

2016-07

Projet d'adduction d'eau potable en milieu rural : cas du réseau Gatwaro de la commune Bweru en Province Ruyigi

Harerimana, Antoine

UB, ITS

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2323>

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

UNIVERSITE DU BURUNDI

INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET
URBANISME



PROJET D'ADDUCTION D'EAU
POTABLE EN MILIEU RURAL: CAS
DU RESEAU GATWARO DE LA
COMMUNE BWERU EN PROVINCE
RUYIGI

Par:

HARERIMANA Antoine

&

NDAYISHIMIYE Guillaume

Sous la Direction de:

Ir. Donatien NDUWIMANA

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

Bujumbura, Juillet 2016

DEDICACES

A Dieu Tout Puissant

A mes très chers Parents

A mes Frères et Sœurs

A tous les membres de ma Famille

A la Famille NTUNZWENIMANA Onesphore

A tous ceux qui me sont chers

A mon collègue NDAYISHIMIYE Guillaume

Je dédie ce travail

HARERIMANA Antoine

A Dieu Tout Puissant

A mon regretté Père

A ma Chère Mère

A mes Frères et Sœurs

A la Famille NDABUBAHA J. Berchmans

A la Famille MUSHATSI J. Paul

A la Famille NDIKUMANA Vincent

A tous les membres de ma Famille

A tous ceux qui me sont chers

A mon collègue HARERIMANA Antoine

Je dédie ce travail

NDAYISHIMIYE Guillaume

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous voudrions exprimer nos sentiments de reconnaissances envers notre seigneur le tout puissant qui nous a accordé la grâce de terminer nos études.

Ensuite, nous saisissons cette occasion d'exprimer nos sincères remerciements à l'Ingénieur NDUWIMANA Donatien directeur du présent projet de fin d'étude qui malgré ses multiples occupations n'a cessé de nous guider dès le début jusqu' à la fin de ce travail.

Son entière disponibilité, ses sages conseils et suggestions pertinents, nous ont été d'importance capitale.

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

Nous exprimons en plus un grand remerciement à tous les enseignants qui, de l'école primaire jusqu'à la fin de nos études universitaires, nous ont formé moralement et intellectuellement.

Nous voudrions encore exprimé nos sentiment de reconnaissance à tous nos parents et parentés, nos amies et compagnons pour leur soutien tant moral que matériel qu'ils n'ont cessé de nous apporter, qu'ils trouvent dans ce projet le couronnement de leurs efforts.

En nous disons merci à tous les étudiants de l'université du Burundi en générale et ceux du Campus Kiriri en particulier avec qui, nous avons partagé peines et joies, et ceux de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce projet de fin d'études universitaires.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

AEP: Adduction d'Eau Potable

AHR: Agence Burundaise de l'Hydraulique Rurale

DIN: Deutsche Institut Für Normung

FSA/ITS: Faculté des Sciences Appliquées/ Institut Technique Supérieur

GC: Génie Civil

Ir: Ingénieur

Max: Maximum

ml: Mètre linéaire

NTU: Neuphelometric Turbidity Unit (Unité de Turbidité Néphélométrique)

