spécifiques que l'on peut rencontrer dans l'exploitation de l'eau, l'irrigation, traitement de l'eau, l'assèchement et l'abaissement de la nappe phréatique. Il existe donc des pompes monocellulaires constituées par une roue encore appelée turbine, imulseur ou rotor et une enveloppe appelée aussi volute ainsi que des pompes multicellulaires composées de deux ou plusieurs cellules.

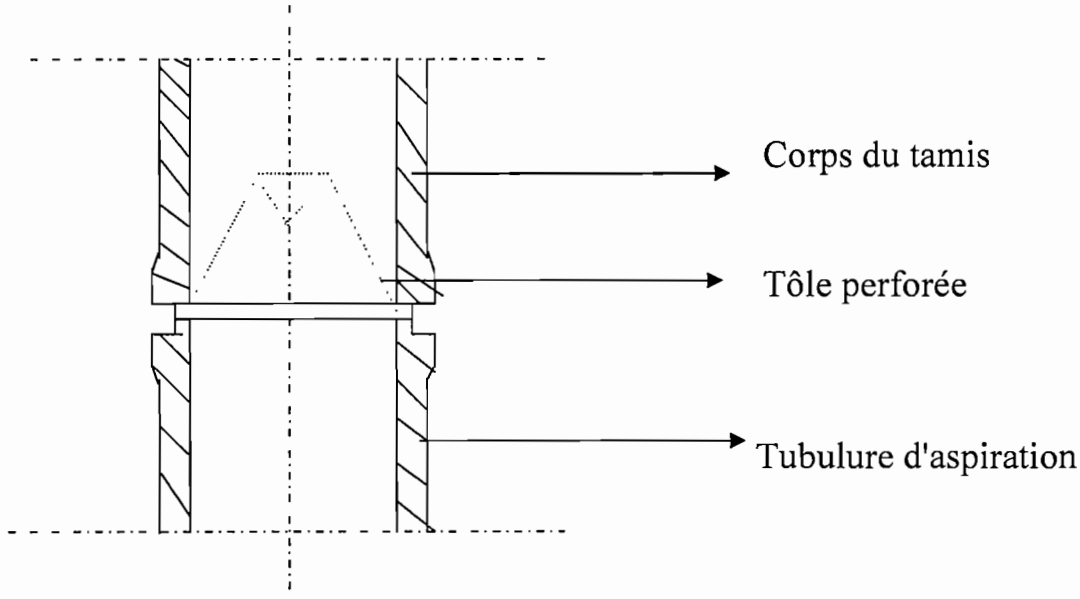
IV.3.2 Montage d'une pompe centrifuge

La pompe sera montée avec le moteur qui la fait fonctionner. Le groupe ne sera mis en place que sur une fondation de béton. De préférence, on utilise un mortier qui ne se reclacte pas et on doit veiller à ne pas laisser les cavités. On doit s'assurer que l'assise de la machine est parfaitement horizontale.

IV.3.3 Raccordement des tuyauteries

La pompe de refoulement a généralement besoin de deux tuyaux, un tuyau de refoulement et un tuyau d'aspiration. La tuyauterie d'aspiration devra être montée vers la pompe et la tuyauterie d'alimentation devra être posée de façon à descendre vers la pompe, la pompe ne doit en aucun cas supporter leur poids. Les diamètres des tuyauteries doivent être au moins égaux à ceux des raccords de la pompe. Suivant la nature de l'installation et du type de pompe, il est recommandé de monter des clapets. Il faut également installer un tamis dans la tuyauterie d'aspiration et sa surface de passage doit être au moins trois fois la section de la tuyauterie afin que les corps étrangers qui s'y déposent ne créent pas une trop forte perte de charge. Les tamis ont la forme tronconique et sont fabriqués dans des matériaux résistants à la corrosion.

Tamis tronconique pour tuyauterie d'aspiration



IV.3.4 Différents organes d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est constituée par trois organes principaux :
-un organe mobile composé par une roue ou turbine ;
-un organe fixe composé par un diffuseur ou stator ;
-les canaux de retour pour une pompe multicellulaire ou volute pour une pompe monocellulaire.

Tous ces organes ont pour objet de conserver dans la traversée de la pompe la même vitesse initiale et d'augmenter la pression dans chaque cellule. Cette pression est multipliée par le nombre de cellules pour trouver la hauteur à laquelle l'eau sera lancée.

IV.3.5 Rôle des organes d'une pompe centrifuge

-La turbine a pour rôle principal de transmettre l'énergie à l'eau grâce à sa rotation afin d'augmenter à la fois la pression et la vitesse absolue de l'eau ;

-Le Diffuseur a pour rôle de transformer en premier une partie de la grande vitesse V2 de l'eau à sa sortie de la turbine pour que l'eau parvienne à l'entrée de la cellule suivante avec une vitesse V1 qu'elle possédait à l'entrée de la cellule précédente. Cette diminution de vitesse doit s'accompagner d'un minimum de pertes par frottement ;

-Les canaux de retour ont pour rôle de ramener à l'entrée de la roue suivante l'eau avec la vitesse de base V1 qu'elle possédait à la sortie du diffuseur.

IV.3.6 Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge

La vitesse spécifique d'une pompe est le nombre de tours par minute auquel devrait tourner une roue d'une pompe centrifuge qui débiterait $1 m^3/s$ à un mètre de hauteur. Elle est calculée suivant la formule suivante :

$n_s = \frac{NQ^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{3}{4}}}$ avec n_s : vitesse spécifique

N : vitesse à laquelle tourne la roue de la pompe exprimée en tour /minute
Q : débit refoulé en m^3 /s
H : La hauteur nette hydraulique ou hauteur manométrique totale d'élévation

IV.3.7 Amorçage des pompes

L'amorçage consiste à évacuer la totalité de l'air contenu dans la pompe et dans les tuyauteries d'aspiration.

Pour cette opération, on remplit ces volumes avec de l'eau afin de chasser l'air de l'extérieur. Pour se rassurer que la totalité de l'air est évacuée de la pompe, on la fait tourner de quelques tours à la main pour chasser l'air accumulé dans la roue et partiellement dans les cavités des aubages. L'amorçage sera terminé quand l'eau sort de la pompe vers les tuyauteries de refoulement.

IV.3.7.1 Amorçage par remplissage d'eau

A l'extrémité d'une conduite d'aspiration, on y met un clapet pour éviter l'écoulement de l'eau, ensuite on remplit la volute avec de l'eau afin de chasser l'air dans la pompe.

IV.3.7.2 Amorçage sous pression

Ce mode d'amorçage ne fait appel à aucun appareillage particulier. Il suffit que la pompe soit placée à un niveau inférieur à celui de la bâche contenant l'eau et qu'une conduite qui part de la bâche vers la pompe amène l'eau gravitairement vers la pompe. L'air est ainsi chassé et la pompe amorcée.

IV.3.7.3 Amorçage par pompe à vide

Ce procédé consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement d'eau. Dans ce cas, on doit avoir une roue excentrée à ailettes qui tourne à l'intérieur du corps cylindrique de la pompe mis en communication d'une part avec une conduite dans laquelle on va vider de l'air et d'autre part avec l'extérieur.

IV.3.8 Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le fonctionnement commence quand la pompe est remplie d'eau. Sous l'effet de la rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale est projetée à la périphérie et, de ce fait, engendre une dépression, ce qui provoque un appel des tranches suivantes. Par suite, un écoulement continu du liquide qui est recueilli par la volute.

Pour une pompe monocellulaire, ce liquide est enfin dirigé vers les conduites de refoulement.

IV.3.9 Aspiration des pompes centrifuges

Il est impossible de faire monter l'eau dans un tube dans lequel on a fait le vide, à une hauteur supérieure à celle qui fait l'équilibre à la pression atmosphérique pour l'altitude considérée.

Pour l'aspiration de la pompe, on doit créer une dépression par rapport à la pression atmosphérique pour faire arriver l'eau jusqu'à la pompe. Ce phénomène dépend :

- de la hauteur géométrique d'aspiration qui est la hauteur du niveau de
- l'eau à l'entrée de la pompe ;
- des pertes à l'aspiration qui dépendent du diamètre choisi pour la conduite d'aspiration ;
- de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La tension de vapeur est fonction de la température du liquide à pomper et la capacité d'aspiration diminue quand le débit augmente.

IV.3.9.1 Notion de NPSH (Net Positive Suction Head)

Le NPSH est une grandeur qui caractérise l'installation et le fluide véhiculé. Il faut donc indiquer le pouvoir d'aspiration de la pompe et de le comparer avec la hauteur d'aspiration.

On arrive à la notion de NPSH en tenant compte de toutes les variations susceptibles d'affecter le comportement de la pompe. C'est ainsi qu'on vérifie les conditions d'aspiration de la pompe en comparant le NPSH disponible dans l'installation et le NPSH requis par la pompe. Pour éviter la cavitation, il faut que le NPSHd soit supérieur à NPSHr .

IV.3.9.2 Phénomène de cavitation

Si la hauteur du liquide correspondant à la pression la plus basse (Pmin) existant à la surface de la roue est inférieure à la hauteur correspondant à la pression de saturation de la vapeur à la t° de la pompe, il peut y avoir vaporisation. C'est ce phénomène de vaporisation qui porte le nom de cavitation. Elle a trois conséquences importantes :

- une baisse de rendement de la pompe ;
- des vibrations violentes dues à la résorption des bulles accompagnée d'un bruit intense (de cailloux roulés). La violence de ces vibrations s'explique par l'instabilité des bulles au cours de leur résorption ;

U. B.

- une érosion des surfaces solides due à la fois aux vibrations précédentes et en conséquence une attaque chimique par l'oxygène qui existe dans les bulles.

Les stations de pompage dans la ville de Bujumbura

Ces stations de pompage sont numérotées par ordre arithmétique de bas en haut, les indices a et b désignent deux unités de pompage indépendantes logées dans le même bâtiment mais refoulant dans des directions différentes.

Abrév	Implantation	Pompes installées m^3/h	Altitude	Réservoir	Refoulement vers
SP1a SP1b	Av. de la plage	3 x 798 3 x 983 2 x 1296	776 776	Lac Lac	Sp2 SP2
SP2(ancienne) SP2(nouvelle)	Rue du 13 octobre	3 x 680 3 x 551 1 x 1000 2 x 806	784	Bâche d'aspiration P2	R1 et R2 R2 R1 R10
SP3a SP3b	En bas du Boulevard du 28Nov	2 x 201 2 x 90	845	R2	R Mutanga Nord R8
SP4a SP4b SP4c SP4d	Av. de Muramvya	2 x 201 2 x 61.2 1 x 61.2 1 x 150	847	R1	R3 R9 R9 R4
SP6	Avenue du Belvédère	2 x 100	976	R4	R5
SP7	En bas du Campus Kiriri	2 x 50	1060	R5	R6

IV.3.10 Calcul du débit de refoulement

Sachant que les pompes hydrauliques utilisent une grande quantité d'électricité, on préfère un pompage nocturne car le courant électrique est moins utilisé pendant la nuit. De ce fait, le pompage se fera de 20 heures à 6 heures du matin d'où 10 heures/24 heures. Etant donné que les besoins journaliers sont estimés à 2224.375 m^3 /j, le débit de refoulement est :

$$Q = \frac{2224{,}375\ m^3}{10\ h}$$

$Q = 222{,}4375\ m^3$ / heure $= 0{,}06179\ m^3/s$

$= 61{,}79\ l/s$

IV.3.11 Calcul du diamètre économique

La détermination du diamètre d'une conduite de refoulement doit tenir compte des frais d'amortissement qui croissent avec le diamètre, et des frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente. Plus le diamètre est petit pour un même débit à lever, plus les pertes de charges seront grandes plus le moteur d'entraînement sera puissant, donc plus l'énergie dépensée sera grande.

La station de pompage considérée comme lieu de puisage est le SP4 se trouvant à une altitude de 847. Puisque le réservoir de stockage d'eau utilisable dans le quartier Rweza-Gasekebuye sera à une altitude supérieure à celle de la SP4, l'eau arrivera à cet endroit par pompage.

La formule de Bresse nous permet donc de déterminer le diamètre économique du tuyau de la SP4 au réservoir de stockage.

$$D\ opt = 1.5\sqrt{Q}$$

D opt : diamètre optimal en mètre (diamètre économique)
Q : débit de refoulement en m^3 /s

$$D\ opt = 1.5\sqrt{0.06129}$$

$= 0.379$ m

En se servant de la gamme du diamètre normalisé on trouve un diamètre directement supérieur qui sera de 0.400 m.

Dans une conduite de refoulement, les vitesses acceptables sont entre 0.6 et 1.5 m /s pour éviter le dépôt de la boue ou d'autres corps.

Calculons enfin la vitesse de refoulement pour ce tuyau de 0.400 m avec un débit de 0.06179 m^3 /s .

$Q = V.\ S \Leftrightarrow V=Q/S$

Q : débit de refoulement
S : section de la conduite en m^2 /s
V : vitesse de refoulement en m /s

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

$V = 0{,}06179x4/3.14(0.4)^2$
$V = 0{,}49m/s$

Nous remarquons que cette vitesse est de loin inférieure à 0.6m . Utilisons maintenant la formule de Bresse corrigée :

$D\ opt = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06179} = 0.248$

Le diamètre directement supérieur est de 0,250 m.

$$V = \frac{Q}{S} = 0{,}06179 \text{ x } 4/3{,}14(0.25)^2$$

$V = 1{,}259$ m /s
$V \cong 1{,}26$ m /s

Cette vitesse se trouve dans l'intervalle recommandé. Le diamètre retenu est donc D = 250mm .

IV.3.12 Détermination provisoire de la côte du radier du réservoir

L'emplacement du réservoir doit permettre celui-ci d'alimenter la zone gravitairement en tous points. Le réservoir doit donc être placé à un endroit du niveau supérieur à celui de la dernière parcelle du quartier à alimenter.

Pour notre cas, la partie Est de Gasekebuye vers les contreforts surplombants la ville est la plus favorable. La côte est déterminée en supposant qu'on doit construire à la limite Est du quartier, une maison à trois niveaux qui exige une pression maximale au sol d'au moins 23m

pour faire arriver l'eau au dernier niveau. La dernière parcelle est à une altitude de 950m. La génératrice inférieure de la conduite d'adduction se situera donc à la côte de:
950m + 23m = 973m. Pour éviter l'aspiration de la boue par les tuyaux d'alimentation, on doit mettre en réserve un volume d'une hauteur de 15cm pour le dépôt de la boue. Le radier du réservoir sera alors 973m – 0,15m = 97 2.85m.
Suite à un programme d'extension du quartier GASEKEBUYE vers GIKOTO, le réservoir sera placé à environ 990m d'altitude.

IV.3.13 Pose de la conduite de refoulement

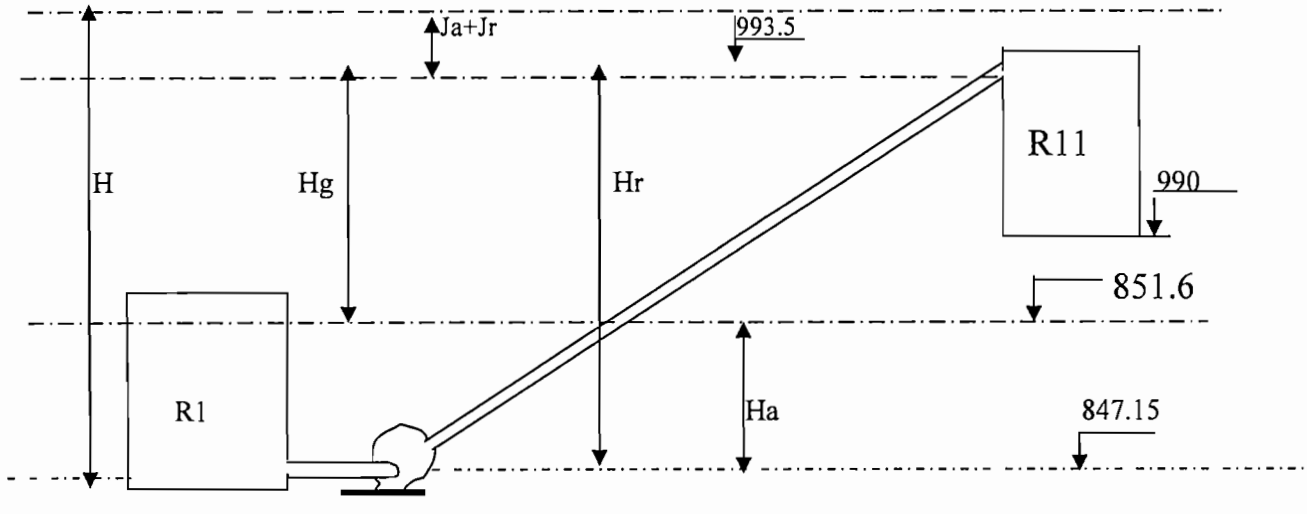
Les conduites sont placées généralement le long des routes. Il faut que l'endroit soit accessible pour permettre le transport des matériaux et les réparations. Elles doivent être posées sur une couche de sable pour la stabilité ou bien sur une tranchée avec dallettes en béton.

La conduite qui alimentera Rweza-Gasekebuye prendra départ à la SP4 où nous projetons installer une nouvelle pompe, traverse l'Avenue des Travailleurs et le Boulevard du 28 novembre, longe les accotements de l'Avenue du Café à Gatoke, utilise le pont reliant GASEKEBUYE-GATOKE et arrive enfin à l'endroit prévu pour le réservoir de stockage.

IV.3.14 Détermination d'une pompe

Pour déterminer une pompe, il faut d'abord déterminer ses caractéristiques et le débit à refouler.

Profil piezométrique de la conduite de refoulement vers Gasekebuye



IV.3.14.1. Hauteur géométrique d'élévation

La hauteur géométrique d'élévation est la différence entre la côte maximale du niveau de l'eau dans la bâche d'aspiration et celle du niveau de l'eau dans le réservoir de stockage. Comme le montre le schéma ci-haut, la pompe aspirera l'eau du réservoir R_1 situé à la station SP4. Ce même réservoir recueille des eaux des trois autres réservoirs afin de servir d'une bâche d'aspiration pour toutes les pompes de cette station et celle que nous projetons y installer.

Hg = 993,5m - 851,6m = 141,9m

IV.3.14. 2 Hauteur géométrique d'aspiration (Ha)

La hauteur géométrique d'aspiration est la hauteur entre le niveau de l 'eau de la bâche d'aspiration et l'axe de la pompe. Cette hauteur prend une valeur positive pour une aspiration en charge et une valeur négative pour une aspiration en dépression. Selon le schéma du profil piezométrique de la conduite de refoulement, nous sommes dans une situation d'aspiration en charge :
Ha = 851,6 – 847,15 = 4,45 m

IV.3.14.3 Hauteur de refoulement

La hauteur de refoulement quant à elle est la somme de la hauteur géométrique d'aspiration et la hauteur géométrique d'élévation :
Hr= Hg + Ha = 141,9 m + 4,45 m =146,35 m.

IV.3.14.4 Hauteur manométrique totale d'élévation

La hauteur manométrique totale d'élévation, aussi appelée hauteur nette d'élévation est égale à la somme de la hauteur géométrique d'élévation et les pertes de charge. Cette hauteur représente l'énergie à mettre en jeu pour élever l'eau jusqu'au réservoir de stockage : H = Hg + Ja + Jr + Js

Avec H : hauteur manométrique d'élévation
Hg : hauteur géométrique de refoulement
Ja : pertes de charge à l'aspiration
Jr : pertes de charges au refoulement
Js : pertes de charge singulières

IV.3.14.4.1 Calcul des pertes de charge linéaire Jr

La formule fondamentale de Darcy-Weisback nous donne une perte de charge par mètre linéaire de la conduite.

$J=\lambda V^2 / 2gD$, où λ : coefficient des pertes de charge
g : accélération de la pesanteur en m/s^2
D : diamètre intérieur de la conduite
V : vitesse d'écoulement de la conduite

λ est fonction du nombre de Reynolds (Re) et la rugosité relative, K/D (voir annexe n°2),

K: rugosité absolue de la conduite,
Re :V.D/ν ; ν la viscosité cinématique de l'eau pure qui est fonction de la température (annexe n°2).

Avec la température de l'eau qui est de 25°C dans le réservoir d'aspiration, R_1, on trouve $\nu=0.8x10^{-6}$ m^2/s,
$Re=1.26x0.25/0.8x10^{-6}$
$=3.9375x10^5$

La valeur k est de $2x10^{-3}$m pour une conduite posée depuis plusieurs années, elle est de 10^{-4} pour une conduite nouvellement posée.

Pour le cas qui nous concerne, les conduites ne sont pas encore posées, ce qui nous pousse à considérer $k=10^{-4}$ m.

La viscosité relative sera donc $k/D= 10^{-4}$ m/0.25=0.0004=$4x10^{-4}$

Avec R et k/D, en utilisant le diagramme de Moody (annexe n°2), on trouve λ=0.01625
$J=\lambda V^2 / 2gD=0,01625x (1,26)^2/2x9,81x0,25=0,005m$
$\cong 5x10^{-3}$ m par mètre de la conduite.
$Jr=J.L= 5x10^{-3}$ x1543 m= 7.715 m

IV.3.14.4.2 Calcul des pertes de charge d'aspiration

Les pertes de charge d'aspiration sont entraînées par des pièces installées avant la pompe comme robinet. Vannes, claptets, coudes, entraînant une perte de charge de 1% de la somme de la hauteur géométrique de refoulement et les pertes de charge linéaires.
Ja = (Hr + Jr)1/100 = (146,35 + 7,715)1/100 = 1,54065 m ≅1,54m

IV.3.14.4.3 Pertes de charge singulière(Js)

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par une augmentation ou rétrécissement brusque de la section de la conduite, un changement de la direction, un obstacle que contient la conduite (diaphragme, vanne, etc.). Elles sont donc estimées suivant la formule suivante:

$Js = KV^2/2g$ avec K : Coefficient qui dépend du type de singularité.