OMS: Organisation Mondiale de la Santé

pH: Potentiel d'Hydrogène

PN: Pression Nominale

PU et PT: Prix Unitaire et Prix Total

PVC: Polychlorure de Vinyle

Re: Nombre de Reynold

REGIDESO: Régie de Distribution d'Eau et d'Electricité

TEM: Temps d'Exécution Moyen

ISTEEBU: Institut des Statistiques et d'Etudes Economiques du Burundi

TVA: Taxe sur la Valeur Ajoutée

RCE: Régie Communale de l'Eau

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.: Qualité de l'eau potable d'après les normes de l'OMS.....	- 5 -
Tableau II.1 Découpage administratif de la Province RUYIGI	- 7 -
Tableau II.2 : Découpage administratif de la Commune BWERU	- 9 -
Tableau III.1 : Ménages bénéficiaires de notre réseau.....	- 13 -
Tableau III.2 : Collectivités bénéficiaires de notre réseau	- 13 -
Tableau III.3 : Effectif communal en 1990 et 2008	- 14 -
Tableau III.4: La population future.....	- 15 -
Tableau III.5 : Valeurs de base du dimensionnement d'un réseau d'AEP.....	- 16 -
Tableau III.6 : Calcul des besoins projetés	- 17 -
Tableau III.7 : Récapitulatif des besoins en eau.....	- 20 -
Tableau V.1: coefficients horaires	- 31 -
Tableau V.2: Calcul de la Capacité du réservoir de la colline Ruvyagira.....	- 33 -
Tableau V.3 : Calcul de la capacité du réservoir de la Colline Gatwaro.....	- 33 -
Tableau V.4: Calcul de la capacité du réservoir des collectivités.....	- 34 -
Tableau V.5 : Paramètres géométriques des réservoirs	- 35 -
Tableau V.6: Calculs des portées	- 37 -
Tableau V.7: Epaisseur des dalles de couvercle.....	- 38 -
Tableau V.8: Calculs des charges des couvercles.....	- 39 -
Tableau V.9: Calculs des sollicitations des dalles de couvercle	- 39 -
Tableau V.10: Calculs des sections d'armatures des dalles de couvercles	- 42 -
Tableau V.11 : Diamètres des sections d'armatures	- 42 -
Tableau V.12: Calculs des portées du radier.....	- 43 -
Tableau V.13: Pré dimensionnement du radier.....	- 43 -
Tableau V.14 : Données de base du dimensionnement du radier.....	- 44 -
Tableau V.15 : Calculs des charges du radier.....	- 45 -
Tableau V.16 : Calculs des sollicitations du radier	- 46 -
Tableau V.17: Calculs des sections d'armature du radier	- 47 -
Tableau V.18: Choix des diamètres d'armatures	- 47 -
Tableau V.19 : Tuyaux normalisés, leurs pressions nominales et leurs diamètres	- 52 -
Tableau V. 20: Calculs Hydrauliques	- 62 -
Tableau VI.1 : Armatures pour radier	- 67 -

Tableau VI.2 : Armatures pour couvercle	- 67 -
Tableau VI.3 : Devis du Captage.....	- 69 -
Tableau VI.4 : Devis quantitatif de la Chambre de Départ	- 70 -
Tableau VI.5 : Devis quantitatif des Réservoirs	- 71 -
Tableau VI.6 : Devis Quantitatif de Chambre de Purge	- 73 -
Tableau VI.7 : Devis Quantitatif de Chambre de Ventouse	- 74 -
Tableau VI.8 : Devis Quantitatif Pour CVR	- 76 -
Tableau VI.9 : Devis Quantitatif Pour CVBF	- 77 -
Tableau VI.10 : Devis Quantitatif des Bornes Fontaines	- 78 -
Tableau VI.11: Devis Quantitatif des travaux et matériaux pour la canalisation	- 79 -
Tableau VI.12 : Coefficients de sécurité utilisés	- 80 -
Tableau VI.13: Devis estimatif	- 86 -
Tableau VI.14: Planification des tâches	- 89 -
Tableau VI.15: Graphique de Gantt	- 90 -

LISTE DES FIGURES

Figure II.1: Schéma de localisation de la zone de notre projet	- 11 -
Figure IV.1 : Schéma d'une source d'affleurement.....	- 22 -
Figure IV. 2 : Schéma d'une source de déversement.....	- 22 -
Figure IV. 3 : Schéma d'une source d'émergence	- 23 -
Figure IV.4: Schéma de principe adapté pour le captage.....	- 24 -
Figure IV.5 : Schéma d'aménagement autour de la zone de captage	- 26 -
Figure.V.1 : Position de l'axe d'appui	- 37 -
Figure. V.2 : Principe de ferrailage.....	- 37 -
Figure. V.3.Réservoir type de 10m ³	- 48 -
Figure. V.4.Réservoir-Type de 15m ³	- 48 -
Figure. V.5. Schéma d'un réseau maillé	- 49 -
Figure. V.6. Schéma d'un réseau ramifié.....	- 50 -
Figure V.7 : Schéma d'un réseau mixte.....	- 50 -
Figure V.8 : Schéma d'une chambre de ventouse.....	- 53 -
Figure V.9: Schéma d'une chambre de purge.....	- 54 -
Figure V.10: Schéma d'une chambre de vanne de répartition	- 55 -
Figure V.11: Vue en plan et coupe d'une borne fontaine	- 55 -
Figure.V.12: Schéma illustrant le Théorème de Bernoulli	- 57 -
Figure V.13: Organigramme des Calculs Hydrauliques	- 61 -
Figure V.14: Schéma de fonctionnement de notre Réseau	- 63 -
Figure. VI: Schéma du principe de pose d'une conduite	- 65 -