Suivant la configuration du terrain naturel, la conduite aura quatre changements de direction. Or pour une coude d'angle de 90°, K = 0,3

$$Js=\frac{0,3.(1,26)^2.4}{2.9,81} = 0.097\,m$$

La hauteur manométrique totale d'élévation sera enfin :

H = Hg + Ja + Js = 141,9m + 7,715m + 1,54m + 0,097m = 151,252m

IV.3.15 Choix de la pompe

D'après l'association française des constructeurs des pompes (A.F.C.P), les turbopompes sont parmis les plus enployées.Les principales raisons de ce choix sont les suivantes:
-ces appareils sont rotatifs et ne comportent aucune liaison articulée ;
-leur entraînement par un moteur électrique ou à combustion interne ne présente aucune difficulté ;
-l'encomblement de la turbopompe est environ huit fois moindre que celui de la pompe volumétrique ;
-les frais d'entretien sont peu élevés.

Parmi les turbomachines, on distingue trois catégories:
-les pompes centrifuges ;
-les pompes à hélices ou axiales ;
-les pompes hélico-centrifuges ou semi-axiles.

Efin, sachant que le débit nécessaire pour le quartier RWEZA-GASEKEBUYE est 61.76I/s avec une hauteur manométrique de 151.252m, La pompe de notre choix sera centrifuge tournant à 2900 tours/munite.

IV 3.16. Vérification de la cavitation

$$NPSHr = \frac{1{,}21 N^{\frac{4}{3}} . Q^{\frac{2}{3}} . Hmt . 10^{-3}}{Hmt}$$

$$NPSHr = 1{,}21 N^{4/3} Q^{2/3} 10^{-3}$$

N : vitesse à laquelle tourne la roue de la pompe exprimée en tours / minute
Q : le débit refoulé en m^3/s
N = 2900 tours/minute
Q = 0,06179 m^3/s

$$NPSHr = 1{,}21(2900)^{4/3}(0{,}06179)^{2/3}10^{-3}$$
$$\cong 7{,}821$$

NPSHd = Hvt – hv + (Ha + Ja) pour une aspiration en charge
NPSHd= Hvt - hv-(Ha+Ja) pour une aspiration en dépression

hv : hauteur représentative de la tension de la vapeur de l'eau pompée
hvt : hauteur du vide théorique qui est fonction de l'altitude du niveau dans la bâche d'aspiration

Pour l'alimentation du quartier Rweza-Gasekebuye, nous sommes dans un cas d'aspiration en charge avec h=851.6 m, ce qui fait que
NPSHd = Hvt – hv + (Ha + Ja)

Hvt = 10,33 – 0,0012 x 851,6 = 9,3080

La température d'eau dans la bâche d'aspiration est de 25°C. Donc, hv est de 0,31.

NPSHd = 9,3080 m – 0,31 m + (4,45 m + 1,546 m) = 14,994 m

Nous constatons que NPSHd est supérieure à NPSHr, par conséquent, il n'y aura pas de cavitation.

IV.4 Protection de la conduite contre les coups de bélier

IV.4.1 Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est par définition un phénomène oscillatoire qui est caractérisé par une surpression ou dépression dans une conduite de refoulement. Les principales causes sont :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes motopompes alimentant une conduite débitant sur un réservoir ;
- Démarrage brusque du groupe motopompe ;
- Fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obsturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Pour lutter contre les risques de rupture des tuyaux et une détérioration rapide de la pompe, il est conseillé de vérifier si les conduites sont protégées contre les coups de bélier.

IV.4.2 Description du phénomène du coup de bélier

Considérant un arrêt brusque ou instantané d'un groupe motopompe, quatre phases peuvent être envisagées :

1ère phase: dans une conduite, il y a des colonnes d'eau constituées en tranches infiniment rapprochées. Lors d'un arrêt brusque, en utilisant la force d'inertie, le liquide continue à monter vers le réservoir. Il se crée un vide derrière cette colonne car la conduite n'est plus alimentée en eau et chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend donc naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse a. La conduite est enfin en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

2ème phase : la conduite reprend son diamètre primitif de proche en proche par suite de son élasticité. En considérant les tranches successives à partir du réservoir, l'eau revient dans la conduite au bout d'un temps l/a, c'est-à-dire 2L/a depuis l'origine du phénomène.

où L : longueur de la conduite de la pompe jusqu'au réservoir

a : la vitesse de l'onde

L'eau est ensuite redescendue mais va se retrouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

3ème phase : en raison de cet arrêt, la 1ère tranche en contact avec le clapet va se retrouver comprimé entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences. Pour la conduite, l'onde de dépression gagnant de proche en proche dans le sens pompe-réservoir toute la canalisation au bout du temps 3L/a depuis l'origine du phénomène et toute la conduite sera dilatée avec une eau immobile.

4ème phase : Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenent leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps, 4L/a, depuis l'origine du phénomène, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque.

IV.4.3 Calcul du coup de bélier

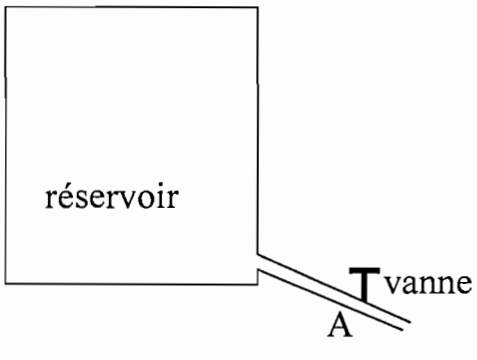
Les études effectuées par ALLIEVI ont permis de dégager la valeur du coup de bélier pour le cas de fermeture brusque et de fermeture lente.

IV.4.3.1 Cas de fermeture brusque

ALLIEVI a considéré une conduite issue d'un réservoir et comprenant un robinet en un point A de la conduite. Le temps mis par l'onde du réservoir au point A est L/a.

Avec L : longueur de la conduite

a : vitesse de l'onde dans la conduite



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

Où : D = diamètre de la conduite en mètre
E = épaisseur du tuyau en mètre
K = 0,5(acier),1(fonte), 4,4(amiante ciment), 5(plomb, béton), et 0,5 pour le B.A.

La conduite de refoulement de SP4 jusqu'au réservoir R11 sera en fonte et K sera pris égale à 1, épaisseur 12mm,

$a=\frac{9900}{\sqrt{48,3+\frac{250}{12}}}$ = 1190,67m/s.

La valeur maximale du coup de bélier est B=aVo/g
Avec B: la valeur du coup de bélier
g: l'accélération de la pesanteur
Vo: la vitesse initiale de l'eau dans la conduite

$$B = \frac{a.1,26}{9,81}$$

= 1190,67m/s x 1,26m/s: 9,81m/s^2
= 152,93m

IV.4.3.2 Cas de fermeture lente

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est caractérisée par un temps de fermeture supérieur à 2L/a. Pendant ce temps, le débit varie linéairement.

B = 2LVo/gt

Avec t : le temps de fermeture égal à 2L/a

Si t ≤ 2L/a, le coup de bélier a pour valeur aVo/g

Si t > 2L/a, le coup de bélier a pour valeur moins importante b = 2Lvo/gt.

IV.4.4 Méthodes de protection des conduites contre les coups de bélier

Comme les moteurs faisant fonctionner les pompes sont alimentés en courant électrique, il est quasi impossible d'empêcher les coups de bélier. Mais, il faut les limiter à des valeurs ne causant pas de dégâts en utilisant :
-les volants d'inertie qui luttent contre la dépression ;

-les soupapes de charge qui luttent contre la surpression ;
-les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la protection contre la surpression et la dépression.

Les volants d'inertie sont montés sur l'arbre du groupe et accumulent l'énergie pendant la marche qui sera utilisée en cas de panne tandis que les soupapes sont montées sur la conduite et permettent de sortir l'eau en cas de surpression dans la conduite.
Le réservoir d'air est placé immédiatement à l'aval du clapet et contient de l'eau et de l'air. La pression de l'air qu'il contient équilibre la pression dans la conduite.

Cette dernière méthode est la méthode la plus utilisée par la REGIDESO dans ses installations hydrauliques, car elle permet une lutte à la fois contre la surpression et la dépression dans la conduite. L'installation possède un clapet anti-retour qui se ferme quand la pompe est arrêtée. En ce moment, une quantité d'eau contenue dans le réservoir d'air est chassée vers la conduite pour remplacer le vide créé dans cette dernière. Au retour de l'eau vers la pompe, l'eau remonte dans le réservoir d'air. La variation du volume d'air dépend de la quantité d'eau descendue et montée dans le réservoir. Le dimensionnement du réservoir d'air est fait à partir de l'Epure de BERGERON qui donne les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite.

CHAP V: RESEAU DE DISTRIBUTION

V.1 Généralités

Après le stockage de l'eau dans les réservoirs, il reste de trouver le mécanisme pour faire parvenir l'eau aux abonnés. De ce faire, on établit un réseau de distribution qui est un ensemble de canalisations situées en aval des appareillages de captage et de régulation. L'eau stockée quitte le réservoir par gravité dans une seule conduite nommée conduite d'adduction. Cette dernière est par après ramifiée par d'autres conduites de faible diamètre.

Pour lutter contre les accidents d'écrasement et pour un accès facile, les conduites sont posées suivant les accotements des routes. Aussi pour lutter contre les dépôts de la boue et d'autres corps de grandes dimensions qui risquent de boucher ces conduites, il est recommandé d'utiliser une grande vitesse, qui est de $0.5 \leq v \leq 1 m/s$. En considérant une maison de trois niveaux, la pression au robinet doit être au moins de trois bars.

V.2 La conduite d'adduction

Comme nous venons de le dire au paragraphe précédent, l'eau quitte le réservoir gravitairement. La conduite d'adduction prend donc une allure descendante contrairement à la conduite de refoulement qui prend une allure ascendante. Elle doit également suivre l'altimétrie du terrain naturel.

Pour sa protection, la conservation de la saveur et la fraîcheur de l'eau, elle doit être enterrée à au moins une profondeur de 1.20m du niveau du sol. Dans le cas où il y a d'autres canalisations dans le sol, il est conseillé de laisser un intervalle minimal entre cette conduite et ces autres :

- 0.5m entre la conduite d'eau et la conduite de gaz
- 0.20m entre la conduite d'eau et les câbles électriques

Son dimensionnement tient compte :

- Du débit distribué ;
- De la vitesse d'écoulement ;
- De sa nature.

Le quartier Rweza-Gasekebuye est divisé en deux quartiers, ce qui nécessite deux conduites d'adduction, une pour Gasekebuye, une autre pour Rweza.

V.2.1 Dimensionnement de la conduite d'adduction

Les conduites d'adduction utilisées par la REGIDESO sont des conduites en fonte ductile, en acier et des conduites en PVC. Pour notre cas, nous choisissons les conduites en fonte ductile par sa grande longévité, mais aussi malgré sa fragilité, elle est robuste.

La vitesse d'écoulement considérée pour éviter les dépôts de la boue est de 1m/ s. C'est cette même vitesse qui sera utilisée pour trouver le diamètre de la conduite à partir de la formule suivante :

Q =VS

V.2.1.1 Conduite d'adduction pour Gasekebuye

V.2.1.1.1 Evaluation des besoins en eau potable pour Gasekebuye

Année	2006			2026		
Catégorie des besoins	Population	Consommation par habitant (l/j)	Consommation totale(m^3/j)	Population	Consommation par habitant(l/j)	Consommation totale(m^3/j)
Privés	3282	250	820,5	5928	250	1482
Collectifs	65(E.C)	250	16,25	117	250	29,25
Total	3347	250	836,75	6045	250	1511,25

Les besoins journaliers en eau potable sont alors 1511,25 m^3/j, soit encore un débit de 17,49litre par seconde. Le débit de pointe est de :

17.49 l/s x 1.5 =26.24 l/s

V.2.1.1.2 Calcul du diamètre de la conduite

Q = VS avec Q : débit de pointe ;
V :vitesse d'écoulement dans la conduite ;
S : section de la conduite

$$Q = \frac{V.d^2 \times 3{,}14}{4} \Leftrightarrow d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{3{,}14 \times V}}$$

$$d = \sqrt{\frac{26{,}235 \times 4}{3{,}14.1000}} = 0{,}183\text{m}$$

Nous choisissons dans la gamme des diamètres normalisés le diamètre dont la valeur est proche du diamètre trouvé.Ce diamètre sera 0.200m.

Vérifions que la vitesse se trouve dans l'intervalle 0.5 et 1m/s ;

$(0,200)^2/4 \times 3,14V = 26,235l/s$

$\Leftrightarrow V = \frac{26,235 \times 4}{(0,2)^2 \times 3,14 \times 1000} = 0,836m/s$

V.2.1.2 Conduite d'adduction pour Rweza

V.2.1.2.1 Evaluation des besoins en eau potable

	2006			2026		
Catégorie	population	Consommation(l/j/hab)	Totale(m^3/j	population	Consommation (l/j/hab)	Totale (m^3/j)
Privés	594	250	148,5	1073	250	268,25

Les besoins journaliers sont 268,25 m^3/j. Le débit de pointe est de

$\frac{268,25 \times 1000}{24 \times 3600} \times 15 = 4,66l/s$

V.2.1.2.2 Calcul de la conduite d'adduction

$Q = VS$

$Q = \frac{V.D^2.3,14}{4}$

$D = \sqrt{\frac{4,66 \times 4}{3.14 \times 1000}} = 0,077m$

Le diamètre choisi est 0,80m

Vérifions si la vitesse est comprise entre 0,5 et 1m/s

$V = \frac{4,66 \times 4}{(0,08)^2 \times 3,14 \times 1000} = 0,93m/s$

On retient donc le diamètre.

V.2.2 Système de contrôle des conduites d'adduction

Pour un écoulement gravitaire, la protection des conduites contre la surpression se fait par un robinet-vanne manœuvré lentement. Le contrôle se fait donc dans des regards annexés au réseau qui ont comme fonction :

-Regards de visite pour le contrôle des déviations ou jonction de deux ou plusieurs conduites

-Regards de branchement qui sont des regards où se raccordent les différentes parcelles à leur niveau du réseau

V.3 Différents types de réseaux de distribution

Il existe 4 types de réseaux de distribution :

1. Le réseau ramifié pour lequel les conduites sont ramifiées et ne comportent aucune alimentation de retour. La conséquence de ce type de réseau est qu'il n'y a pas de sécurité lors de la coupure du tuyau principal ;

2. Le réseau maillé : celui-ci permet une alimentation en retour et a pour avantage l'isolation de la partie détruite par un robinet manœuvrable par conséquent, l'alimentation se fait par l'autre sens ;

3. Le réseau étagé : Ce réseau permet l'installation de deux réseaux indépendants l'un de l'autre. Ce type de réseaux est rarement utilisé à cause de son coût élevé ;
4. Le réseau à une alimentation distincte : Ce dernier utilise deux conduites, une pour l'eau potable et l'autre pour l'eau non potable réservée aux usages industriels, l'arrosage des terrains et des plantations, lavage des véhicules etc. Pour des raisons économiques et pour lutter contre les confusions de branchements , ce type de réseau est installé dans des zones industrielles.

Au Burundi, on utilise surtout le réseau ramifié et le réseau maillé.

V.4. Choix du type de réseaux

Le choix nous amène à la comparaison des deux réseaux utilisés dans notre pays. Le réseau ramifié est plus économique tandis que le réseau maillé est plus coûteux. Le réseau ramifié est généralement utilisé en milieu rural où il est impossible d'utiliser le réseau maillé. Ce dernier est utilisé dans les zones urbaines et malgré son coût d'installation élevé, il est plus préféré grâce à la sécurité qu'il procure.

V.5 Dimensionnement du réseau maillé du quartier GASEKEBUYE

Le dimensionnement du réseau maillé se fait en utilisant la méthode de HARDY-CROSS, qui utilise deux lois :
- la loi des mailles : dans une maille la somme algébrique des pertes de charge est nulle.
- loi des nœuds : dans un nœud la somme algébrique des débits est nulle, c'est-à-dire que le débit qui entre dans un nœud est égal au débit qui en sort.

Ainsi, connaissant le débit qui doit être distribué, on fait une répartition provisoire des débits dans le réseau suivant la loi des nœuds. Ces débits seront utilisés pour la vérification de la loi des mailles. Dans une maille, on prend comme sens d'écoulement le sens des aiguilles d'une montre. Les débits qui prennent ce sens prennent un signe positif ainsi que leurs pertes de charge. Ce système de dimensionnement utilise les débits horaires de pointe avec une pression de 1 bar. Si la loi des mailles n'est pas respectée, on fait une correction des débits de départs jusqu'à ce que cette loi soit respectée. Pour faire la correction, on utilise la formule suivante :

$$\Delta Q = -\frac{\sum j}{2\times 10^{-3}\left[\sum \frac{j_i}{Q_i}\right]}$$

ΔQ : Variation du débit
j : perte de charge linéaire
Qi : le débit dans le tronçon considéré

La perte de charge linéaire est donnée par la formule de COLMON - LECHAPT.

$$J = a.\frac{Q^n}{D^m}.L$$

D : diamètre de la conduite en m
L : longueur de la conduite en m
a,n,m : coefficients dépendant de la nature de la conduite

Les conduites que nous allons utiliser pour notre réseau sont des conduites en aciers. Ces conduites ont pour coefficients :

$A = 0{,}916 \times 10^{-3}$
$n = 1{,}78$
$m = 4{,}78$

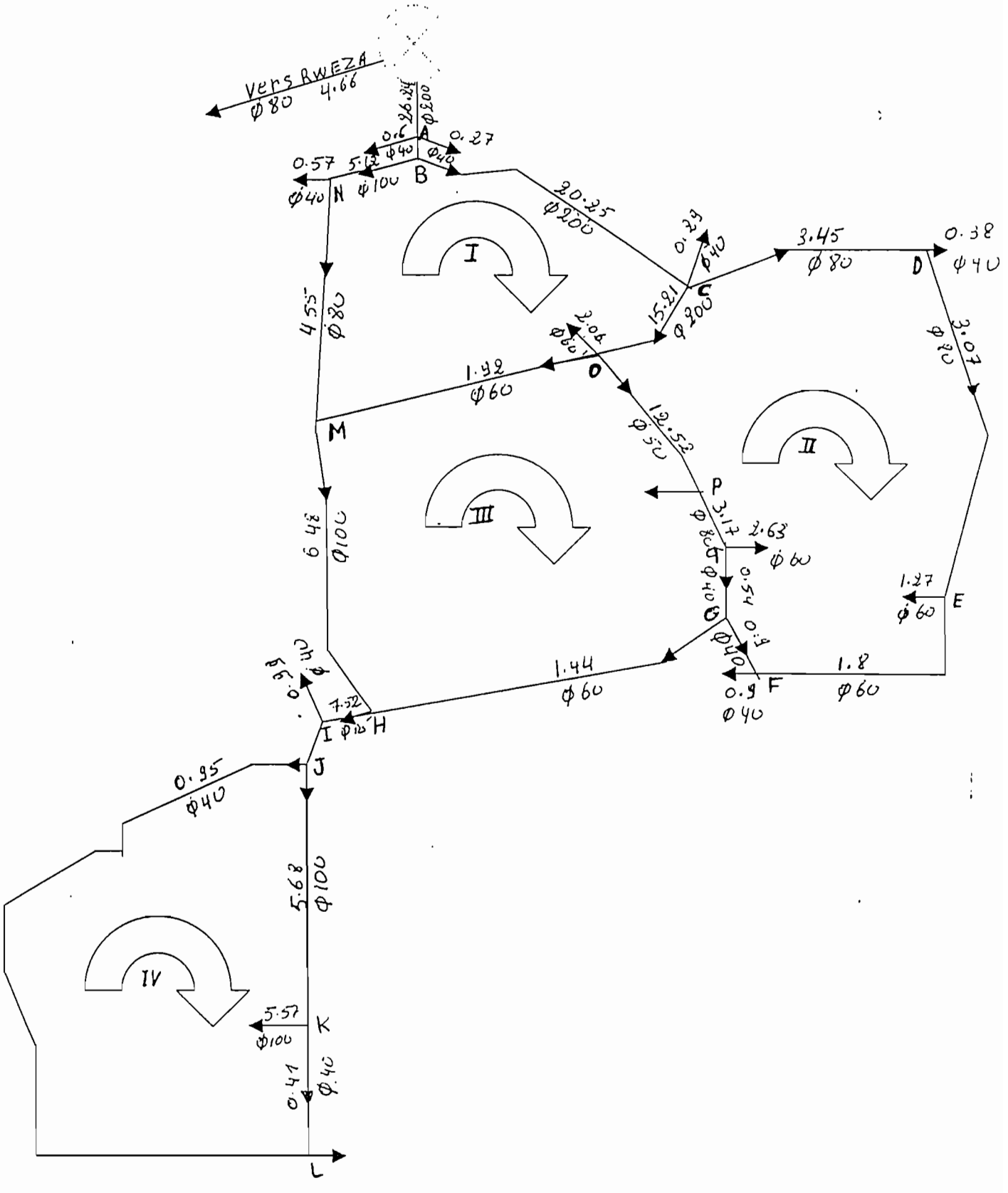
V.5.1. Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles

N° de la maille	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par hab/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
I	216	390	0,0029	1,13	1,7
II	498	899		2,6	3,9
III	1188	2146		6,223	9,35
IV	708	1279		3,7	5,57

V.5.2 Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles

N°des nœuds	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par hab/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	102	184	0.0029	0,53	0,8
C	36	65		0,19	0,29
D	48	87		0,25	0,38
F	114	206		0,6	0,9
I	126	228		0,66	0,99
L	174	314		0,91	1,36
N	72	130		0,38	0,57