RESUME

L'eau est une composante naturellement irremplaçable dans la vie de l'homme, des animaux, des végétaux et même dans certaines activités qui font l'homme. Sans eau la vie quotidienne est pratiquement impossible.

Notre projet vise à l'Alimentation en eau Potable des habitants et des collectivités de la Colline Ruvyagira et Gatwaro toutes de la commune Bweru de la Province Ruyigi dans le but de résoudre les problèmes de carence d'eau.

Le linéaire de notre réseau est de 7920m.

Notre réseau de distribution d'eau potable sera alimenté par la source Nyarushurushuru II avec un débit moyen de 1.6l/s mais le débit nécessaire pour satisfaire les bénéficiaires est de 0.66l/s.

Les ouvrages utilisés pour notre projet qui est gravitaire sont: 4 réservoirs, 2 chambres de vanne de répartition, 1 Chambre de ventouse, 2 chambres de purges, 3chambres de vanne pour Borne Fontaine et 5 bornes fontaines.

Après avoir fait le dimensionnement de ces ouvrages, les calculs hydrauliques et leur différents devis, il nous a permis de calculer le coût global du projet qui est estimé à une somme de Cent soixante-cinq millions deux cent nonante cinq mille neuf cent nonante-six Francs Burundais (**165.295.996 FBu**) avec TVA incluse.

Enfin, comme un réseau mal suivi et mal entretenu peut fournir de l'eau qui pourra nuire à la santé humaine, il est demandé à la commune qui est l'organe le mieux indiqué en coopération avec la régie communale de l'eau de se charger à l'entretien au contrôle et à la sensibilisation aux activités d'assainissement.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS.....	ii
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	iv
LISTE DES FIGURES	vi
RESUME	vii
T'ABLE DES MATIERES	viii
CHAPITRE I : GENERALITES SUR L'EAU.....	- 1 -
I.1. Introduction	- 1 -
I.2 Sources d'eau	- 1 -
I. 3 Choix de la source de notre projet	- 3 -
I.4 Qualité d'eau potable	- 3 -
I.5. Motivation du Sujet	- 5 -
CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE DU PROJET	- 7 -
II.1. Situation géographique et climatique.....	- 7 -
II.1. a) Situation géographique et climatique de la Province RUYIGI	- 7 -
II. 1. b) Situation géographique et climatique de la Commune BWERU	- 8 -
II.2 .Organisation administrative	- 8 -
II. 3 La situation démographique.....	- 9 -
II. 4.La localisation de la zone du projet.....	- 10 -
CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	- 12 -
III.1. Introduction.....	- 12 -
III.2: Evaluation de la population	- 12 -
III.2.1:La population actuelle.....	- 12 -
III.2.1.a) Les Collines	- 13 -
III.2.1.b) Les collectivités	- 13 -
III.2.2:Population future.....	- 14 -
III.3: Estimation des besoins en eau potable.....	- 15 -
III.3.1:Calcul des besoins moyens journaliers	- 17 -
III.3.2: Calcul des besoins journaliers maximum.....	- 18 -
III.3.2.a)Calcul des pertes en eau.....	- 18 -