V.5.3 Répartition provisoire des débits



V.5.4 Calcul du réseau maillé

Première itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	-	B - C	200	259	20,25	0,0019	0,49	24,2	0,02		0,02	20,27
	II	C - O	200	180	16,51	0,0013	0,23	13,31	0,02	0,38	0,4	16,91
	III	O - M	60	275	1,83	0,0093	2,56	1326,42	0,02	0,13	0,15	2,08
		M - N	80	250	-4,55	-0,0109	-2,72	597,8	0,02		0,02	-4,53
		N - B	100	142	-5,12	-0,0046	-0,65	126,95	0,02		0,02	- 5,1
					ΔQ = 0,02		-0,09	2088,68				
II	-	C - D	80	294	3,45	0,0066	1,94	562,32	-0,38	-	-0,38	3,07
	-	D - E	80	458	3,07	0,0054	2,47	804,56	-0,38	-	-0,38	2,69
	-	E - F	60	298	1,8	1,0082	2,44	1355,55	-0,38	-	-0,38	1,42
	-	F - G	40	68	0,9	0,0167	1,13	1255,55	-0,38	-	-0,38	0,52
	III	G - Q	40	223	-54	-0,0067	-1,49	2759,26	-0,38	0,13	0,25	-0,79
	III	Q - P	80	34	-3,17	-0,0057	-0,19	59,94	-0,38	0,13	0,25	-3,42
	III	P - O	150	274	-12,52	-0,0032	-0,88	71,43	-0,38	0,13	0,25	-12,77
	I	C - O	200	180	-16,51	-0,0013	-0,23	13,93	-0,38	0,02	0,4	-16,91
					ΔQ = 0,38		5,19	6882,54				
III	II	P - O	150	274	12,52	0,0032	0,88	71,43	-0,13	0,38	0,25	12,77
	II	Q -P	80	34	3,17	0,0057	0,19	59,94	-0,13	0,38	0,25	3,42
	II	G - Q	40	223	0,54	0,0067	1,49	2759,26	-0,13	0,38	0,25	0,79
	-	G - H	60	297	1,44	0,0055	1,63	1131,94	-0,13	-	0,25	1,31
	-	H - M	100	445	-6,48	-0,007	-3,11	479,94	-0,13	-	-0,13	-6,61
	I	M - O	60	275	-1,93	-0,0033	-2,56	1326,42	-0,13	-0,02	-0,15	-2,08
					ΔQ = 0,13		-1,48	5828,93				
IV		J - K	100	366	5,98	0,0061	2,23	372,91	0,33	-	0,33	6,31
		K - L	40	194	0,41	0,0041	0,79	1926,83	0,33	-	0,33	0,74
		L - J	40	841	-0,95	-0,0184	-15,47	1628,2	0,33	-	0,33	-0,62
					ΔQ = 0,33		-12,45	18583,95				

Deuxième itération

Maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de peinte l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	-	B - C	200	259	20,27	0,0019	0,49	24,17	-0,07	-	-0,07	20,2
	II	C - O	200	180	16,91	0,0014	0,25	14,78	-0,07	0,09	0,02	16,93
	III	O - M	60	275	2,08	0,0107	2,94	1413,46	-0,07	-0,05	-0,12	1,96
		M - N	80	250	-4,53	-0,0108	-2,7	596,03	-0,07	-	-0,07	-4,6
		N - B	100	142	-5,1	-0,0046	-0,65	127,45	-0,07	-	-0,07	-5,17
					ΔQ = - 0,07		0,33	2175,29				
II	-	C - D	80	294	3,07	0,0054	1,59	517,91	-0,09	-	-0,09	2,98
	-	D - E	80	458	2,69	0,0043	1,97	732,34	-0,09	-	-0,09	2,6
	-	E - F	60	298	1,42	0,0054	1,61	1133,8	-0,09	-	-0,09	1,33
	-	F - G	40	68	0,52	0,0063	0,43	826,92	-0,09	-	-0,09	0,43
	III	G - Q	40	223	-0,79	-0,0132	-2,94	372152	-0,09	-0,05	-0,14	-0,93
	III	Q - P	80	34	-3,42	-0,0065	-0,22	64,33	-0,09	-0,05	-0,14	-3,56
	III	P - O	150	274	-12,77	-0,0034	-0,93	72,83	-0,09	-0,05	-0,14	-12,91
	I	C - O	200	180	-16,91	-0,0014	-0,25	14,78	-0,09	0,07	-0,02	-16,93
					ΔQ = - 0,09		1,26	7084,43				
III	II	P - O	150	274	12,77	0,0034	0,93	72,83	0,05	0,09	0,014	12,91
	II	Q - P	80	34	3,42	0,0065	0,22	64,33	0,05	0,09	0,014	3,56
	II	G - Q	40	223	0,79	0,0132	2,94	3721,52	0,05	0,09	0,014	0,93
	-	G - H	60	297	1,31	0,0047	1,39	1061,07	0,05	0,09	0,05	1,36
	-	H - M	100	445	-6,61	-0,0073	-3,25	491,68	0,05	0,09	0,05	-6,56
	I	M - O	60	275	-2,08	-0,0107	-2,94	1413,46	0,05	0,09	0,12	-1,96
					ΔQ = 0,05		-0,71	6824,83				
IV		J - K	100	366	6,31	0,0067	2,45	388,27	0,08		0,08	6,39
		L - L	40	194	0,74	0,0118	2,29	3094,59	0,08		0,08	0,82
		L - J	40	841	-0,62	-0,0086	-7,23	11661,29	0,08		0,08	-0,54
					ΔQ = 0,08		-2,49	15144,15				

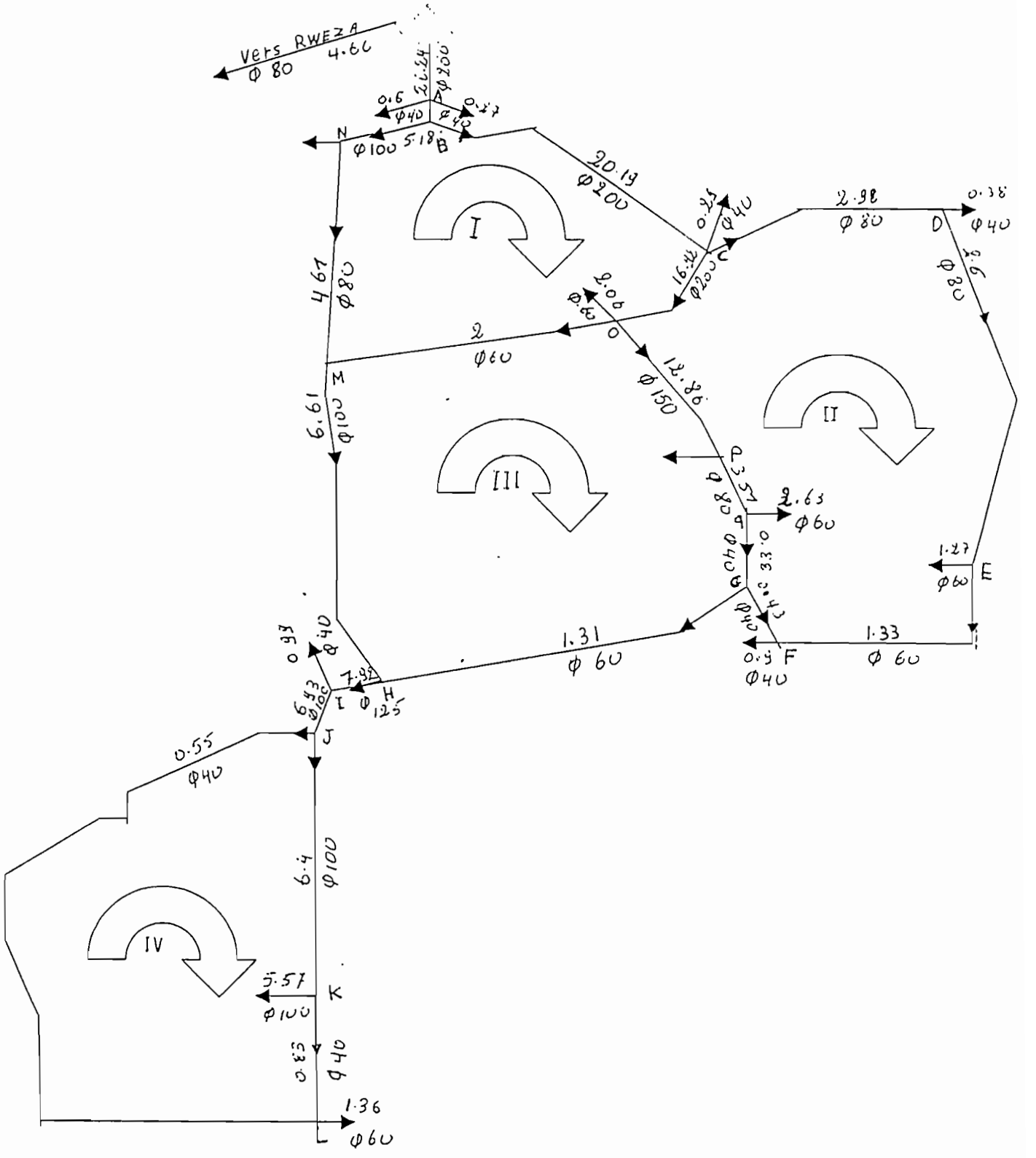
Troisième itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe I(s)	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	-	B - C	200	259	20,2	0,0019	0,49	24,26	0,01	-	0,01	20,21
	II	C - O	200	180	16,93	0,0014	0,25	14,77	0,01	0	0,01	16,94
	III	O - M	60	275	1,96	0,0096	2,64	1346,94	0,01	0,05	0,06	2,02
	-	M - N	80	250	-4,6	-0,0111	-2,77	602,17	0,01	-	0,01	-4,59
	-	N - B	100	142	5,17	-0,0047	-0,67	129,59	0,01	-	0,01	-5,16
					ΔQ = 0,01		-0,06	2117,73				
II	-	C - D	80	294	2,98	0,0051	1,5	503,35	0	_	0	2,98
	-	D - E	80	458	2,6	0,004	1,83	703,84	0	_	0	2,6
	-	E - F	60	298	1,33	0,0048	1,43	1075,19	0	_	0	1,33
		F - G	40	68	0,43	0,0045	0,31	720,93	0	_	0	0,43
	III	G - Q	40	223	-0,93	-0,0176	-3,92	4215,05	0	0,05	0,05	-0,88
	III	Q - P	80	34	-3,56	-0,007	-0,24	67,41	0	0,05	0,05	-3,51
	III	P - O	150	274	-12,91	-0,0034	-0,93	72,04	0	0,05	0,05	-12,86
	I	C - O	200	180	-16,93	-0,0014	-0,25	14,77	0	-0,01	-0,01	-16,94
					ΔQ = 0,002		-0,27	7372,58				
III	II	P - O	150	274	12,91	0,0034	0,93	72,04	-0,05	0	-0,05	12,86
	II	Q - P	80	34	3,56	0,007	0,24	67,41	-0,05	0	-0,05	3,51
	II	G - P	40	223	0,93	0,0176	3,92	4215,05	-0,05	0	-0,05	0,88
	_	G - H	60	297	1,36	0,005	1,48	1088,23	-0,05	_	-0,05	1,31
	_	H - M	100	445	-6,56	-0,0072	-3,2	487,8	-0,05	_	-0,05	-6,61
	I	M - O	60	275	-1,96	0,0096	-2,64	1346,94	-0,05	-0,01	-0,06	-2,02
					ΔQ = -0,05		0,73	7277,47				
IV		J - K	100	366	6,39	0,0068	2,49	389,67	0,01		0,01	6,4
		K - L	40	194	0,82	0,0141	2,73	3329,27	0,01		0,01	0,83
		L - J	40	841	-0,54	-0,0067	-5,63	10425,92	0,01		0,01	-0,53
					ΔQ = 0,01		-0,41	14144,86				

Quatrième itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe I(s)	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
	-	B - C	200	259	20,21	0,0019	0,49	24,24	-0,02	_	-0,02	20,19
	II	C - O	200	180	16,94	0,0014	0,25	14,76	-0,02	0	-0,02	16,92
	II	O - M	60	275	2,02	0,0101	2,78	1376,24	-0,02	0	-0,02	2
	-	M - N	80	250	-4,59	-0,011	-2,75	599,13	-0,02	_	-0,02	-4,61
	-	N - B	100	142	-5,16	-0,0047	-0,67	129,84	-0,02	_	-0,02	-5,18
					ΔQ = -0,02		0,1	2144,21				
II	_	C -D	80	294	2,98	0,0051	1,5	503,35	0	_	0	2,98
	_	D - E	80	458	2,6	0,004	1,83	703,84	0	_	0	2,6
	_	E - F	60	298	1,33	0,0048	1,43	1075,19	0	_	0	1,33
	_	F - G	40	68	0,43	0,0045	0,31	720,93	0	_	0	0,43
	III	G - Q	40	223	-0,88	-0,016	-3,57	4056,82	0	0	0	-0,88
	III	Q - P	80	34	-3,51	-0,0068	-0,23	65,53	0	0	0	-3,51
	III	P - O	150	274	-12,86	-0,0034	-0,93	72,32	0	0	0	-12,86
	I	C - O	200	180	-16,94	-0,0014	-0,25	14,76	0	0,02	0,02	-16,92
					ΔQ = 0,006		0,09	7212,74				
III	II	P - O	150	274	12,86	0,0034	0,93	72,32	0	0	0	12,86
	II	Q - P	80	34	3,51	0,0068	0,23	65,53	0	0	0	3,51
	II	G - P	40	223	0,88	0,016	3,57	4056,82	0	0	0	0,88
	_	G - H	60	297	1,31	0,0047	1,39	1061,07	0	_	_	1,31
	_	H - M	100	445	-6,61	-0,0073	-3,25	491,68	0	_	_	-6,61
	I	M - O	60	275	-2,02	-0,0101	-2,78	1376,24	0	0,02	0,02	-2
					ΔQ = 0,006		0,09	7123,66				
IV		J - K	100	366	6,4	0,0069	2,52	393,75	0		0	6,4
		K - L	40	194	0,83	0,0144	2,79	3361,46	0		0	0,83
		L - J	40	841	-0,53	-0,0065	-5,47	10320,75	0		0	-0,53
					ΔQ = 0,005		-0,16	14075,96				

V.5.5 Répartition finale des débits



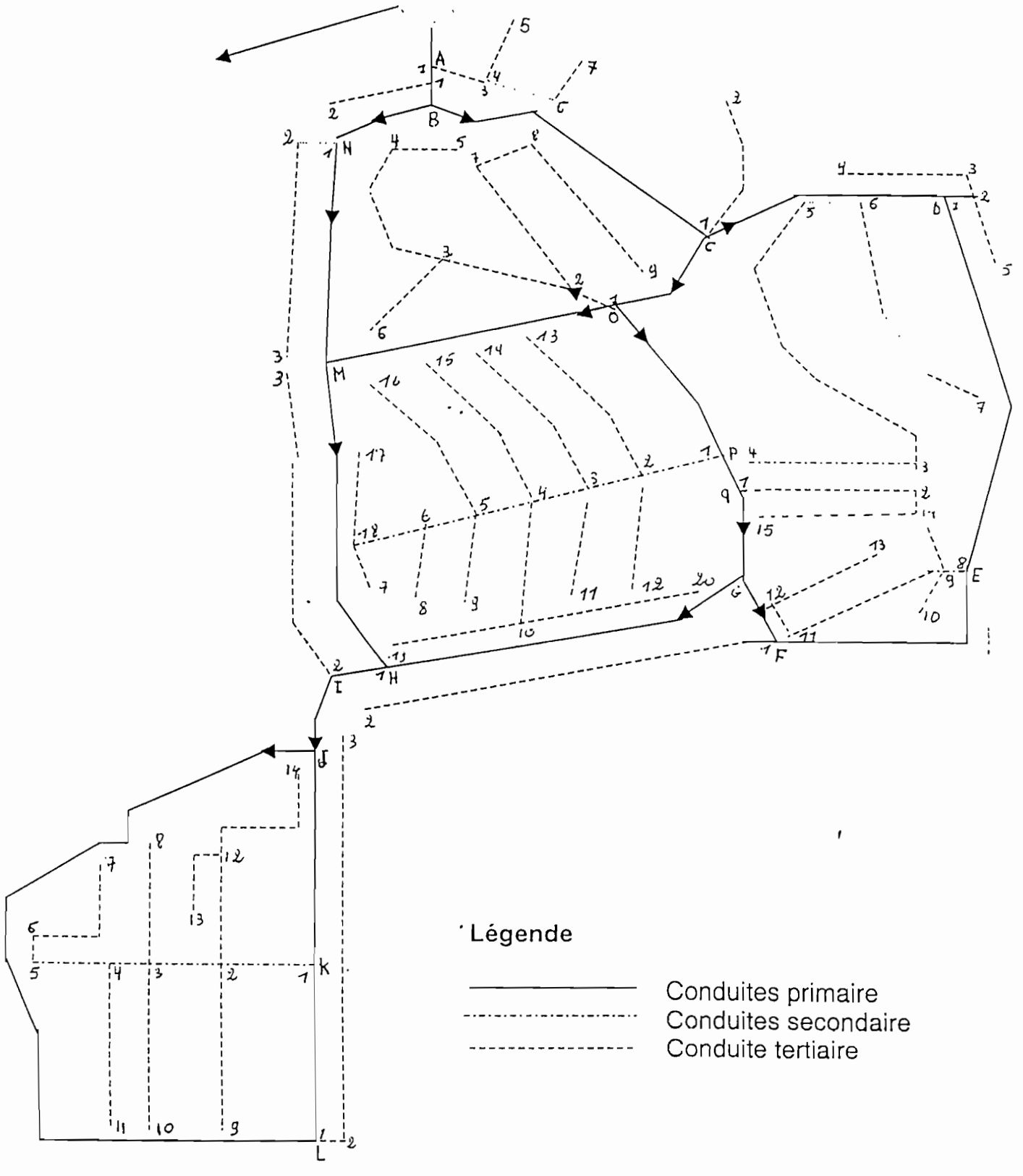
V.5.6 Dimensionnement des réseaux ramifiés

Pour faire arriver l'eau à l'intérieur des mailles, on ramifie les conduites primaires ceinturant les mailles par des conduites secondaires qui sont par après ramifiées par des conduites tertiaires. Les débits qui circulent dans ces conduites diminuent progressivement de l'amont à l'aval par suite à une alimentation en route.

Le dimensionnement ne peut donc se faire que par un débit q et d'un débit p à l'extrémité de la conduite qui occasionneraient la même perte de charge qu'un débit Q dans la conduite. Le débit sera déterminé à partir des formules :

$$q = p + 0{,}55Q$$
$$q = p + Q$$

V.5.7 Réseau complet de distribution



V.5.7.1 Répartition des débits aux tronçons dans les mailles

Maille	Tronçon	Effectif de la Population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
I	2 _ 3	48	87	0,0029	0,25	0,38
	3 _ 4	18	32		0,09	0,14
	3 _ 6	_	_		_	0,26
	4 _ 5	_	_		_	0,1
	2 _ 7	90	162		0,47	0,7
	7 _ 8	_	_		_	_
	8 _ 9	60	109		0,32	0,48
	1 _ 2	_			_	2,06
II	2 _ 3	30	54	0,0029	0,16	0,24
	3 _ 4	42	76		0,22	0,33
	3 _ 5	102	184		0,53	0,8
	5 _ 6					
	6 _ 7	102	184		0,53	0,8
	2 _ 14	_	_		_	_
	14 _ 15	60	108		0,31	0,46
	1 _ 2	_			_	2,63
	9 _ 10	18	33		0,1	0,15
	9 _ 11	48	87		0,25	0,37
	11 _ 12	_	_		_	
	12 _ 13	96	173		0,5	0,75
	8 _ 9					1,27

Maille	Tronçon	Effectif de la Population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
III	2 _ 13	126	227	0,0029	0,66	0,95
	2 _ 12	66	119		0,35	0,53
	2 _ 3	_	_		_	
	3 _ 14	138	249		0,73	1,09
	3 _ 11	84	152		0,44	0,66
	3 _ 4	_	_		_	
	4 _ 15	126	227		0,66	0,99
	4 _ 10	84	152		0,44	0,66
	4 _ 5	_	_		_	
	5 _ 16	126	227		0,66	0,99
	5 _ 9	184	152		0,44	0,66
	5 _ 6	_	_		_	_
	6 _ 8	84	152		0,44	0,66
	6 _ 18	_	_			
	18 _ 17	_	_		_	0,01
	18 _ 7	84	152		0,44	0,66
	10 _ 19	96	174		0,5	0,75
	10 _ 20	90	163		0,47	0,7
	1 _ 2	_			_	9,35
IV	2 _ 9	120	217	0,0029	0,63	0,95
	2 _ 12	168	303		0,88	1,32
	12 _ 13	30	54		0,15	0,23
	12 _ 14	42	76		0,22	0,33
	2 _ 3	_	_		_	
	3 _ 8	108	195		0,057	0,86
	3 _ 10	126	227		0,66	0,99
	3 _ 4	_			_	_
	4 _ 5	18	33		0,09	0,14
	5 _ 6	_	_		_	
	6 _ 7	42	76		0,22	0,33
	4 _ 11	54	98		0,28	0,42
	1 _ 2	_	_		_	5,57

V.7.2 Répartition des débits à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	1 _ 2	30	54	0,0029	0,15	0,23
	1 _ 3	24	43		0,12	0,18
	3 _ 4	12	22		0,06	0,09
	4 _ 5	12	22		0,06	0,09
	4 _ 6	24	43		0,12	0,18
	6 _ 7	_	_		_	0,07
C	1 _ 2	36	65	0,0029	19	0,29
D	1 _ 2	_	_	0,0029	_	_
	2 _ 3	_	_		_	_
	2 _ 5	18	32		0,09	0,14
	3 _ 4	30	54		0,16	0,24
F	1 _ 2	114	206	0,0029	0,6	0,9
L	1 _ 2	_	_	0,0029	_	_
	2 _ 3	174	314		0,97	1,36
I	1 _ 2	_	_	0,0029	_	_
	2 _ 3	126	228		0,66	0,99
	3 _ 4	_	_		_	_
N	1 _ 2	_	_	0,0029	_	_
	2 _ 3	72	130		0,38	0,57

V.5.7.3 Dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q pour L>100m q=P+Q pour L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
I	4 _ 5	0,1	_	0,1	0,1	20
	3 _ 4	0,24	_	0,24	0,13	20
	3 _ 6	0,5	_	0,5	0,5	20
	2 _ 3	0,88	_	0,88	0,88	40
	8 _ 9	0,48	_	0,48	0,26	20
	7 _ 8	_	0,48	0,48	0,48	30
	2 _ 7	1,18	_	1,18	0,65	30
	1 _ 2	_	2,06	2,06	2,06	60
II	6 _ 7	0,8	_	0,8	0,44	30
	5 _ 6	_	0,8	0,8	0,44	40
	3 _ 5	1,6	_	1,6	0,88	40
	3 _ 4	0,33	_	0,33	0,33	30
	2 _ 3	2,17	_	2,17	2,17	60
	14 _ 15	0,46	_	0,46	0,25	20
	2 _ 14	_	2,63	2,63	2,63	60
	1 _ 2	_	2,63	2,63	2,63	60
	12 _ 13	0,75	_	0,75	0,42	30
	11 _ 12	_	0,75	0,75	0,75	40
	9 _ 11	1,12	_	1,12	1,12	40
	9 _ 10	0,15	_	0,15	0,15	20
	8 _ 9	_	1,27	1,27	1,27	60

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q pour L>100m q=P+Q pour L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
III	18 _ 7	0,66	_	0,66	0,36	30
	18 _ 17	0,01	_	0,01	0,01	20
	6 _ 18	_	0,67	0,67	0,67	40
	6 _ 8	0,66	_	0,66	0,36	30
	5 _ 6	_	1,33	1,33	1,33	60
	5 _ 16	0,99	_	0,99	0,54	30
	5 _ 9	0,66	_	0,66	0,36	30
	4 _ 5	_	2,98	2,98	2,98	60
	4 _ 15	0,99	_	0,99	0,54	30
	10 _ 19	0,75	_	0,75	0,42	30
	10 _ 20	0,7	_	0,7	0,39	30
	4 _ 10	2,11	_	2,11	1,16	40
	3 _ 4	_	6,08	6,08	6,08	100
	3 _ 14	1,09	_	1,09	0,6	30
	3 _ 11	0,66	_	0,66	0,36	30
	2 _ 3	_	7,83	7,83	7,83	100
	2 _ 13	0,99	_	0,99	0,54	30
	2 _ 12	0,53	_	0,53	0,29	30
	1 _ 2	_	9,35	9,35	9,35	125
IV	6 _ 7	0,33	_	0,33	0,18	20
	5 _ 6	_	0,33	0,33	0,33	30
	4 _ 5	0,47	_	0,47	0,47	30
	4 _ 11	0,42	_	0,42	0,23	20
	3 _ 4	_	0,89	0,89	0,89	40
	3 _ 8	0,86	_	0,86	0,47	30
	3 _ 10	0,99	_	0,99	0,54	30
	2 _ 3	_	2,74	2,74	2,74	60
	12 _ 14	0,33	_	0,33	0,18	20
	12 _ 13	0,23	_	0,23	0,23	20
	2 _ 12	1,88	_	1,88	1,03	40
	2 _ 9	0,95	_	0,95	0,52	30
	1 _ 2	_	5,57	5,57	5,57	100

V.5.7.4 dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval	Débit dans le tronçon	q=P+0,55 Q si L>100m q=P+Q si L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
A	6 _ 7	0,07	_	0,07	0,07	20
	4 _ 6	0,25	_	0,25	0,25	20
	4 _ 5	0,09	_	0,09	0,09	20
	3 _ 4	0,43	_	0,43	0,43	30
	1 _ 3	0,61	_	0,61	0,61	40
	1 _ 2	0,23	_	0,23	0,23	20
C	1 _ 2	0,29	_	0,29	0,29	20
D	2 _ 5	0,14	_	0,14	0,14	20
	4 _ 3	0,24	_	0,24	0,24	20
	3 _ 2	_	0,24	0,24	0,24	20
	1 _ 2	_	0,38	0,38	0,38	30
F	1 _ 2	0,9	_	0,9	0,9	40
L	2 _ 3	1,36	_	1,36	1,36	60
	1 _ 2	_	1,36	1,36	1,36	60
I	2 _ 3	0,99	_	0,99	0,99	40
	2 _ 4	_	6,93	6,93	6,93	100
	1 _ 2	_	7,92	7,92	7,92	125
N	2 _ 3	0,57	_	0,57	0,57	30
	1 _ 2	_	0,57	0,57	0,57	30

V.6 Détermination de la côte définitive du radier du réservoir de Stockage

La détermination du radier tient compte des pertes de charge dans la conduite d'adduction et les pertes de charge dans le réseau de distribution.

Au paragraphe IV.3.12, nous avons démontré que la partie favorable pour l'emplacement du réservoir est la partie Est du quartier Gasekebuye. Nous remarquons également que la partie du réseau qui influence cet emplacement est la maille I où les pertes de charge au point de puisage le plus éloigné sont obtenues en tenant compte des pertes de charge depuis le réservoir jusqu'au point considéré.

Dans ce cas, nous considérons les pertes de charge des tronçons :
R-A ; A-B ; B-C ; C-O ; 1-2 ; 2-7 ; 7-8 ; 8-9.

V.6.1 Calcul des pertes de charge dans la conduite d'adduction

Depuis la côte provisoire du radier du réservoir de stockage au lieu de raccordement de la conduite d'adduction avec le réseau de distribution, la conduite d'adduction a une longueur de 250 m. Cette distance est petite grâce à une forte pente du terrain naturel permettant un écoulement libre facile.

V.6.1.1 Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge sont données par la formule fondamentale de DARCY-Weisback (voir paragraphe IV.3.14.4.1)

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} . L$$

Le coefficient de perte de charge λ est trouvé à partir du nombre de Reynolds Re et de la rugosité relative K/D.

V : vitesse d'écoulement
D : diamètre de la conduite
K : rugosité absolue de la conduite

Avec une température de l'eau de 25°C, $\nu = 0.8 \times 10^{-6}\ m^2/s$

$$Re = V.D/\lambda = \frac{1.0,2}{0,8.10^{-6}} = 2,5.10^5 \qquad K/D = 10^{-4}\ m/0,2m = 0,0005$$

Le diagramme de Moody donne $\lambda = 0,01687$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} L$$

$$J = \frac{0,01687 \times (1)^2}{2 \times 9,81 \times 0,2}$$

J=0.0043 m

Les pertes de charge linéaires totales sont : 0,0043m x 250 = 1,075m

V.6.1.2 Les pertes de charge singulières

Sachant que les pertes de charge singulières sont provoquées par un changement de diamètre de la conduite, un changement de direction ainsi que des obstacles pendant l'écoulement, les pertes de charge dans cette conduite sont dues à la fois à la crépine à la sortie du réservoir qui bloquer l'introduction dans la conduite des corps de grandes dimensions ainsi que 3 coudes de changement de direction.
Les pertes de charge singulières sont donc trouvées suivant la relation suivante :

$$Js = KV^2/2g$$

K : coefficient dépendant du type de singularité
g : accélération de la pesanteur
V : vitesse d'écoulement

En utilisant l'abaque en annexe n°3, les pertes de charge occasionnées par la crépine sont de 0,15.
Pour les coudes à angle droit, Js = 0,015m par coude
Les pertes de charge singulières totales sont 0,15m + 0,045m = 0,095m

Les pertes de charge totales dans la conduite d'adduction sont donc la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charges singulières :
Jtot = 1,075 + 0,195m = 1,27m.

Tronçon	Pertes de charge partielles (m)	Pertes de charge cumulées (m)
R - A	1,27	1,27
A - B	0,005	1,275
B - C	0,49	1,765
C - O	0,25	2,015

V. 6.2 Calcul des pertes de charge dans la maille I

Tronçon	Débit	Diamètre (mm)	Longueur	Perte de charge par mètre j (m/m)	Perte de charge totale
1 _ 2	2,06	60	87	0,0105	0,91
2 _ 7	1,18	30	166	0,1069	17,74
7 _ 8	0,48	30	103	0,0216	2,22
8 _ 9	0,48	30	137	0,0216	2,96
2 _ 3	0,88	40	95	0,016	1,52
3 _ 6	0,5	20	99	0,1611	15,95
3 _ 4	0,24	20	221	0,0436	9,63
4 _ 5	0,1	20	55	0,0092	0,51

V 6.3 Détermination de la côte du radier

Tronçon	Altitude du T.N (m)	Pression au sol (m)	Pertes de charge partielles	Pertes de charge cumulées	Côte du radier
R - O	905,3	23	2,015	2,015	930,35
1 _ 2	908,21	23	0,91	2,925	934,135
2 _ 7	919,6	23	17,74	20,665	963,265
7 _ 8	926,4	23	2,22	22,885	972,285
8 _ 9	909,7	23	2,96	25,845	958,545

Le tableau ci-dessus nous donne la côte 972,285 comme la côte la plus grande. A cette côte, nous ajoutons 1m20cm de profondeur de la fouille des tranchés pour la pose des conduites.

En comparant la côte provisoirement fixée à celle calculée, nous constatons que la côte définitive où le réservoir sera placé est celle qu'on s'est fixée au départ (990m).

V .7 Dimensionnement du réseau maillé du quartier RWEZA

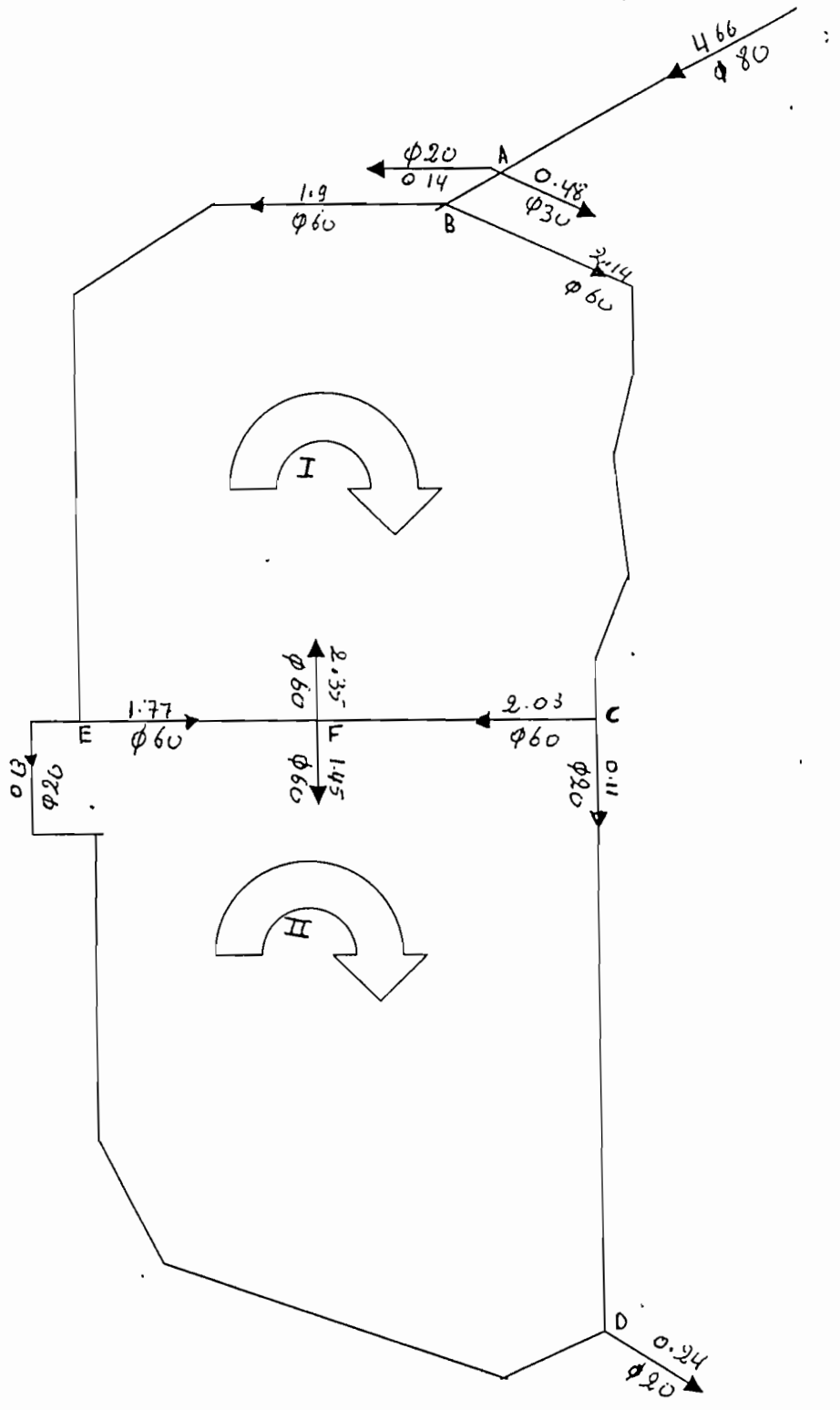
V.7.1 Evaluation des besoins en eau potable dans Les mailles

N° de la maille	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
I	300	542	0,0029 l/s	1,57	2,35
II	186	336	0,0029 l/ s	0,97	1,45

V.7.2 Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles

Dénomination Nœud	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	78	141	0,0029	0,41	0,62
D	30	54	0,0029	0,16	0,24

V.7.3 Répartition provisoire des débits dans le quartier RWEZA

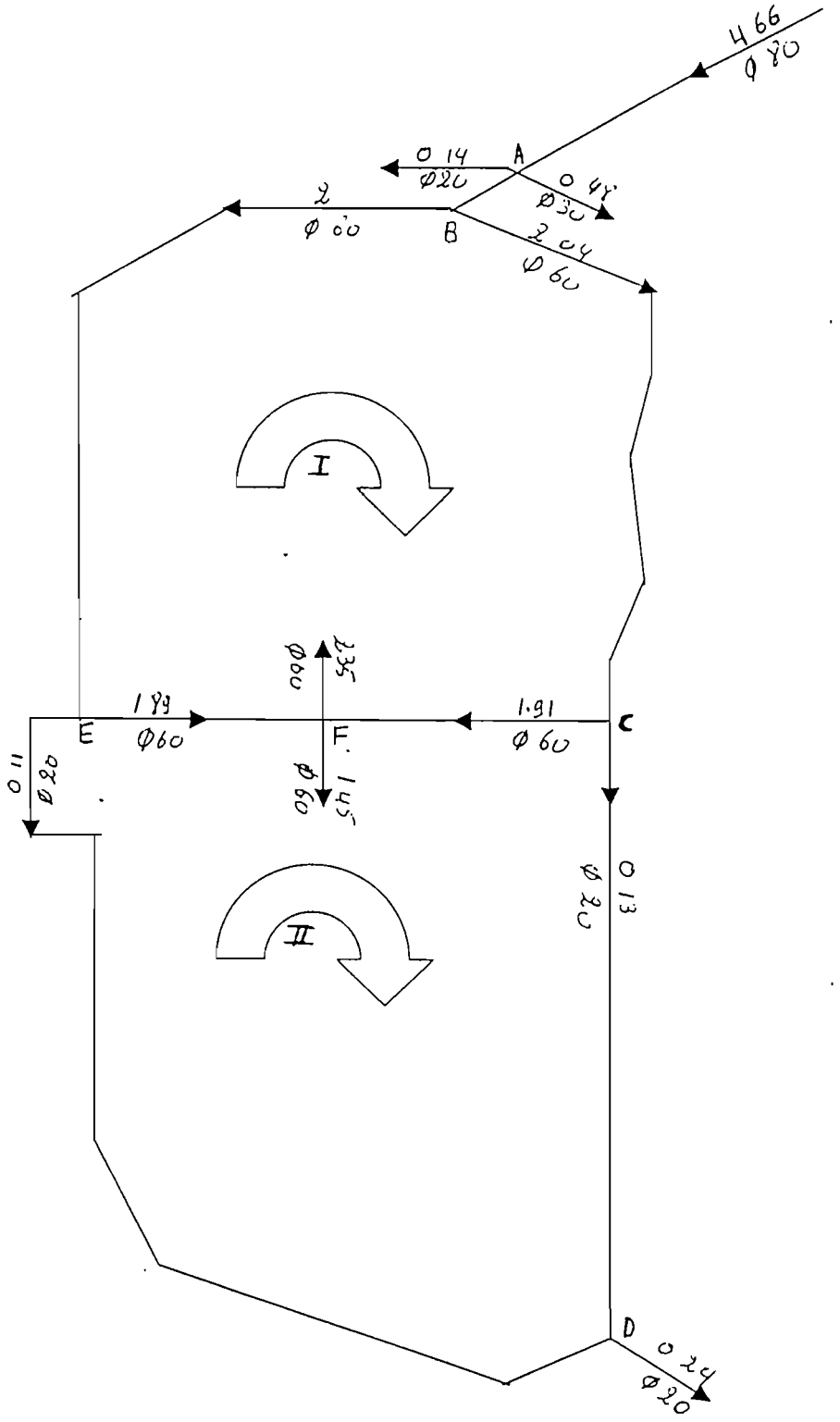


N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	- II II -	B - C	60	367	2,14	0,01123	4,12	1925,23	-0,1		-0,1	2,04
		C - F	60	54	2,03	0,0102	0,55	270,94	-0,1	-0,02	-0,12	1,91
		F - E	60	76	-1,77	-0,008	-0,61	344,63	-0,1	-0,02	-0,12	-1,89
		E - B	60	354	-1,9	-0,0091	-3,22	1694,74	-0,1		-0,1	-2
					ΔQ = -0,1		0,84	4235,54				
II	- - I I	C - D	20	241	0,11	0,0109	2,63	23909,09	0,2		0,2	0,13
		D - E	20	325	-0,13	-0,0146	-4,75	36538,46	0,2		0,2	-0,11
		E - F	60	76	1,77	0,008	0,61	344,63	0,2	0,1	0,2	1,89
		F - C	60	54	-2,03	-0,0102	-0,55	270,94	0,2	0,1	0,2	-1,91
					ΔQ = 0,02			61063,12				

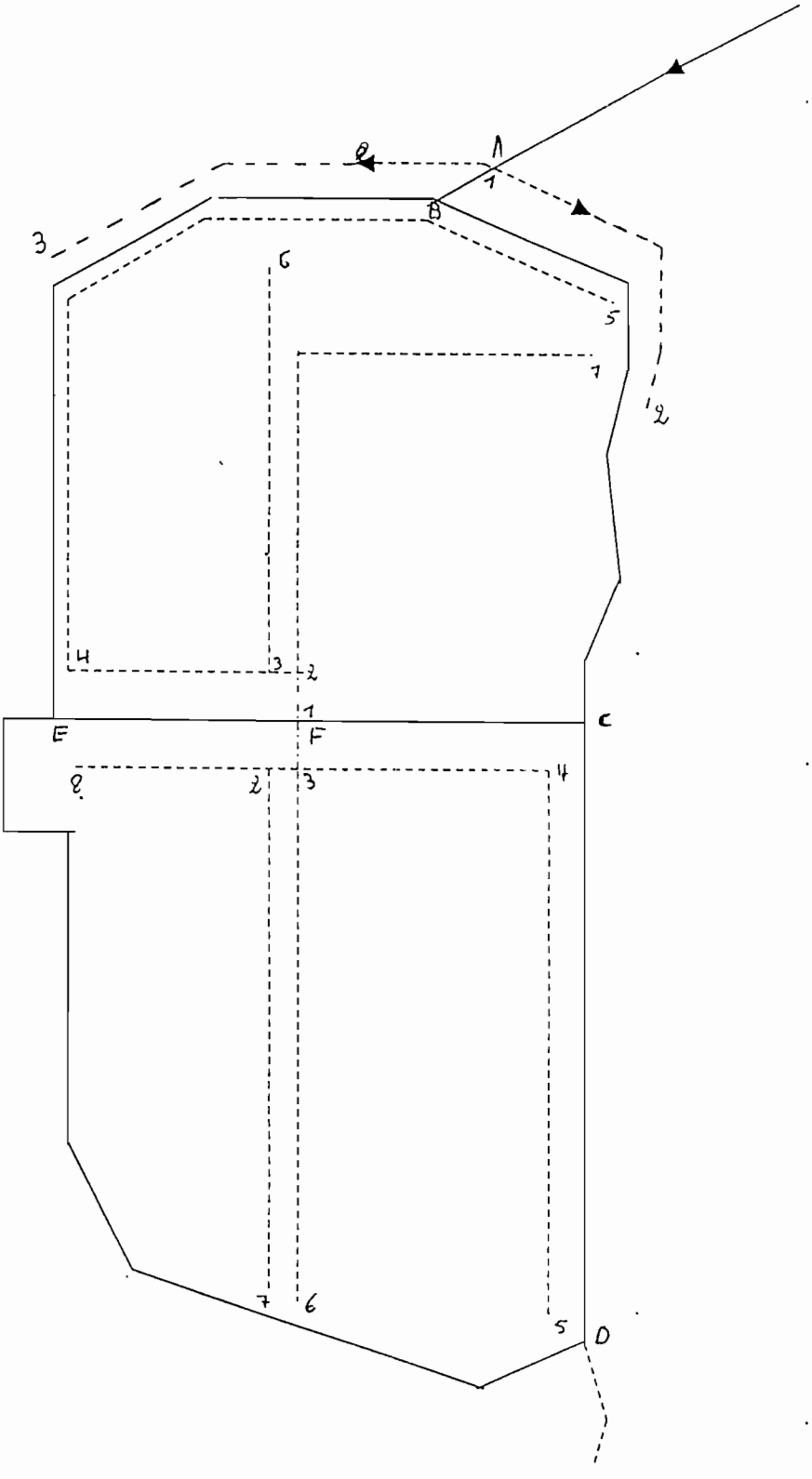
Deuxième correction

I	- II II -	B - C	60	367	2,04	0,0103	3,78	1852,94	0		0	2,04
		C - F	60	54	1,91	0,0092	0,5	261,78	0	0	0	1,91
		F - E	60	76	-1,89	-0,009	-0,68	359,79	0	0	0	-1,89
		E - B	60	354	-2	-0,01	-3,54	1770	0		0	-2
					ΔQ = 0,007		0,06	4244,51				
II	- - I I	C - D	20	241	0,13	0,0146	3,52	27076,92	0		0	0,13
		D - E	20	325	-0,11	-0,0108	-3,51	31909,09	0	0	0	-0,11
		E - F	60	76	1,89	0,009	0,68	359,79	0	0	0	1,89
		F - C	60	54	-1,91	-0,0092	-0,5	1852,94	0		0	-1,91
					ΔQ = 0,006		0,19	61198,74				

V.7.4 Répartition finale des débits



V.7.5 Réseau complet de distribution



V.7.5.1 répartition des débits aux tronçons dans les mailles

Maille	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
I	1 _ 2	_	_	0,0029	_	2,35
	2 _ 3	_	_		_	1,31
	3 _ 4	_	_		_	0,79
	4 _ 5	102	184		0,53	0,79
	3 _ 6	66	119		0,35	0,52
	2 _ 7	132	239		0,69	1,04
II	1 _ 2	_	_	0,0029	_	1,45
	2 _ 3	_	_		_	0,99
	3 _ 4	_	_		_	0,52
	4 _ 6	66	119		0,35	0,52
	3 _ 6	60	108		0,31	0,47
	2 _ 7	42	76		0,22	0,33
	2 _ 8	18	33		0,09	0,13

V.7.5.2 Répartition des débits à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	1 _ 2	36	65	0,0029	0,19	0,29
	1 _ 3	42	76		0,22	0,33
D	1 _ 2	30	54	0,0029	0,16	0,24

V.7.5.3 dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q si L>100m q=P+Q si L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
I	4 _ 5	0,79	_	0,79	0,44	30
	4 _ 3	_	0,79	0,79	0,79	40
	3 _ 6	0,52	_	0,52	0,29	20
	2 _ 3	_	1,31	1,31	1,31	60
	2 _ 7	1,04	_	1,04	0,57	30
	1 _ 2	_	2,35	2,35	2,35	60
II	4 _ 5	0,52	_	0,52	0,29	20
	3 _ 4	_	0,52	0,52	0,52	30
	3 _ 6	0,47	_	0,47	0,26	20
	2 _ 3	_	0,99	0,99	0,99	40
	2 _ 7	0,33	_	0,33	0,18	20
	2 _ 8	0,13	_	0,13	0,13	20
	1 _ 2	_	1,45	1,45	1,45	60

V.7.5.4 Dimensionnement des conduites à extrieur des mailles

Nœud	Tronçons	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q si L>100m q=P+Q si L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
A	1-2	0.29	-	0.29	0.16	20
	1-3	0.33	-	0.33	0.18	20
D	1-2	0.24	-	0.24	0.24	20

CHAP.VI DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

VI.1. Utilité du réservoir

Le réservoir proposé dans notre quartier aura une double fonction :

- assurer la sécurité de la distribution en cas de défaillance de courte durée et compenser les fluctuations de consommation. Il permettra aussi de mettre en réserve une quantité importante utilisable pour extinction des incendies, les coupures d'électricité, la rupture des conduites d'adduction ;
- assurer une régulation de la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement de la pompe.