III.3.2.b) Besoins ou Consommation de pointe.....	- 19 -
CHAPITRE IV DESCRIPTION DU SYSTEME DE CAPTAGE.....	- 21 -
IV.1 Généralités et définition.....	- 21 -
IV. 2 .Nature des sources.....	- 21 -
IV. 3. Ouvrages de captage.....	- 23 -
IV.4.Protection des ouvrages de captage.....	- 25 -
IV. 5 Définition de quelques ouvrages du génie civil.....	- 26 -
IV. 5.a) Chambre de départ.....	- 26 -
IV. 5. b) Chambre de décharge.....	- 27 -
IV .5.C) Borne Fontaine.....	- 27 -
IV. 5. d) Chambre d'équilibre ou brise charge.....	- 27 -
CHAPITRE V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU RESEAU.....	- 28 -
V. 1.Dimensionnement des ouvrages de stockage.....	- 28 -
V.1.1.Classification des réservoirs.....	- 28 -
V.1.2.Emplacement des réservoirs.....	- 29 -
V.1.3.Les équipements des réservoirs.....	- 29 -
V.1.4. Capacité d'un réservoir.....	- 30 -
V.1.5.Calcul des capacités des réservoirs de notre projet.....	- 32 -
V.1.6.Beton armé des réservoirs de notre projet.....	- 34 -
V.1.6.1. Paramètres géométriques.....	- 34 -
V.1.6.2. Détermination des sections d'armature.....	- 36 -
V.1.6.2.1. Dalle de Couvercle.....	- 36 -
V.1.6.2.2. Dimensionnement du radier.....	- 43 -
V.2. Dimensionnement des ouvrages du réseau de distribution.....	- 49 -
V.2.1.Choix du réseau de notre projet.....	- 51 -
V.2.2. Les ouvrages de distribution et leurs accessoires.....	- 51 -
V.2.3.Les accessoires à la tuyauterie.....	- 53 -
V.2.4.Calculs Hydrauliques.....	- 56 -
CHAPITRE VI. DETERMINATION DU COUT GLOBAL DU PROJET.....	- 64 -
VI .1 .Devis descriptif.....	- 64 -
VI.1.1. Captage.....	- 64 -
VI.1.2. Chambre de départ.....	- 64 -

VI.1.3. Conduite d'alimentation.....	- 65 -
VI.1.4. Chambres de ventouse	- 66 -
VI.1.5. Chambres de purge	- 66 -
VI.1.6. Bornes Fontaines	- 66 -
VI.1.7. Chambre de vanne de répartition et pour bornes fontaines	- 67 -
VI.1.8. Les ouvrages de stockage(Réservoirs).....	- 67 -
VI.1.9. Accessoires des Réservoirs	- 68 -
VI. 2. Devis quantitatif.....	- 68 -
VI. 3. Devis estimatif	- 80 -
VI.4. Planning des travaux.....	- 87 -
CHAPITRE VII:CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	- 91 -
VII.1.Aspects environnementaux	- 91 -
VII.2: Conclusion générale	- 91 -
VII.3. Recommandations	- 92 -
BIBLIOGRAPHIE	- 93 -
ANNEXES.....	- 94 -

CHAPITRE I : GENERALITES SUR L'EAU

I.1. Introduction

L'eau est une source naturelle très indispensable à toute réalisation sur notre planète. Il est certain que sans eau aucune vie ne serait existante sur la terre. Par ailleurs la qualité requise et la quantité nécessaire de cet élément vital qui est l'eau restent déterminantes pour tout progrès humain car l'absence de l'un et / ou de l'autre constituerait une véritable menace à la vie sur terre.

La répartition de cette ressource n'est pas uniforme. On remarque que $\frac{1}{4}$ de la surface terrestre est occupé par la terre tandis que les $\frac{3}{4}$ qui restent sont occupés par l'eau mais cela n'empêche que la sécheresse menace bien pas mal de région.

Le problème de l'eau est particulièrement l'eau potable est toujours grave en particulier dans le monde entier. L'eau est un élément essentiel à l'homme aux animaux et aux végétaux.

En générale les endroits où habitent les hommes nécessitent la disponibilité de l'eau pour la consommation humaine pour les usages domestiques et sans doute par aussi, les animaux. Mais cela n'implique pas que cette eau soit d'un accès facile, ni en quantité suffisant, ni en qualité propre. On doit souvent la transporter sur de grandes distances.