VI.2. Capacité du réservoir

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 souvent variable.

VI.2.1 Valeur théorique de la capacité du réservoir

Les études faites sur le relevé des débits horaires consommés ont montré que ces derniers varient en fonction des activités du jour. Le débit horaire est minimal pendant la nuit entre 24 heures et 6 heures et devient maximal pendant la journée entre 7 heures et 11 heures (qui sont les heures de pointe).
Le réservoir sera à mesure de contenir le surplus d'eau pendant les heures creuses pour répondre facilement à la demande pendant les heures de pointe.
Le débit maximal est donc :
$Q_{max/h} = 1{,}3 \overset{0}{0} 2{,}5\ Q_{max/J}$

D'après les études faites par G.K.W.
$Q_{max/h} = 1{,}44\ Q_{max/J}$
$= 1{,}87\ Q_{max/h}$ à Bujumbura

A partir de ces études, un tableau des coefficients horaires a été établi pour être appliqué au débit moyen de consommation. Le coefficient horaire est 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

Période	Coefficients
24h à 1h	0,38
1h à 2h	0,25
2h à 3h	0,38
3h à 4h	0,5
4h à 5h	0,6
5h à 6h	0,85
6h à 7h	1,44
7h à 8h	1,35
8h à 9h	1,5
9h à 10h	1,15
10h à 11h	1,5
11h à 12h	0,85
12h à 13h	1,35
13h à 14h	1,35
14h à 15h	1
15h à 16h	1,15
16h à 17h	1,35
17h à 18h	1,15
18h à 19h	1
19h à 20h	1,35
20h à 21h	1
21h à 22h	1
22h à 23h	0,85
23h à 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 les besoins journaliers sont estimés à 2224,375m3/j, le débit de refoulement appelé aussi débit de pompage est de :

$$Q = \frac{2224{,}375 m^3 / j}{10 h / j} = 222{,}4375 m^3 / heure$$

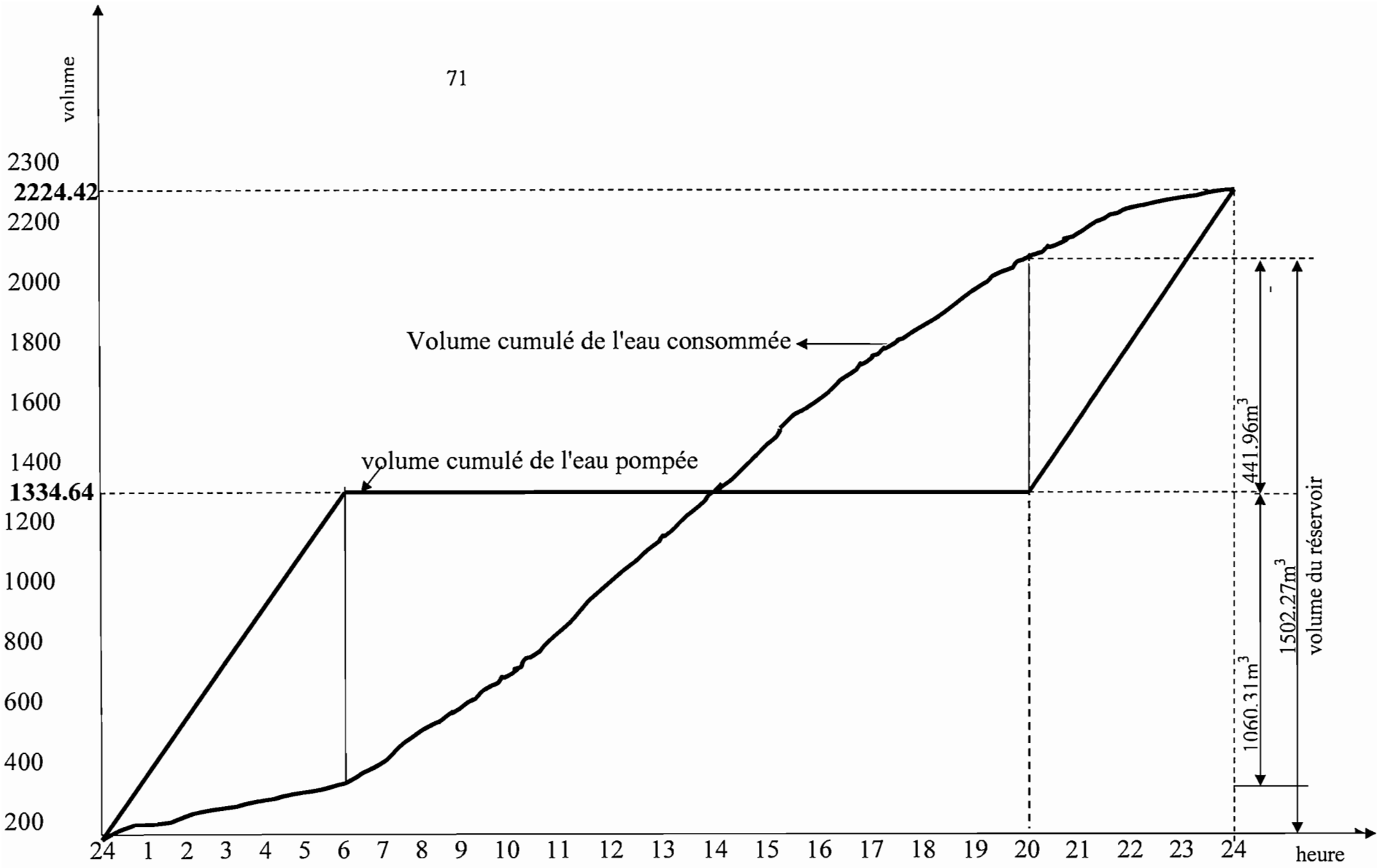
Le débit horaire moyen de consommation sera de :
(2224,375m^3/j)/24h = 92,682 m^3/h

Tableau de la répartition journalière des consommations

Heures	Apport(m^3)	Consommation théorique	Coeff. Horaire	Consommation (m^3)	Solde 2-5 (m^3)	Solde total
24 – 1	222,44	92,68	0,38	35,22	187,22	187,22
1 – 2	222,44	92,68	0,25	23,17	199,27	386,49
2 – 3	222,44	92,68	0,38	35,22	187,22	573,71
3 – 4	222,44	92,68	0,5	46,34	176,1	749,81
4 – 5	222,44	92,68	0,6	55,60	166,84	916,65
5 – 6	222,44	92,68	0,85	78,78	143,66	**1060,31**
6 – 7	0	92,68	1,44	133,46	-133,46	926,85
7 – 8	0	92,68	1,35	125,12	-125,22	801,73
8 – 9	0	92,68	1,5	139,02	-139,02	662,71
9 – 10	0	92,68	1,15	106,58	-106,58	556,13
10 – 11	0	92,68	1,5	139,02	-139,02	917,11
11 – 12	0	92,68	0,85	78,78	-78,78	338,33
12 – 13	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	213,21
13 – 14	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	88,09
14 – 15	0	92,68	1	92,68	-92,68	-4,59
15 – 16	0	92,68	1,15	101,95	-101,95	-106,54
16 – 17	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	-231,66
17 – 18	0	92,68	1,16	107,51	-107,51	-335,17
18 – 19	0	92,68	1	92,68	-92,68	-431,85
19 – 20	0	92,68	1,36	125,12	-125,12	**-556,97**
20 – 21	222,44	92,68	1	92,68	129,76	-427,21
21 – 22	222,44	92,68	1	92,68	129,76	-297,45
22 – 23	222,44	92,68	0,85	78,78	143,66	-153,79
23 - 24	222,44	92,68	0,71	65,80	156,69	2,85

L'amplitude maximale fournie par la colonne "solde total" donne la capacité maximale du réservoir pour alimenter le réseau de distribution en permanence.
Le solde total varie entre $-556,97m^3$ et $1060,31m^3$, la capacité est ainsi :

$$1060,31m^3 + 556,97m^3 = 1617,27m^3$$


volume
2300
2224.42
2200
2000
1800
1600
1400
1334.64
1200
1000
800
600
400
200
Volume cumulé de l'eau consommée
volume cumulé de l'eau pompée
441.96m3
1502.27m3
1060.31m3
volume du réservoir
24 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
heure

Ces courbes nous donnent le volume du réservoir qui est de 1502,27m^3 inférieur au volume obtenu par calcul. Nous allons alors considérer le volume de 1617,27m^3 obtenu par calcul comme le volume de notre réservoir.

VI.2.2 La valeur pratique de la capacité du réservoir

Par calcul, nous avons obtenu un volume du réservoir qui s'élève à 1617,27m^3 tandis que le volume trouvé pratiquement équivaut à 1502,27m^3. Le réservoir sera donc dimensionné en tenant compte du volume de 1617,27m^3 plus 360m^3 pour trois réserves d'incendie.
Le volume du réservoir est enfin de 1617,27m^3 + 360m^3 = 1977,27m^3.

VI.3 Choix de la forme du réservoir

Les réservoirs utilisés ont souvent la forme circulaire, rectangulaire ou carrée. Du point de vu économique, quelques comparaisons nous permettent de trouver la forme de notre réservoir :

1. a volume et hauteur données, à une surface en plan donnée, le développement de la paroi la plus faible conduira à un choix du réservoir moins coûteux. La paroi la plus faible est donc celle d'un cercle.
2. les réservoirs sont soumis à la pression hydraulique. Comme on sait que la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle, un réservoir circulaire ne sera donc soumis qu'à un effort normal de traction.

On a constaté que les réservoirs carrés et rectangulaires sont plus coûteux du point de vu béton, acier, coffrage et étanchéité que le réservoir circulaire. Le réservoir choisi est donc de forme circulaire par sa facilité de construction et son prix inférieur par rapport aux autres formes ci haut citées.

VI.4 DIMENSIONS DU RESERVOIR

Nous considérons trois grandes parties du réservoir :

- la dalle de couverture ;
- la paroi circulaire ;
- le radier.

A volume constant (1977,27m^3), les dimensions de notre réservoir seront déterminées en tenant compte d'une surface totale minimale.

A une hauteur donnée, nous pouvons trouver le diamètre et la surface minimale par les formules suivantes :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}}$$

Surface latérale = D x π x H

Surface totale = surface latérale + surface de la base fois deux

Hauteur	Diamètre (m)	Surface latérale (m^2)	Surface totale (m^2)
2,5	31,74	249,15	1830,81
3	28,97	272,89	1590,52
3,5	26,82	294,8	1129,32
4	25,09	315,13	980,32

Nous constatons que plus la hauteur augmente, plus le diamètre diminue, par conséquent, la surface totale diminue. Nous considérons donc une hauteur d'eau de 4m, un diamètre de 25m et la hauteur du niveau de l'eau à la dalle de 40cm.

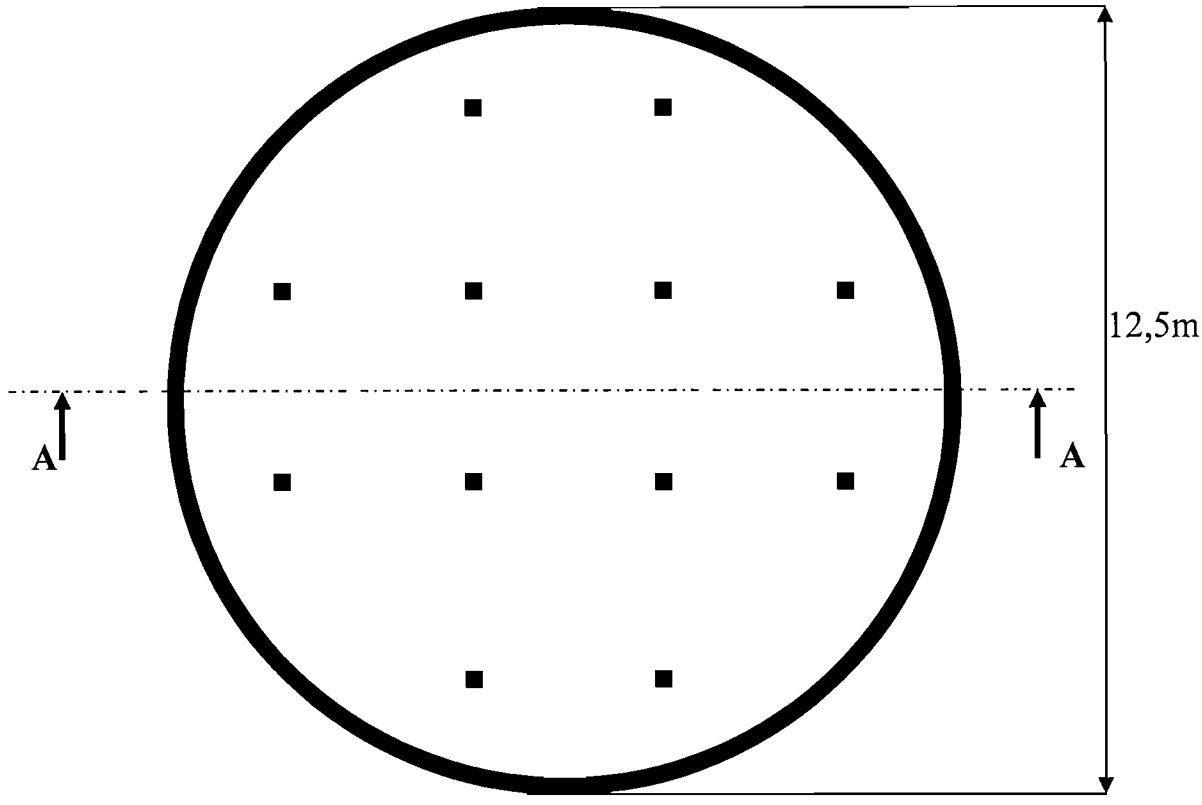
La hauteur totale de' notre réservoir sera donc 4,4m.

Etant donné que le diamètre trouvé est relativement grand, nous avons proposé deux réservoirs égaux et parallèles qui se communiquent en bas par un tuyau de façon que le niveau d'eau reste toujours le même dans les deux.

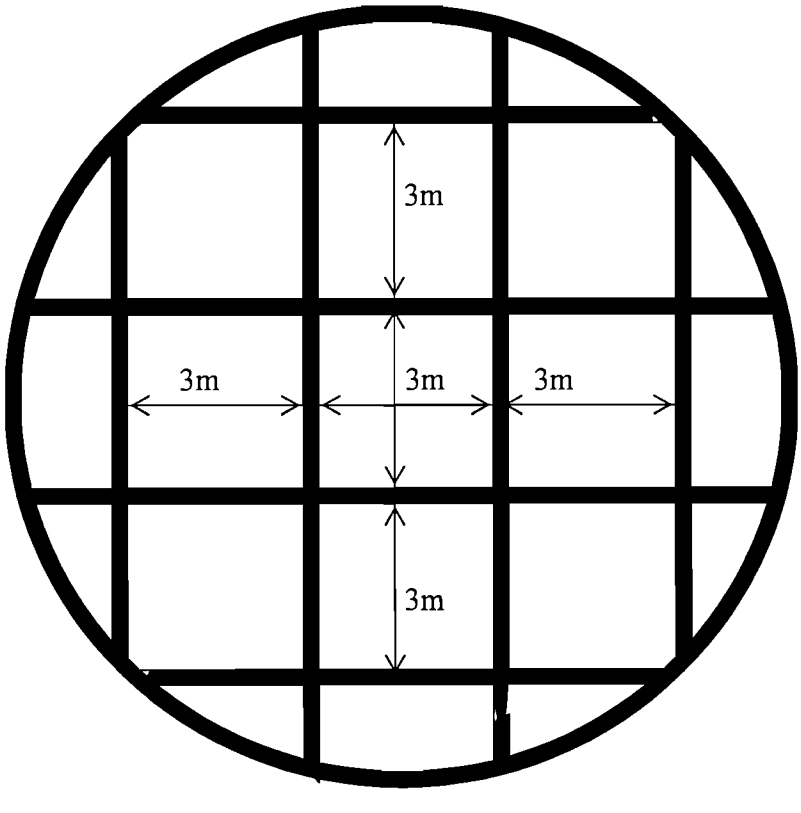
Les dimensions de chacun des deux réservoirs sont les suivantes :

- diamètre :12,5m ;
- épaisseur de la dalle : 15cm ;
  épaisseur de la paroi : 20cm ;
  epaisseur du béton de propreté : 30cm ;
- épaisseur du radier : 20cm ;
- section du poteau supportant la dalle : 20cm x 20cm ;
- section de la poutre supportant la dalle : 30cm x 20cm ;
- épaisseur du sable de propreté : 5cm..

VI.4.1 Vue en plan du réservoir

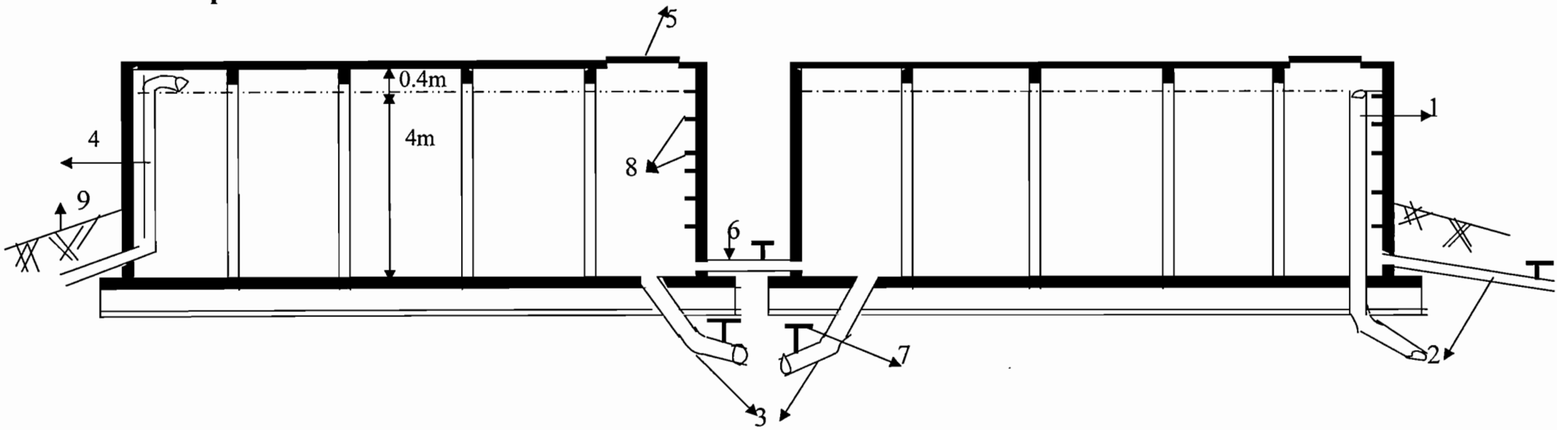


VI.4.2 Plan des poutrelles de la dalle



Echelle: 1/100

VI.4.3 Coupe A-A



Echelle : 1/100

1. Trop plein
2. Tuyau de distribution
3. Tuyau de vidange
4. Tuyau d'amené
5. Chambre de visite
6. Tuyau de liaison
7. Vanne
8. Escalier
9. sol naturel

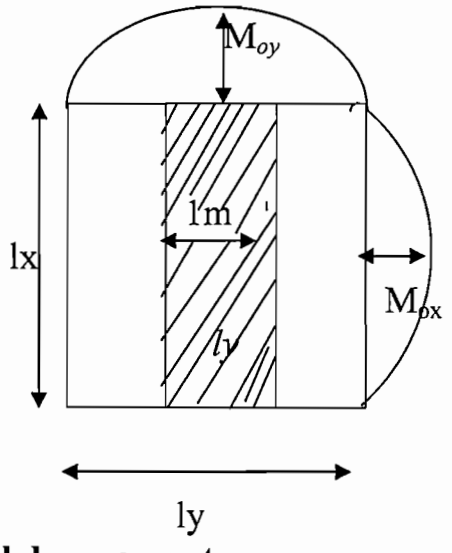
VI.5 Calcul des armatures

VI.5.1 Dalle de couverture

Les dalles sont des éléments plats, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, chargés perpendiculairement à leur plan moyen (un élément dont la largeur dépasse 5fois d'épaisseur peut être considérée comme dalle) les dalles sont utilisées comme tabliers de pont ou comme planchers des bâtiments. Elles s'appuient soit sur un réseau de poutres, soit sur des mûrs porteurs, soit directement sur des poteaux.