De manière générale l'eau trouvée dans la nature ne peut être distribuée comme on le trouve dans la nature parce qu'elle n'a pas toujours toutes les caractéristiques exigées par l'OMS.

I.2 Sources d'eau

Les directives désignent comme source toutes eau apparaissent à la surface terrestre sans être élevée artificiellement. Une source peut être définie comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine, soit indirectement à travers un système de fissure. L'aquifère se décharge par affleurement ou par refoulement si une couche imperméable empêche l'écoulement souterrain.

La source est déterminée en premier lieu par :

- Son débit d'étiage mesuré durant une période de plusieurs années ;
- La constance de ce débit, plus le rapport entre le débit maximum et minimum est petit, meilleur est la qualité de la source ;
- Le volume annuel, relevé pendant plusieurs années ;
- La différence de niveau et la distance entre la source et la zone d'alimentation ;
- L'utilisation économique du sol (forêt, agriculture, habitation) dans la zone des bassins d'alimentation jusqu'au captage, ainsi que l'épaisseur et les caractéristiques de la couche supérieure filtrante de ce bassin ;
- Les caractéristiques chimiques, physiques microbiologiques et bactériologiques de l'eau.

Voici les différents types de sources :

1. Source de dépression à écoulement par gravité

On est en présence généralement de petits débits pouvant encore se réduire en période sèche ou lors d'un abaissement du toit de la nappe (exemple: excavation importante pour travaux du génie civil ;)

2. Source d'énergie à écoulement par gravité

L'écoulement est plus régulier mais les fluctuations de débits sont encore importantes. Ces deux types de sources (a+b) alimentés par des nappes libres, sont sujets de variations de la qualité de l'eau (turbidité, température, etc.) et les risques de contamination directe ne sont pas à négliger.

3. Source artésienne d'émergence ou de fissure

L'eau est évaluée à l'extérieur sous la pression de la nappe. Le débit est souvent important et l'on ne constate que pour, voir pas de fluctuations saisonnières. Ces sources sont très bien adaptées aux objectifs d'alimentation en eau potable puisque leur aquifère est bien protégé contre les contaminations par couverture imperméable.

4. Les résurgences

Dans les milieux fissurés et dans les régions où l'altération caractéristique a profondément entaillé les massifs calcaires, le réseau hydrographique superficiel et le réseau souterrain sont en relation permanentes par un jeu de pertes et de résurgences. Leur eau ne donne pas de garantie (sans traitement préalable) pour une eau de consommation.

I. 3 Choix de la source de notre projet

Comme les sources constituent l'exutoire de la nappe phréatique ou gisement, elles sont des emplacements où les eaux souterraines débouchent à l'air libre. Il s'agit d'une sortie naturelle d'eau souterraine.

Parmi toutes les sources ci-haut citées, celle qui fait l'objet de notre projet d'alimentation en eau potable est (la source artésienne d'énergie ou de fissure).

Le débit de cette source est souvent important et l'on ne constate que peu voire pas de fluctuation saisonnière.

I.4 Qualité d'eau potable

Une eau potable est celle dont la consommation par l'organisme ne produit aucun effet néfaste. Pour cela, l'eau potable doit être dotée de qualités telles que :

- Être démunie de substances toxiques ;
- Ne pas contaminer par transport hydrique ;
- Avoir une composition en matière minérale et organiques élevée ;
- Ne doit pas être contaminée. Elle doit en outre avoir une température comprise entre 8 et 12 °C et être limpide.

L'OMS propose les caractéristiques physiques, chimiques et bactériologiques regroupées dans le tableau suivant :

PARAMETRES	UNITE	Valeurs indicatives (Max. souhaitable)	Valeurs indicatives (Max. admissible)
A. PHYSIQUES			
1. Turbidité	U.T.N	5	25
2. Couleur	mgpt/l	5	50
3. MES	mg/l	500	1500
4. Température	°C	-	-
B. CHIMIQUES			
5. Conductibilité	µS/Cm	-	-
6. Dureté totale	mg/l	100	500
7. pH	-	7.0 à 8.5	6.4 à 9.2
8. Oxygène dissout	mg/l	-	-
9. Fer	mg/l	0.1	0.1
10. Manganèse	mg/l	0.05	0.5
11. Chlorures	mg/l	200	600
12. Cuivre	mg/l	0.05	1.5
13. Aluminium	mg/l	0.2	-
14. Zinc	mg/l	5	15
15. Sulfates	mg/l	200	400
16. Détergents	mg/l	0.2	1
17. Huile minérale	mg/l	0.01	0.3

18. Arsenic	mg/l	0	0.05
19. Cadmium	mg/l	0	0.05
20. Cyanures	mg/l	0	0.05
21. Mercure	mg/L	0	0.001
22. Plomb	mg/l	0	0.1
23. Sélénium	mg/l	0	1
24. Radio active α	Bq/l	0	1(*)
25. Radio active β	Bq/l	0	1(*)
C.BACTERIOLOGIQUES			
26. Coliformes totaux	1/100 ml	0	1(**)
27. Coliformes Fécaux	1/100	0	0

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

I.5. Motivation du Sujet

En considérant le taux de couverture théorique en eau potable du milieu rural, on réalise que le Burundi demeure avec un défi à relever.

La commune BWERU en général, la colline Gatwaro en particulier, elle aussi n'est pas épargnée de ce déficit .C'est pourquoi notre sujet consiste en l'alimentation en eau potable de Gatwaro .Plusieurs solutions sont généralement envisageables, il faudrait choisir la solution la plus économique.

Il est à confirmer que l'eau constitue une source de la vie incontournable au niveau de la santé animal, végétale et la satisfaction de ces besoins devient non négligeable .Les études à mener qui nous permettront à son aboutissement vont susciter une démarche bien élaborée.

Elles consisteront tout d'abord à recueillir les données de bases indispensables (la démographie, la nature de l'occupation du sol mais aussi des réseaux et infrastructures existants etc.) .Ces données permettront d'aboutir en second lieu à la planification et à la conception du réseau.

Cette étape déterminante sera l'occasion de mettre au point les composantes et les paramètres de calculs des réseaux en se basant parfois sur des hypothèses et dans le respect des critères de conception.

CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE DU PROJET

II.1. Situation géographique et climatique

II.1.a) Situation géographique et climatique de la Province RUYIGI

La Province de Ruyigi est l'une de dix-huit provinces du Burundi .Elle a une superficie de 2338.88Km² soit 8.139% de la superficie national du Burundi. La province de Ruyigi est découpée en 7 provinces, subdivisées en 178 collines de recensement.

Le schéma suivant montre le découpage administratif de la Province RUYIGI :

Communes	Superficie en Km ²	Nbre de collines
1. Butaganzwa	341.81	39
2. Butezi	334.06	15
3. Bweru	343.22	20
4. Gisuru	535.20	43
5. Kinyinya	267.30	18
6. Nyabitsinda	228.74	19
7. Ruyigi	289.08	24
Total	2338.88	178

Tableau II.1 Découpage administratif de la Province RUYIGI

La Province de RUYIGI est située par rapport au Burundi à l'Est et elle est frontalière de la Tanzanie. Sa situation par rapport aux autres Provinces :

- Au Sud : Province RUTANA ;
- A l'Ouest : Province GITEGA et KARUZI ;
- A l'Est : Province CANKUZO et TANZANIE ;
- Au Nord : Province KARUZI et CANKUZO.

II. 1. b) Situation géographique et climatique de la Commune BWERU

Situation géographique

La Commune BWERU est située à l'extrémité de la province Ruyigi. Elle a une superficie de 343.22Km².

Elle est délimitée :

- Au Sud : Les Communes RUYIGI et GISURU ;
- A l'Ouest : Commune BUTEZI et Parc National de Ruvubu ;
- A l'Est : Province CANKUZO ;
- Au Nord : Province CANKUZO et Parc National de Ruvubu ;

La population de la Commune BWERU en 1999 est de 28387 habitants et en 2001 s'élevait à 37395 habitants.