-dalle portant dans une seule direction ly/lx≥2;

-dalle portant dans deux directions ly/lx<2.



$M_{ox} = \mu x p l^2$

$M_{oy} = \mu y M_{ox}$

VI.5.1.1 Calcul des moments

1.Charges permanentes : G = a x b x e xγ

a : longueur de la bande considérée

b : largeur de la bande considérée

e : épaisseur de la dalle

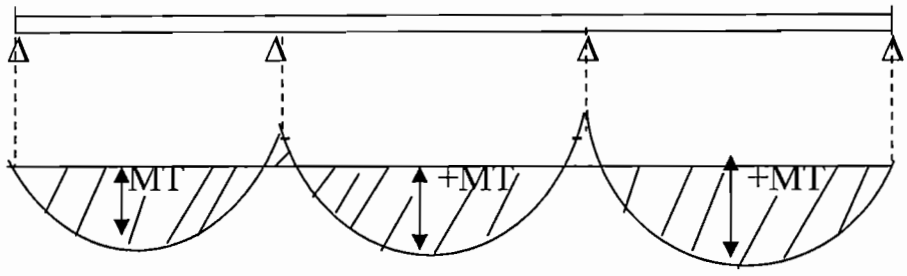
γ: masse volumique du béton

G = (3,2 x 1 x 0,15 x 2500) = 1200 daN

2. Les surcharges Q = 150 daN /m² x (1 x 3,2)m² = 480 daN

Le moment dû aux charges permanentes est calculé avec la formule suivante :

$Pu=1,35G+1,5Q=(1,35\times 1200+1,5\times 480)daN=2340daN$



La répartition des moments fléchissants dépend de l'allure de la rigidité à la flexion. les armatures sont dimensionnées suivant les moments en travée et sur appui

Moment sur appui : 2340 x 4 = 9360 daN

$M_{ox} = \mu x p l^2 x$

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

$\delta = \frac{lx}{ly} = \frac{3,2}{3,2} = 1, pour \frac{lx}{ly} = 1$, on a $\mu x = 0,0423$

$\mu y = 1$

$M_{ox} = M_{oy} = (0,0423 \times 9360 daN \times (3,2)^2) = 4054 daN$

-Cas d'une travée de rive

$MT \geq (\frac{1,2 \times 0,3\alpha}{2}) Mox_o$

ME ≥ 0,5 M_{ox} si la poutre a plus de deux travées
ME ≥ 0,6 M_{ox} si la poutre a deux travées
Mw = 0 en général (pas d'encastrement sur appui de rive)

Le moment en travée dans le cas d'une travée de rive sera :

MT ≥ (0,75 x 4054)daN.m = 3041 daN

-Cas d'une travée intermédiaire

$MT \geq (\frac{1.2 \times 0.3\alpha}{2}) Mox$

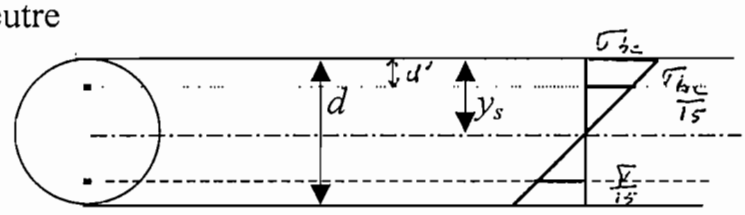
M_w, $M_E \geq 0{,}5\ M_{ox}$ si l'appui est voisin d'un appui de rive
M_w, $M_E \geq 0{,}4\ M_{ox}$ dans le cas d'appui intermédiaire

Le moment en travée sera égal à :
$M_T \geq$ (0,65 x 4054 daN.m) = 2635 daN.m

VI.5.1.2 Calcul de la section des armatures de la dalle de couverture

Calcul à l'état limite de service;
la contrainte de compression du béton est limitée,

$\overline{\delta_{bc}}=0{,}6\ f_{e28}$ cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissure parallèle à la fibre neutre



Dans notre cas, on ne considère que les déformations $\overline{\delta}_{bc}$ et $\overline{\delta}_s$

$\overline{\delta}_s$ = min (0,5 fc, 110 η) MP*a*
= min (0,5 x 400, 110 x 1,6)MP*a*
= min (200, 176)MP*a*
soit $\overline{\delta}_s$=176 MP*a*

$$\alpha r = \frac{15\overline{\delta_{bc}}}{176+15\times 15} = 0{,}561$$

M_{rb} = ½ αr (1-αr/3)bo x d² $\overline{\delta_{bc}}$
= ½ 0,561 (1 0,561/3) x 1 x (0,15)² x 15.10^5 daN
= 7697 daN.m

Mser < Mrb donc 3041 daN.m < 7627 daN.m

$$\alpha ser = 15\left(1-\sqrt{1-\frac{8}{3}Mser}\right.$$

$$\mu ser = \frac{Mser}{bod^2\overline{\delta_{bc}}} = \frac{3041}{1\times(0{,}15)^2 15.10^5} = 0{,}09$$

$$\mu ser = 15\left(1-\sqrt{1-\frac{8}{3}}.0{,}09\right) = 1{,}95$$

$A = \frac{Mser}{Z\times\overline{\delta_s}}$ avec Z = d(1-0,4 x α)
= 1,5(1-0,4 x 1,95)

$= 0,33$

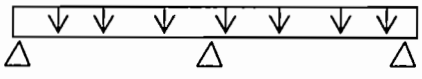
$$A = \frac{3041}{0,3 \times 176 \times 10^5} = 0,00052m^2$$

$= 5,2cm^2$

soit 5 Ø12 = 5,65cm²

vec $\overline{\delta_{bc}}$: contrainte limite du béton
f_{c28} : résistance du béton à l'âge de 28 jours
f_c : résistance du béton
η : coefficient de fissuration
$\overline{\delta s}$: contrainte limite des aciers
Mrb : moment résistant du béton
A : section des aciers
Mser : moment de service
αser : contrainte de service

VI.5.2 Poutres



VI.5.2.1 Calcul des charges

- longueur de la bande considérée L = 3,2m
- hauteur de la poutre h = 30cm
- largeur de la poutre b = 20cm

1. Charge uniforme

$G_1 = b \times h \times L \times \gamma_b = (0,20 \times 0,30 \times 3,2 \times 2500)daN = 480daN$

$Pu = 491daN \times 1,35 = 663daN/ml$

Appui= 663/4 = 166daN/ml

2. Triangulaire

$G_2 = b \times a \times e \times \gamma_b$

$= (3,2 \times 3,2 \times 0,15 \times 2500)daN = 3840daN$

$G = G1 + G2 = 491daN + 3840daN = 4331daN$

3. Charge d'exploitation

$q = 150\ daN/m^2$

$Q = 150 \times 3,2 \times 3,2/2 = 768\ daN$

$Plu = 1,35G + 1,5Q$

= (1,35 x 4331 + 1,5 x 768)daN = 6999daN

VI.5.2.2 Calcul des moments

Le calcul des moments se fait par la formule suivante :

$$Mo = \frac{appui\, l^2}{8} + \frac{Plu\, l^2}{48}$$

$$= \left(\frac{166 \times (3,2)^2}{8} + \frac{7299 \times (3,2)^2}{48}\right) = 1705.daN$$

$M_A = 0,5M_o = 0,5.1705daNm = 853daNm$

VI.5.2.3 Calcul des armatures

Les poutres étant exposées à l'eau, il sera nécessaire de mener les calculs à l'état limite de service.

$\overline{\delta_{bc}} = 0,6\ f_{c28}$
$= 0,6 \times 25MPa$
$= 15MPa$
$\overline{\delta_s} = \min(0,5fe, 110\eta)$
$= \min(200,176)$
$\overline{\delta_s} = 176MPa$

$$\alpha r = \frac{15 \times \overline{\delta_{bc}}}{\overline{\delta_s} + 15 \times \overline{\delta_{bc}}} = \frac{15 \times 15}{176 + 15 \times 15} = \frac{225}{401} = 0,561$$

$Mrb = ½\ \alpha r(1 - \alpha r/3)bod^2\overline{\delta_{bc}}$
$= ½\ 0,561(1-0,561/3).1.(0,15)^2.15.10^5 daNm$
$= 7697daN.m$
$Mser = 1854daN < Mrb = 7697daN.m$

$$\mu ser = \frac{Mser}{bo \times d^2 \overline{\delta_{bc}}} = \frac{1854}{1.(0,15)^2.15.10^5} = 0,0549$$

$$\alpha ser = 15\left(1 - \sqrt{1 - 8/3Mser}\right)$$
$$= 15\left(1 - \sqrt{1 - 8/3.0,0549}\right) = 0,141$$

$$\alpha s = 15 \times \overline{\delta}\left(\frac{1 - \alpha ser}{\alpha ser}\right)$$

$$= 15 \text{ x } 15\left(\frac{1 - 0,141}{0,141}\right) = 1371Mpa$$

$\delta s = 1371MPa > \overline{\delta s} = 176MPa$
$Z = d(1-0,4.0,141)$

$= 0,15(1-0,4.0,141)$

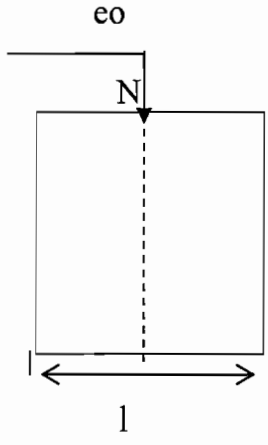
$= 0,14$

$Aser = \frac{Mser}{Z \times \delta_s} = \frac{1854}{0,14.176.10_5} = 0,00075m^2$

$= 7,5cm^2$

soit 4 Ø 14 = 7,7cm²

VI.5.3 Poteau supportant la dalle

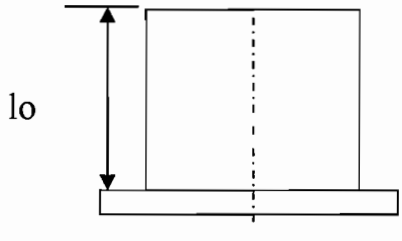


VI.5.3.1 Calcul des charges

Dalle : Q1 = 3,2 x 3,2 x 0,15 x 2500daN = 3840daN
Surcharge Q2 = 3,2 x 150daN = 480daN
Poutre Q3 = (0,3 x 0,2 x 3,2 x 2 x 2500)daN = 960daN
La charge totale Q = Q1 + Q2 + Q3 = 3840daN +480 daN +960daN
= 5280daN
L'effort normal du poteau est donc Nser = 5280daN
La section du poteau est B = a.b
= (0,20 x 0,20)m² = 0,04m²
La section réduite du poteau Br = (a – 0,02)(b – 0,02)
= (0,2 – 0,02)(0,2 – 0,02)
= 0,18 x 0,18m² = 0,032m²

VI.5.3.2 Calcul des armatures

Valeur de la longueur de flambement



$l_f = 0,7lo$
$l_f = 0,7 \times 4,4m = 3m$

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

λ= lf/i avec i rayon de giration minimum

i = 0,2899 ≅ 0,2899 x 0,2 = 0,0578

$\lambda = l_f/i = 3/0,0578$

$\beta = 0,85/1500 \times \lambda = \frac{0,85 \times 51,9}{1500} = 0,029$

$f_{bu} = \frac{0,85 fc28}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} Mpa = 14,17 Mpa$

Pour FeE40 naturel $\delta s = 347,8 Mpa$

La formule permettant de calculer la section des armatures est :

$A \geq \frac{1}{0,85\sigma_s}(\beta \mu ser - \frac{Br_{fbu}}{0,90})$

Avec

A : section des aciers
δs : contrainte des aciers
β : coefficient lié au flambement
f_{bu} : contrainte du béton de service
Br' : coefficient de la section du béton réduit

Amin < A < Amax
Amin (cm²) = max(4.μ, 0,2β/100)
Amax (cm²) = 5β/100
Avec μ périmètre de la section du poteau

A ≥-0,0001696m² = 1,696cm² = 6 Ø 6

La section des aciers est négative donc, le béton seul peut supporter la dalle. Mais, pour parer aux efforts imprévus nous allons utiliser les aciers 4 Ø 10 et des cadres de Ø 6 tous les 20cm.

Le coefficient de minoration qui est défini en fonction de l'élancement du poteau décroît rapidement quand λ > 50 ce qui pénalise les poteaux élancés.
α = 0,6(50/51,9)² = 0,556.
Dans notre cas, pour un poteau dont le rapport des côtés est tel que
(0,9 ≤ b/a < 1,1), seuls les aciers situés dans les angles sont pris en compte.

VI.5.4 Paroi circulaire

VI.5.4.1 Calcul de la traction dans les parois circulaires

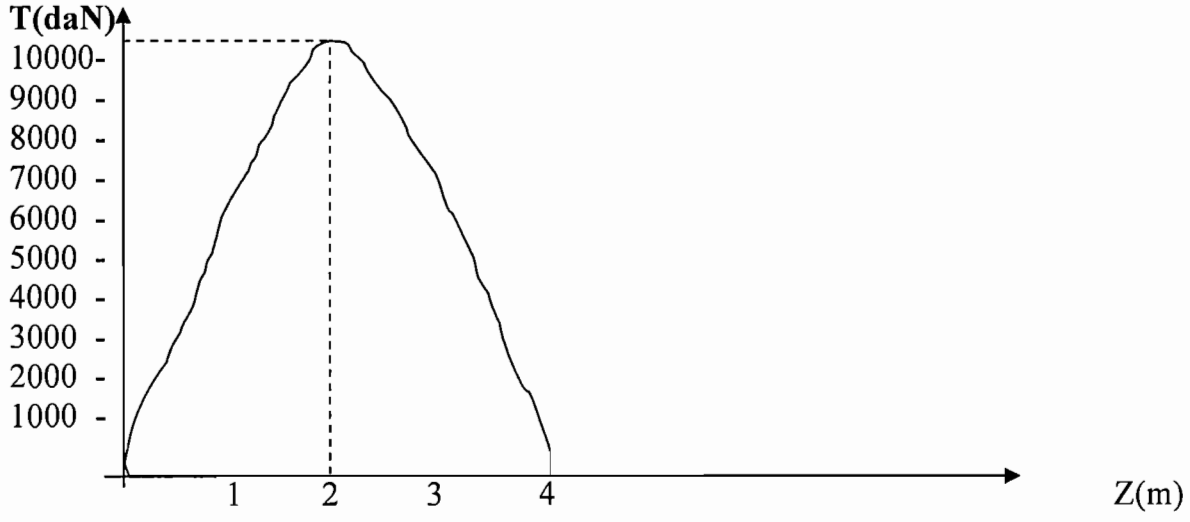
La traction dans les parois circulaires est donnée par la formule suivante :
$T \times \gamma \times \delta \times h \times r$ avec :

γ: coefficient de traction
δ: masse volumique de l'eau
h : hauteur de l'eau
r : rayon intérieur du réservoir
T : traction dans la paroi

La valeur de γ est donnée par la profondeur Z du haut en bas du réservoir et le rapport Z/h (voir annexe n°3).

Z/h	Z	γ	T(daN)
0,1	0,4	0,164	4110
0,2	0,8	0,256	6400
0,3	1,2	0,339	8475
0,4	1,6	0,403	10075
0,5	2	0,429	10725
0,6	2,4	0,409	10225
0,7	2,8	0,334	8350
0,8	3,2	0,210	5250
0,9	3,6	0,073	1825

Diagramme de l'effort de traction dans la paroi



VI.5.4.2 Calcul des armatures

Les armatures sont calculés par bande de 0,4.
δa acier doux : 1200 à 1570 bars
δa à H.A : 1660 à 2750 bars

Pour notre réservoir, nous allons utiliser les aciers à H.A. avec δa = 2500bars

- 1ère bande : 0 à 0,4 : T = (4100/2)daN = 2050daN
- 2ème bande : de 0,4m à 0,80m : $T = \frac{(6400+4100)}{2} = 5250daN$
- 3ème bande : 0,80m à 1,20m : $T = \frac{(6400+8475)}{2} = 7437,5daN$
- 4ème bande : 1,20m à 1,60m : $T = \frac{(8475+10075)}{2} = 9275daN$
- 5ème bande : 1,60m à 2,00: $T = \frac{(10075+10725)}{2} = 10400daN$
- 6ème bande : 2,00m à 2,40m : $T = \frac{(10725+10225)}{2} = 10475daN$
- 7ème bande : 2,40m à 2,80m : $T = \frac{(10225+8350)}{2} = 9287daN$
- 8ème bande : 2,80m à 3,20m : $T = \frac{(8350+5250)}{2} = 6800daN$
- 9ème bande : 3,20m à 3,60m : $T = \frac{(5250+1825)}{2} = 3537daN$
- 10ème bande : 3,60m à 4m : T = 1825/2 = 912,5daN

Pour le calcul des armatures, nous allons considérer un cas défavorable avec T = 10475daN
La section des aciers est donc : A = 10475/2500 = 4,19cm²
D'où ; 4 Ø 12

VI.5.5 Le radier

VI.5.5.1 Charge sur le radier

- Dalle : $G = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times e \times \gamma_b$
  $= [(12.9)^2 \text{ x } 3,14/4 \text{ x } 0,20 \text{ x } 2500daN$
  $= 65315.925daN$
  Avec:

D: diamètre de la dalle

d: diamètre de la dalle supportant les poteaux

e : épaisseur de la dalle

γ_b : masse volumique du béton

- Paroi : $G = \pi \times d \times 4.4 \times e \times \gamma_b$
  $= (3,14 \times 12,5 \times 0,20 \times 4.4 \times 2500)daN$
  $= 86350daN$

- Enduit sur dalle : $G = d^2 \times \pi/4 \times e \times \gamma_b$
  $= (12,5)^2 \times 3,14/4 \times 0,025 \times 2500)daN$
  $= 7666daN$

- Surcharge sur dalle: $G = D^2 \times \pi/4 \times P$ $(P = 75daN/m^2)$
  $= 9797.39daN$

- Enduit sur la paroi : $G = \pi \times d \times h \times e \times \gamma_b$
  $= (3,14 \times 12,5 \times 4,4 \times 0,025 \times 2500)daN$
  $= 1079.75daN$
- Poutre: $a \times b \times L \times n \times \gamma_b$
  $=(0.2\times0.3\times12.3\times4+0.2\times0.3\times8.5\times4-0.2\times0.3\times0.3\times12)$
  $\times2500=2504.992daN$

  Avec:

  b: largeur de la poutre

  L : longueur de la bande considérée

  h: hauteur de la poutre

  n : nombre de poutre par paroi
- Poteau: $a^2 \times h \times n \times \gamma_b$
  $= (0,2^2 \times 4,4 \times 12 \times 2500)daN = 5280daN$
- Pression de l'eau sur le radier

$$= \frac{\pi D^2}{4} \times \gamma_w \times h \text{ eau}$$

$$= \frac{(12,5^2\times3,14\times1000\times4)}{4} daN$$

$$=490625daN$$

Q=(653115.925+86350+7666+9797.39+1079.75+2504.992+5280+490625) daN = 1256419.057daN

VI.5.5.2 Calcul des armatures du radier

La contrainte admissible limite des aciers est estimée à 347,8KN/cm². La section des aciers sera :

$$A_x = \frac{Q \times e}{s \times \delta a} = \frac{1256419.057 \times 0,2}{(12,5)^2 \times 3,14/4 \times 3478000 m^2}$$

$= 0.00059 m^2$

$= 5.9 cm^2$

soit un quadrillage de 6 Ø 12

CHAP.VII. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

VII.1. Introduction

L'estimation du coût du projet consiste à évaluer les ouvrages d'un projet en comptabilisant à la fois les matériaux, matériels, main-d'œuvre et argent permettant son exécution. C'est au métreur de pouvoir établir des devis avant l'exécution en détaillant tous les travaux à exécuter. L'établissement des devis doit donc être fait par des personnes qualifiées, ayant le pouvoir d'imaginer tous les ouvrages qui sont à exécuter sans en ajouter d'inutiles ni omettre ceux qui sont nécessaires. Il existe trois types de devis, à savoir :

- Devis quantitatifs qui donnent des quantités d'un ouvrage
- Devis estimatifs qui appliquent les prix à ces quantités
- Devis descriptifs qui usent des plans pour donner la certitude sur le volume des travaux à exécuter.

Après avoir déterminé les quantités des différents ouvrages nécessaires, le métreur leur affecte des prix officiels sur le marché donnant ainsi à l'entrepreneur un montant qu'il va présenter au maître d'ouvrage.

VII.2. Coût des conduites et des raccords

Les conduites sont vendues par pièces de 6m de longueur et les prix diffèrent selon leurs diamètres. Les prix attribués à ces conduites ont été trouvés sur le marché et dans l'entreprise UTEMA. A l'achat des conduites, il ne faut pas oublier les pertes pendant l'utilisation. Pour ce faire, on ajoute à chaque conduite les pertes de 10%.

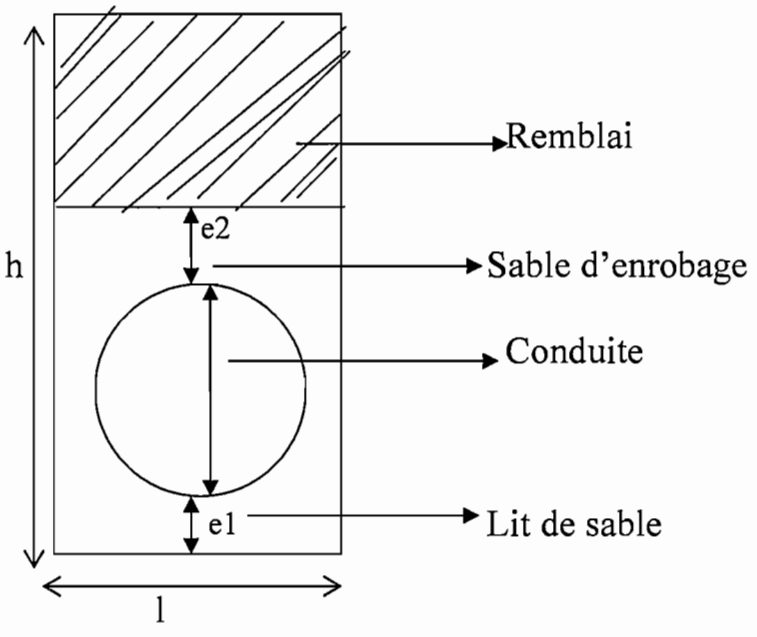
Diamètres	Longueur utile	Longueur achetée	Pu/6m	PT
250	1543	1697	771222	218165851
200	439	482.9	201708	16234123
150	274	301.4	185178	9302109
125	90	99	154240	2544360
100	1152	1267.2	113800	24034560
80	742	816.2	79820	10858181
60	2805	3085.5	66935	41943703
40	3418	3759.8	34236	21453419
30	3912	4303.9	26782	19175309
20	3611	3972.1	18224	64592602
Raccords				98432643
Coudes à 90° et courbes				84542126
Croix				648538
Tés				413708
				612341242 F

VII.3 Calcul du volume des terrassements

Les dimensions des tranchées pour les conduites sont fonction des diamètres de ces derniers. Pour permettre les mouvements aisés des ouvriers, la largeur des tranchées doit être au moins de 0.80m pour les conduites de plus de 150mm et 0.70m pour les conduites de moins de 150mm. Pour la protection et la stabilité des conduites, elles sont revêtues par une couche de sable d'au moins 15cm d'épaisseur . La profondeur des fouilles est uniforme pour toutes les conduites et elle est donnée à 1m. Le volume des terrassements est enfin donné par la formule suivante :

V = H.L.l avec H : profondeur de la tranchée
L : longueur de la tranchée
l : largeur de la tranchée

VII.3.1 Coupe d'une tranchée contenant une conduite



VII.3.2 Calcul de la hauteur du sable

Volume du sable + conduite = L l (ϕ+0.3)

Volume de la conduite $= \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times L$

Volume du sable = $L \times l(\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times L$

$= L\ [l\ (\Phi+0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}]$

$S = \frac{V}{L}$

$S = \frac{L\left[l(\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}\right]}{L}$

$= l(\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}$

$H' = \frac{l(\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}}{l}$

$H' = \phi + 0,3 - \frac{\phi^2 \times \pi}{4 \times l}$

Donc ;H' est la hauteur du sable dans chaque tranchée.

diamètre de la conduite(mm)	Hauteur de la couche du sable(m)
250	0.489
200	0.460
150	0.428
125	0.407
100	0.389
80	0.373
60	0.356
40	0.338
30	0.329
20	0.319

VII.3.3 Volume des déblais excédentaires

Les déblais excédentaires sont des déblais qui restent après le remblayage. Ces derniers doivent être dégagés du chantier.

Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de la conduite (m^3)	Volume du sable(m^3)	Volume total des fouilles (m^3)	Volume du remblai (m^3)	Volume des déblais (m^3) = (VT-VR).C (Coeff de foisonnements=1,3)
250	1543	96,44	609.362	1234.4	630.778	784.708
200	439	17.56	161.552	351.2	189.648	210.018
150	274	4.839	93.818	219.2	120.543	271.254
125	90	1.104	25.641	63	36.255	34.768
100	1152	9.043	313.689	806.4	483.668	564.652
80	742	3.728	193.736	519.4	341.936	177.464
60	2805	7.927	699.006	1683	976.067	919.013
40	3418	4.293	808.698	2392.6	1583.902	1051.307
30	3912	2.764	900.934	2738.4	1834.702	1174.574
20	3611	1.134	806.336	2527.7	1720.23	1049.711
Total			4612.772	12534.9	7917.729	6061.213

II.4. Calcul des matériaux utilisés pour la construction des Regards et du Réservoir

VII.4.1 Les regards

Nous prévoyons construire 23 regards de bases carrées avec un mètre de côté, 1.20m de profondeur et 0.20m d'épaisseur : la quantité de matériaux utilisés est fonction des dosages indiqués dans le dossier technique.

Les aciers sont déterminés en fonction de leurs diamètres et sont majorés de 15% pour tenir compte des pertes. Le poids du fil d'attache est aussi calculé sur base de 15% du poids des armatures.

Série	désignation	unité	Quantité
1	Maçonnerie		
	Briques 20x20x5	Pièces	3092
	Sable	m^3	22.08
	Ciment	Kg	5520
	Enduit		
2	Intérieur :		
	Sable	m^3	1.656
	Ciment	kg	496.8

Les radiers et les couvercles ont une épaisseur de 5cm, les couvercles sont en B.A avec des armatures de 6mm de diamètre en espacement de 15cm. Pendant le calcul des matériaux, sauf pour les armatures et les planches de coffrage où on considère les pertes de 15%, les autres sont calculées en tenant compte des pertes de 10%.

série	Désignation	Unité	Quantité
1	Couvercle		
	Sable	m^3	0.907
	Gravier	m^3	1.803
	Ciment	Kg	7.289
	Armature ϕ6	Pièces	12
	Radier		
	Sable	m^3	0.907
	Gravier	m^3	1.803
	Ciment	Kg	7.289
	Armature	pièces	12

VII.4.2 Le réservoir

Série	Désignation	Unité	Quantité
1	Sable de propreté	m^3	7.583
2	Béton de propreté		
	Sable	m^3	36.4
	Gravier	m^3	72.8
	Ciment	Kg	22750
3	Radier		
	Sable	m^3	24.267
	Gravier	m^3	48.534
	Ciment	Kg	21233.8
	Armatures ϕ6	Pièces	272
4	Poteaux		
	Sable	m^3	1.69
	Gravier	m^3	3.38
	Ciment	Kg	1478.4
	Planches(4 x0.3)	pièces	154
	Clous	Kg	28
	Armatures ϕ6	Pièces	53
5	Paroi		
	Sable	m^3	14
	Gravier	m^3	28
	Ciment	Kg	12581.5
	Armature ϕ12	Pièces	231
	Planches	Pièces	1385
	Clous	Kg	17
6	Enduit intérieur épaisseur 25mm		
	Sable	m^3	4.441
	Ciment	Kg	1776.4
7	Poutres		
	Sable	m^3	1.939
	Gravier	m^3	3.878
	Ciment	kg	1696.8
	Planches	pièce	168
	Armatures ϕ14	pièce	1165
	Clous	kg	13
8	Dalle		
	Sable	m^3	15.675
	Gravier	m^3	31.351
	Ciment	kg	13716.15
	Armatures ϕ12	piéce	152
	Planches	piéce	89
	Clous	kg	16

VII.5 Calcul de la main-d'œuvre

Le calcul de la main-d'œuvre se fait par une estimation du rendement par le TEM (temps moyen d'exécution qui est le rendement d'un seul travailleur estimé par unité d'ouvrage, heure/unité d'ouvrage). Les TEM sont aussi le résultat d'une comparaison de plusieurs projets déjà réalisés ou des études de travail chronométré sur chantier. Au Burundi, on utilise les TEM déterminés par le projet ASECO en 1985 avec un temps moyen journalier de 8 heures.

En se servant des enquêtes effectuées dans les entreprises (EGB, RMC) ainsi que l'ouvrage présenté par l'ASECO, on a le temps d'exécution moyen pour un ouvrage qui nous permettra de trouver le temps pendant lequel cet ouvrage sera exécuté par un seul ouvrier.

Selon les mêmes enquêtes, le salaire moyen d'un ouvrier par jour est de 2000F. Nous trouvons maintenant le coût de la main-d'œuvre pour chaque travail effectué.
Le temps d'exécution est calculé suivant la formule :

Volume des travaux × TEM/nombre d'heures de travail par jour =Jours/ouvrier
-Terrassement : (12534.9 x 3 x 2000F)/8=9401175F

-Mise en place du lit de sable, pose des conduites et sable d'enrobage :
(4612.772 x3.2 x2000F)/8=3690318F

-Remblayage avec de la terre en provenance des terrassements :
(7917.729 x 2.5 x2000F)/8= 4948619F

-Epandage de la terre : (6061.203 x 0.2 x 2000F)/8=303061F

-Mise en place du sable de propreté pour les réservoirs:

(7.584 x 2 x 2 x 2000F)/8=7582F

-Préparation du béton pour les parois des réservoirs , on va utiliser un malaxeur qui a un volume de 0.225 m^3 capable de donner un mélange fini de 0.125 m^3 pendant 0.15heures.

Pour ce travail, il est considéré que 6 personnes se chargent du chargement des agrégats et du ciment. Ce malaxeur sera loué à 250000F par jour.

Volume du béton des parois des deux réservoirs :

$$(\frac{(12.9)^2 \times \pi \times 4.4}{4} - \frac{(12.5)^2 \times \pi \times 4.4}{4})2.1m^3 = (574.78\text{-}539{,}69)\ x2\ x\ 1m^3$$

$$= 70{,}18m^3$$

Le temps mis par le malaxeur pour préparer ce béton :

$$= (70.18 \times 0.15\text{heures})/(0.125 \times 8\text{heures})\ x1\text{jour} = 11\text{jours}$$

La somme d'argent pour cette activité est donc :

$$(11 \times 6 \times 2000F + 250000F \times 11) \times 2 = 2882000F$$

-bétonnage des poteaux :

* volume du béton : $(0.2 \times 0.2 \times 4.4 \times 24)m^3 = 4.224m^3$

* coût des travaux : (4,224 x 20 x 2000F)/8 = 21120F

-bétonnage des poutres :

*volume du béton=(0,2 x 0,3 x 12,3 x 4 + 0,2 x 0,3 x 8,5 x 4) x 2-(0,2 x0,3 x 0,3 x 24)m = (2,952 + 2,04) x 2m – 0,88m= 9,104m^3

*coût des travaux = (9,104 x 18 x 2000F)/8 = 327744F/8 = 40968F

-bétonnage de la dalle :

*volume du béton = $\frac{(12{,}9)^2 \times \pi \times 0{,}15 \times 2}{4}$ =39,189m^3

*volume des travaux = (39,189 x 16 x 2000F)/8 =156756F

-Coffrage des poutres :

*Surface à coffrer :(0,2 x 2,3 x 8 + 0,3 x 11,9 x 8 x 2)m^2

= (19,68 + 57,12) = 76,8 m^2

*Coût des travaux = (76,8 x 3,5 x 2000F)/8 = 67200F

-Bétonnage du radier :

*Volume du béton : $\frac{(13{,}9)^2 \times \pi \times 0{,}2 \times 2}{4}$ = 60,668 m^3

*Coût des travaux (60,668 x 16 x 2000F)/8 = 243672F

-Coffrage des poteaux

*Surface à coffrer 0,2 x 4,4 x 2 x 24 = 84,48 m^2

Coût des travaux : (84,48 x 2 x 2000F)/8 =42240F

-Coffrage des dalles

*Surface à coffrer = $\frac{(12,5)^2 \times \Pi}{2} \times 2 = 245.313\ m^2$

*Coût des travaux = (245,313 x 3,5 x 2000F)/8 = 214615F

-Ferraillage (coupe, mise en forme, assemblage par ligatures, le transport à pied d'œuvre et mise en place dans le coffrage) :

*le poids des armatures est de 21862,26kg

*le temps mis pour le ferraillage : 0,1heure/kg x 21862.26kg = 2186,226heures

*coût des travaux : (2186226heures x2000F)/8heures = 546553F

*Maçonnerie :

*Surface latérale des regards = (1,2x1 x 4 x 23)m^2 =110,4 m^2

*coût des travaux : (110,4x9x2000F)/8 = 248400F

-Le coût total de la main-d'œuvre est :
(9401175 + 3690318 +4948619 + 303061 + 7582 +2882000 + 21120 + 40968 + 156756 + 67200 + 243672 + 42240 + 214651+ 546553 +248400)F =22795316F

Le poids des fils à ligaturer est calculé sur base de 5% du poids des armatures.
Ce poids est donc 21862.26kg x 0.05=1093,113kg.

VII.6. Coût global du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Briques (20x20x5)	Pièces	3402	21F	70442F
Sable fin	m^3	239.480	25740F par benne ($7m^3$)	880603F
Gravier 4/8	m^3	379.492	140400F par benne ($7m^3$)	7611526F
Ciment (Zambie)	kg	81264.428	15500F par sac	25191973F
Armatures				
Φ6	pièces	674	4950F	3336300F
Φ12	pièces	766	9900F	7583400F
Φ14	pièces	2330	14850F	34600500F
Fil à ligaturer	kg	1093.113	1870F	2044122F
Planches brutes(0.3x0.4)	pièces	896	2500F	2240000F
Clous	kg	148	2000F	296000F
Pompes	pièces	2	3000000F	6000000F
Tuyauterie	pièces			612341242F
Main-d'œuvre	-			22795316F
				724992424F

VII.7. Planning des travaux

En construction, on doit travailler en fonction des conditions du milieu naturel. Le planning est ainsi un élément essentiel dans ce domaine du fait qu'il permet l'harmonie des travaux.

En effet, certains travaux peuvent se faire simultanément, d'autres successivement, ce qui peut engendrer des problèmes de temps et d'espace.

Le planning a pour rôle de :

-régler le temps des approvisionnements en matériaux et matériels,
-déterminer le nombre d'ouvriers pour chaque ouvrage
-respecter les délais d'exécution exigés.

Le planning choisi pour notre projet est le planning classique à barres (graphique de GANTT). Cette méthode présente des avantages dans la représentation et la lecture. La longueur de chaque barre horizontale est proportionnelle à la durée d'exécution répartie en semaine de 6 jours de travail pour chaque tâche précisée.

Planning des travaux

N°	Désignation	Semaines															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1.	Terrassement																
2.	Lit de sable, sable d'enrobage et pose des conduites																
3.	Remblayage																
4.	Epandage																
5.	Regards																
5.1	Bétonnage des radiers et couvercles																
5.2	Maçonnerie																
6	Réservoir																
6.1	Sable de propreté																
6.2	Béton de propreté																
6.3	Radier																
6.3.1	Ferraillage																
6.3.2	Bétonnages																
6.46.	Poteaux																
6.4.1	Ferraillage																
6.4.2	Coffrage																
6.4.3	Bétonnage																
6.5	Paroi																
6.5.1	Ferraillage																
6.5.2	Coffrage																
6.5.3	Bétonnage																
6.6	Poutres																
6.6.1	Ferraillage																
6.6.2	Coffrage																
6.6.3	Bétonnage																
6.7	Dalle																
6.7.1	Ferraillage																
6.7.2	Coffrage																
6.7.3	Bétonnage																

CONCLUSION GENERALE

Au terme de notre projet de fin d'études portant sur " **L'ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU QUARTIER RWEZA -** GASEKEBUYE", nous nous sommes intéressés par la qualité et la quantité d'eau à produire, le mode de transport, le lieu de stockage et le système de distribution afin de mettre l'eau à la disposition des consommateurs.

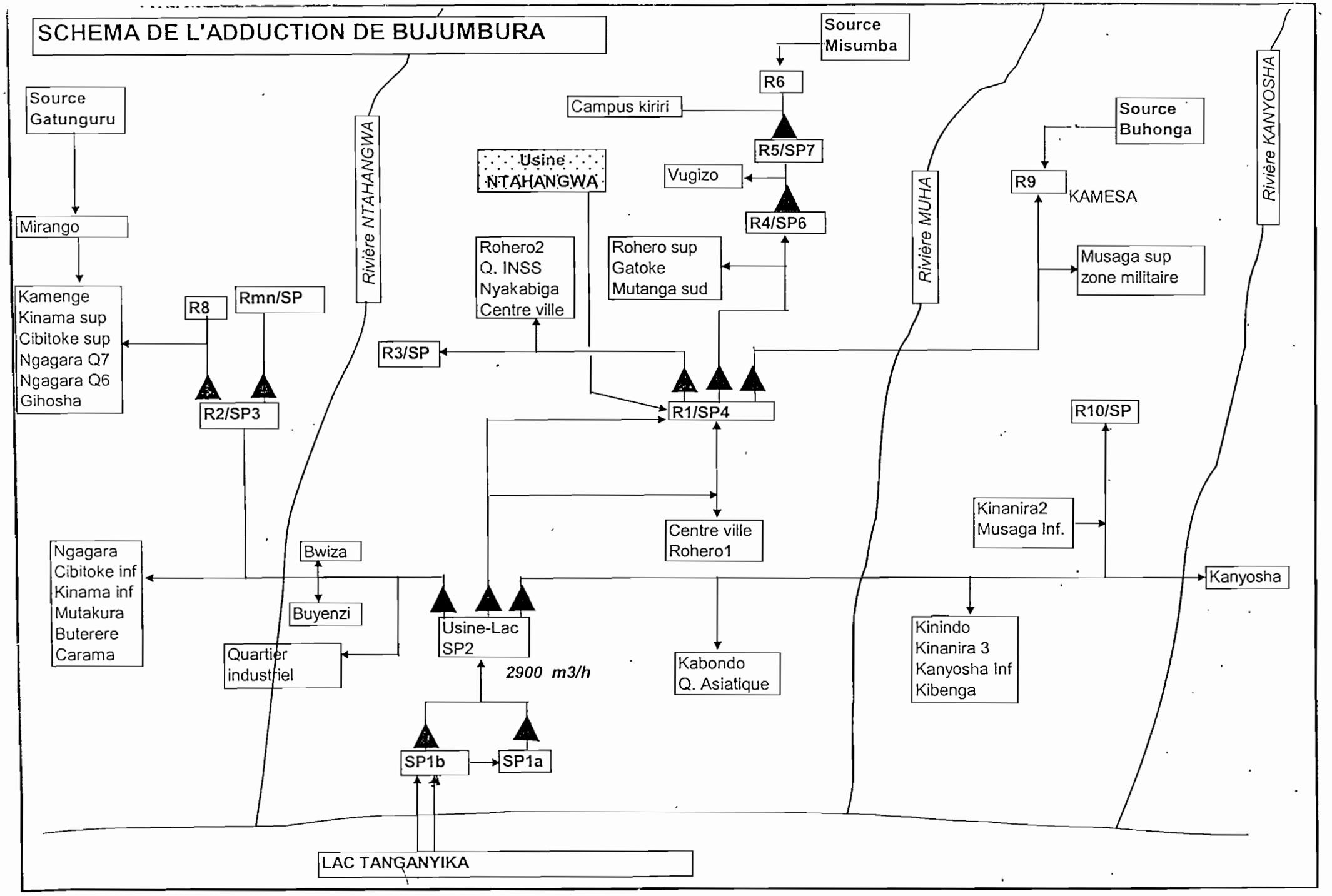
Comme le sujet n'est pas développé en tous détails, nous invitons d'autres chercheurs à pouvoir poursuivre cette étude sur d'autres aspects qui ne sont pas encore traités (étude du sol d'assise du réservoir). Pendant la période de notre étude, nous avons constaté un manque d'eau qui se manifeste quelques fois dans les quartiers surélevés de la ville de Bujumbura. Selon les renseignements tirés de la REGIDESO, ce manque d'eau est dû à la coupure d'électricité et l'insuffisance d'eau produite.

Nous invitons donc les autorités compétentes de prévoir un moyens de secours pour parer à ce problème et aussi d'étendre la station de production et de traitement de l'eau brute installée à la SP2 qui, voire le rythme de création de nouveaux quartiers ne sera plus à mesure de produire l'eau nécessaire pour toute la ville.

Bibliographie

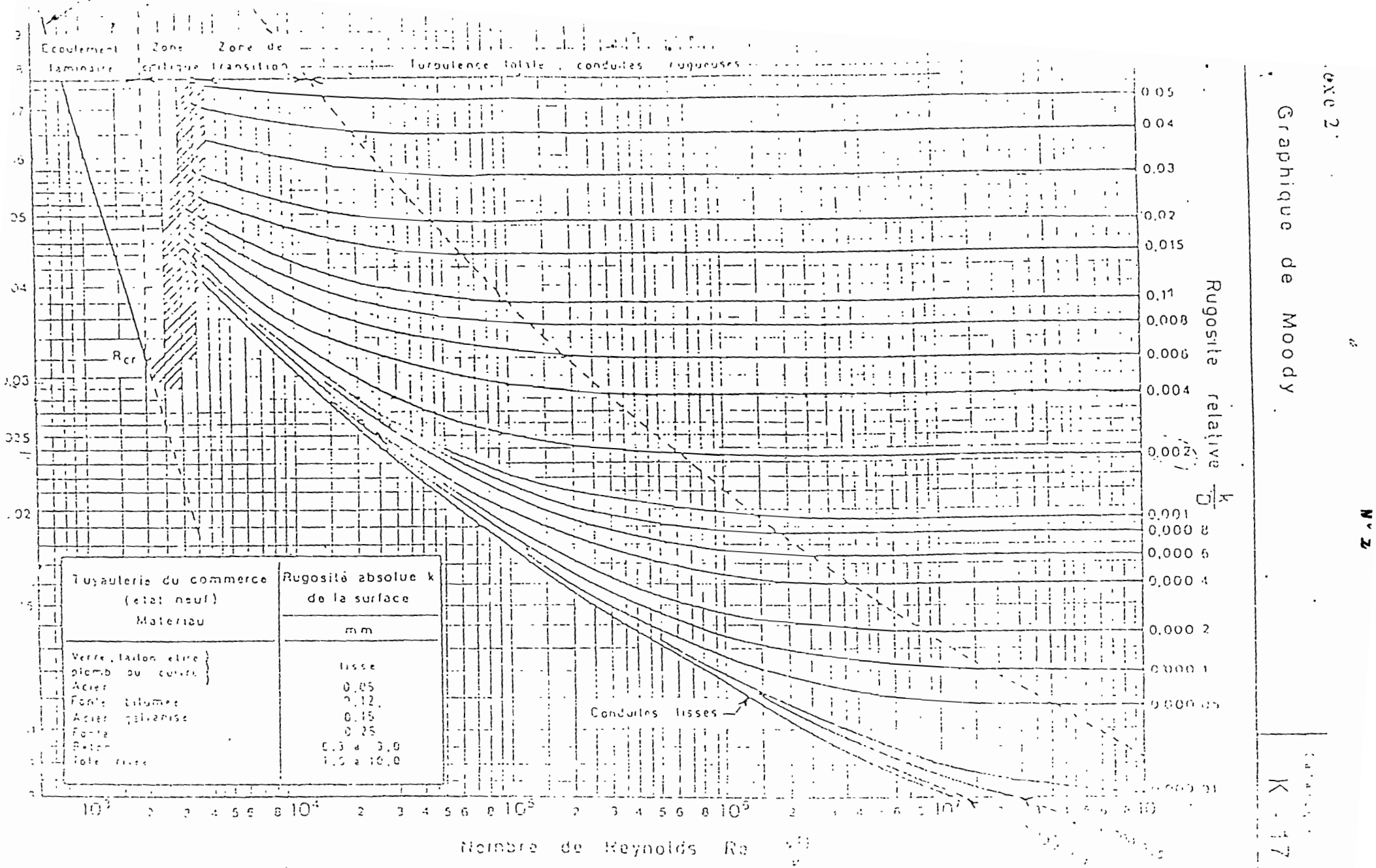
1. André DUPONT : Hydraulique urbaine, Tome I et II, Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux.
2. A. LENCASTRE : Manuel d'hydraulique général, Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France.
3. Les CEMAGREF-SOGREAH : pompes et les stations de pompage
4. A.GUERRIN : Traité de béton armé, Tome VII, murs de soutènement et murs enterrés
5. EA BRUN : Mécanique des fluides, Tome I et II.
6. ARTUR P. Mille : L'eau et la santé de l'homme.
7. A.C.A et coopération française :Manuel d'urbanisme pour les pays en voie De développement volume V, les infrastructures.
8. GTZ/GKW : - AEP de la ville de Bujumbura, plan directeur, rapport d'étude intermédiaire, Tome II, ressources en eau.
   - Rapport d'étude intermédiaire, Tome II. Besoin en eau
9. Ministère de coopération, fonds d'aide et de coopération, SMUH, 1977 : Alimentation en eau potable.
10: Institut national de la santé publique : l'eau et la santé.
11: MUNEZERO Etienne : Etude d'alimentation en eau potable du quartier Kibenga : Projet de fin d'étude ITS, Université du Burundi, 1997.
12. CISHAHAYO Edouard : Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable pour le quartier Gasenyi Nord, FSA, Université du Burundi, 2001.
13.YAMUREMYE Edouard : cours de Métré, I.T.S IV,U.B,2002-2003

ANNEXES


SCHEMA DE L'ADDUCTION DE BUJUMBURA
Source Misumba
R6
Campus kiriri
R5/SP7
Vugizo
R4/SP6
Source Gatunguru
Mirango
Kamenge
Kinama sup
Cibitoke sup
Ngagara Q7
Ngagara Q6
Gihosha
R8
Rmn/SP
R2/SP3
Rivière NTAHANGWA
Usine NTAHANGWA
Rohero2
Q. INSS
Nyakabiga
Centre ville
Rohero sup
Gatoke
Mutanga sud
R3/SP
R1/SP4
Rivière MUHA
Source Buhonga
R9
KAMESA
Musaga sup
zone militaire
Rivière KANYOSHA
R10/SP
Kinanira2
Musaga Inf.
Kanyosha
Ngagara
Cibitoke inf
Kinama inf
Mutakura
Buterere
Carama
Bwiza
Buyenzi
Quartier industriel
Usine-Lac SP2
2900 m3/h
Centre ville
Rohero1
Kabondo
Q. Asiatique
Kinindo
Kinanira 3
Kanyosha Inf
Kibenga
SP1b
SP1a
LAC TANGANYIKA

Annexe 2.

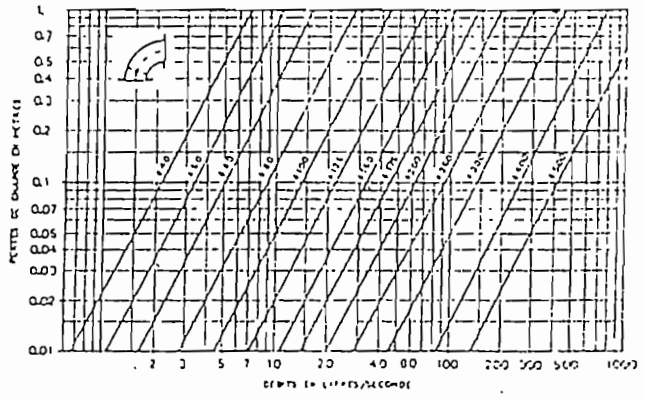
Graphique de Moody



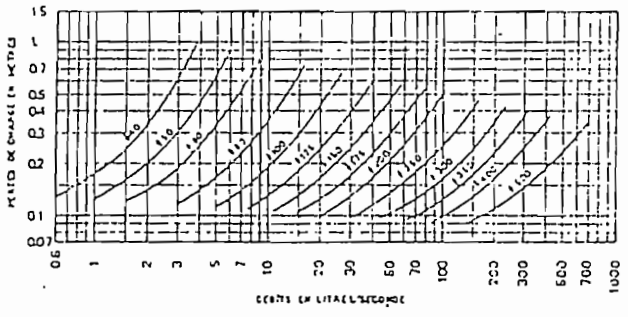
Tuyauterie du commerce (état neuf) Matériau	Rugosité absolue k de la surface mm
Verre, laiton étiré, plomb ou cuivre	lisse
Acier	0,05
Fonte bitumée	0,12
Acier galvanisé	0,15
Fonte	0,25
Béton	0,3 à 3,0
Tôle rivée	1,0 à 10,0

K - 47

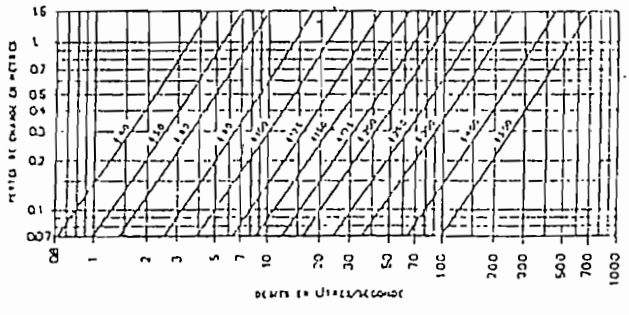
N° 3



-Pertes de charge dans les coudes en fonte 90° (normaux)



- Pertes de charge dans les clapets droits.



- Pertes de charge dans les crépines à clapet (type Sulzer).

Annexes N° 4

Tension à une profondeur z dans un anneau circulaire d'un réservoir à base encastrée et sommet lible soumis à une charge triangulaire

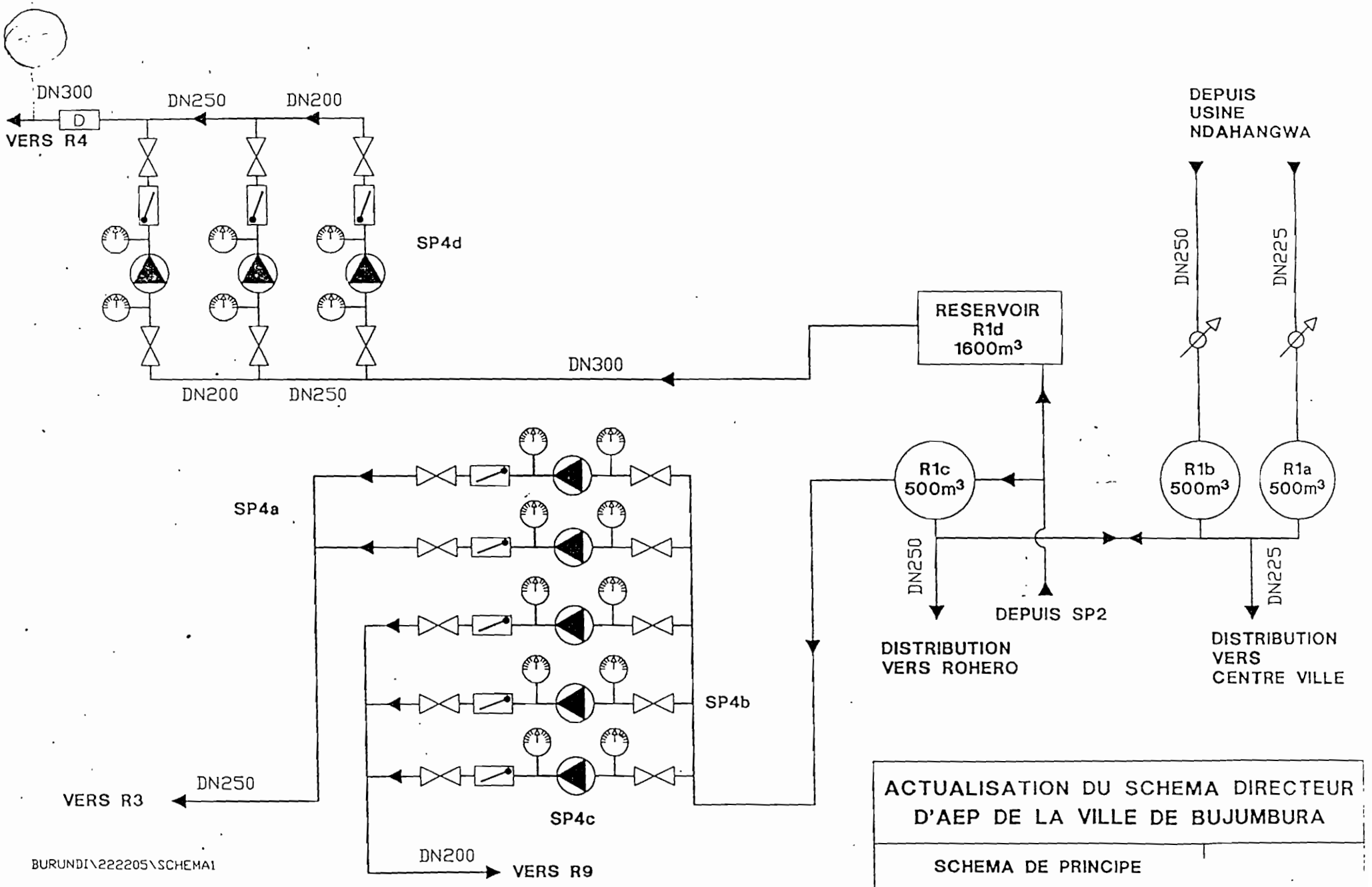
T_A=coefficient×γ hr

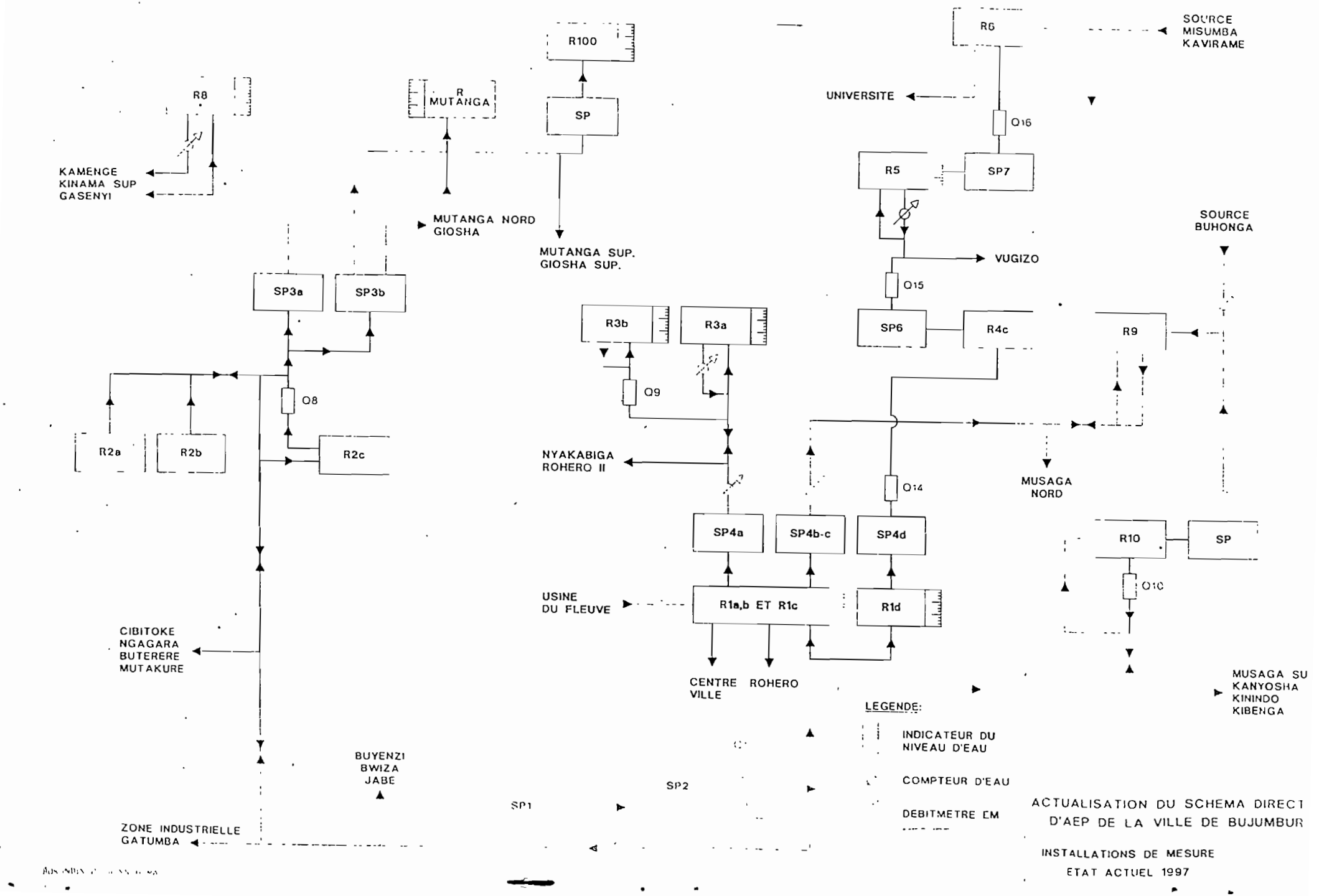
Z/h / h^2	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.266	+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	+0.163	+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	+0.534	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.385	+0.443	+0.504	+0.575	+0.530	+0.138	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.534	+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	+0.531	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0641	+0.687	+0.582	+0.265

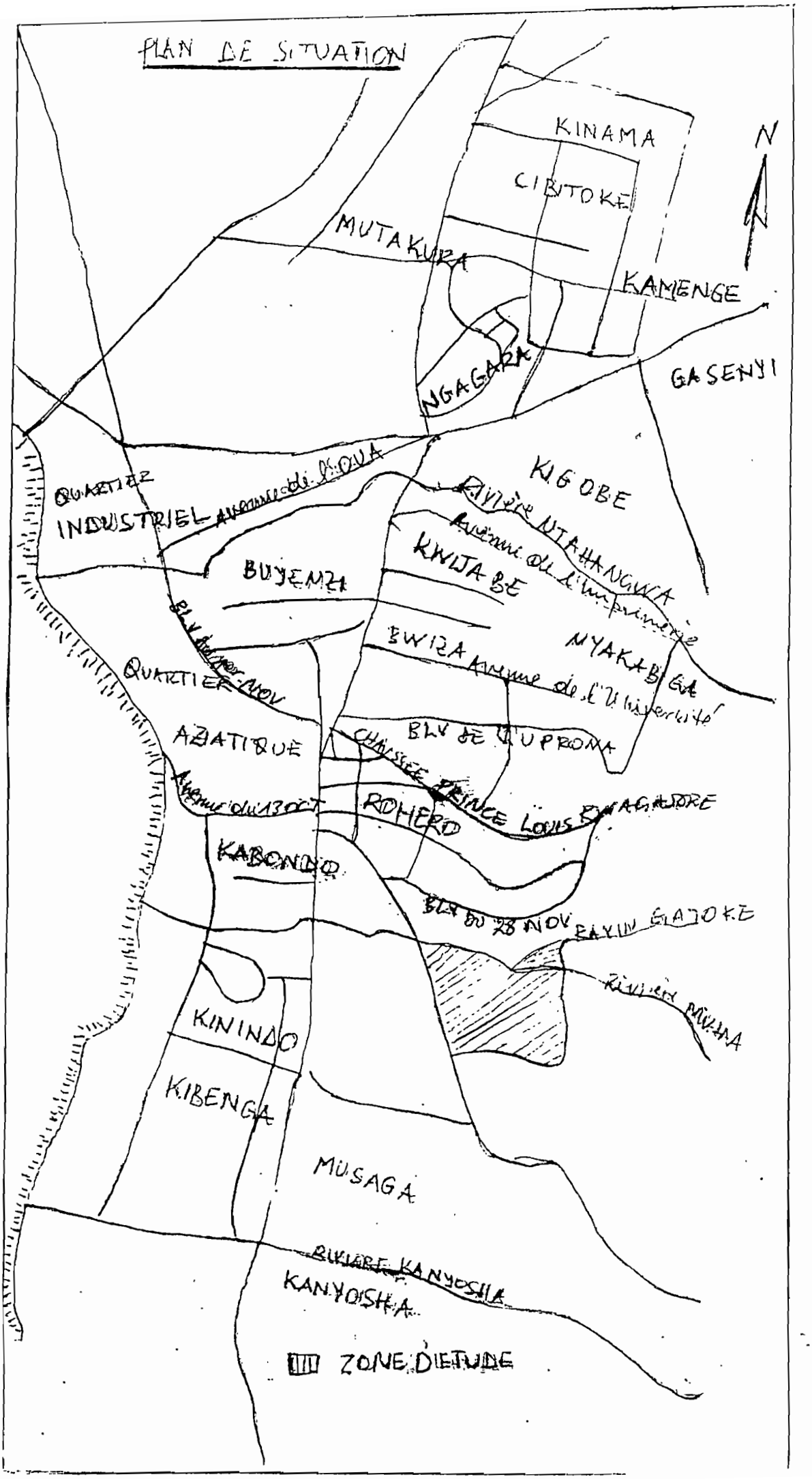
Annexes N°5

Moments fréchissants à une profondeur z dans une bande verticale d'un réservoir encastré à la base et lible en tête souimis à une charge triangulaire

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	-0.0590	-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	+0.0000	+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	+0.0000	-0.0002	-0.0001	+0.0004	+0.0013	+0.0019	+0.0001	-0.0079


DN300
D
VERS R4
DN250
DN200
SP4d
DN200
DN250
DN300
RESERVOIR
R1d
1600m3
DEPUIS
USINE
NDAHANGWA
DN250
DN225
R1c
500m3
R1b
500m3
R1a
500m3
SP4a
DN250
DEPUIS SP2
DN225
DISTRIBUTION
VERS ROHERO
DISTRIBUTION
VERS
CENTRE VILLE
SP4b
DN250
VERS R3
SP4c
DN200
VERS R9
BURUNDI\222205\SCHEMA1
ACTUALISATION DU SCHEMA DIRECTEUR
D'AEP DE LA VILLE DE BUJUMBURA
SCHEMA DE PRINCIPE
RESERVOIR R1 ET SP4


R8
KAMENGE
KINAMA SUP
GASENYI
R
MUTANGA
R100
SP
MUTANGA NORD
GIOSHA
MUTANGA SUP.
GIOSHA SUP.
R6
SOURCE
MISUMBA
KAVIRAME
UNIVERSITE
Q16
R5
SP7
SOURCE
BUHONGA
VUGIZO
Q15
SP6
R4c
R9
SP3a
SP3b
R3b
R3a
Q9
Q8
R2a
R2b
R2c
NYAKABIGA
ROHERO II
Q14
MUSAGA
NORD
SP4a
SP4b-c
SP4d
R10
SP
Q10
USINE
DU FLEUVE
R1a,b ET R1c
R1d
CIBITOKE
NGAGARA
BUTERERE
MUTAKURE
CENTRE ROHERO
VILLE
MUSAGA SU
KANYOSHA
KININDO
KIBENGA
BUYENZI
BWIZA
JABE
SP2
SP1
ZONE INDUSTRIELLE
GATUMBA
LEGENDE:
INDICATEUR DU
NIVEAU D'EAU
COMPTEUR D'EAU
DEBITMETRE EM
ACTUALISATION DU SCHEMA DIRECT
D'AEP DE LA VILLE DE BUJUMBUR
INSTALLATIONS DE MESURE
ETAT ACTUEL 1997


PLAN DE SITUATION
KINAMA
CIBITOKE
N
MUTAKURA
KAMENGE
NGAGARA
GASENYI
KIGOBE
QUARTIER INDUSTRIEL
Avenue de l'OUA
Rivière NTAHANGWA
Avenue de l'Imprimerie
BUYENZI
KWIJABE
MYAKABGA
EWIRA
Avenue de l'Université
Blv de l'Uprona
QUARTIER ASIATIQUE
Avenue du 13 OCT
ROHERO
KABONDO
Blv du 28 NOV
BAYIN GLADOKE
KININDO
KIBENGA
MUSAGA
KANYOSHA
ZONE D'ETUDE