Situation climatique :

La Commune de BWERU se trouve dans la région naturelle de BUYOGOMA qui se caractérise par des pentes relativement faibles et une altitude moyenne comprise entre 1500m et 1900m et 1350m dans le MOSO. Une pluviométrie moyenne annuelle est d'environ 1200mm.

La température se trouve entre 11⁰c et 26⁰c.

II.2. Organisation administrative

Le tableau suivant montre le découpage administratif de la Commune BWERU :

Les Collines de BWERU	Population	Ménages ordinaires	Taille moyenne de ménage
Bigombo	1575	324	4.9
Busoro	956	193	5.0
Busuma	1589	326	4.9
Bweru	2649	546	4.9

Caga	4120	889	4.6
Gasenyi	1799	368	4.9
Gashane	1059	216	4.9
Gatwaro	1670	331	5.0
Kanisha	1551	338	4.6
Kirambi	1475	310	4.8
Masama	1102	237	4.6
Mibanga	733	163	4.5
Mubavu	1742	347	5.0
Nkanda	3612	768	4.7
Ntunda	1984	416	4.8
Nyamugari	2606	542	4.8
Nyarunazi	1211	264	4.8
Ngozi	1338	291	4.8
Rubane	2863	587	4.9
Ruvyagira	1761	380	4.6
Total		7836	4.8

Tableau II.2 : Découpage administratif de la Commune BWERU

II. 3 La situation démographique

Population et densité

La présente étude se réfère sur les projections démographiques en 2008 réalisées par l'Institut de Statistiques et d'Etudes Economiques du Burundi.

Selon l'ISTEEBU, en 2008 la population de la commune Bweru estimée à 3739 habitants.

Cette population est répartie sur une superficie de 343.22 Km², sa densité moyenne est de 109, habitants/Km² inférieur à celle de la Province RUYIGI (175 habitants/Km²).

II. 4. La localisation de la zone du projet

Le réseau qui fait objet de notre étude se localise plus précisément en commune Bweru (de la Province RUYIGI) sur les deux collines que sont :

- Ruvyagira ;
- Gatwaro.

La figure suivante montre le schéma de localisation de la zone de notre projet :



Figure II.1: Schéma de localisation de la zone de notre projet

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

III.1. Introduction

Nul n'ignore que l'étude d'alimentation en eau potable exige en tout premier lieu de connaître les effectifs à desservir.

L'objectif principal de l'AEP est de satisfaire au moins les besoins de la population en eau dans la zone concernée pendant une période bien déterminée qui est la durée de vie du réseau. La durée de vie du réseau a une importance capitale car elle permet de garantir la population d'un approvisionnement d'eau potable durant cette période considérée. Pour notre projet cette durée a été estimée à 25ans. C'est à dire de 2015-2040. Mais avant toute chose on doit tenir compte de la qualité et de la quantité qui sont des critères très importantes dans le choix d'une source de captage.

En plus, on doit avoir des informations nécessaires et suffisantes concernant les équipements et les établissements publics où la consommation en eau est élevée. Ces derniers sont en général des usines, des écoles, des centres de santé des hôpitaux,....., ceci pour arriver à une bonne évaluation des besoins en eau, ce qui permet de produire la qualité nécessaire à laquelle on ajoute des pertes éventuelles.

III.2: Evaluation de la population

III.2.1:La population actuelle

La détermination de la population se fait à partir des données de recensement ou d'une enquête menée auprès de l'administration. Pour le cas concernant notre projet l'ISTEEBU nous a fourni les données d'étude statiques fiable, les projections de la population à l'horizon 2040 sont basées sur les coefficients retenus et développés dans le dossier d'identification de la province RUYIGI.

III.2.1.a) Les Collines

Selon le dénombrement (taille du ménage) reçu après la dite enquête, la population actuelle (Xo) de chaque colline traversée par le réseau est indiquée dans le tableau suivant:

Colline ou sous colline	Ménages	Taille du ménage	effectif
Ruvyagira	48	6	288
Gatwaro	87	6	522
Total	135		810

Tableau III.1 : Ménages bénéficiaires de notre réseau

III.2.1.b) Les collectivités

Les collectivités à considérer pour les besoins en eau potable sont les établissements publics ou privés qui sont pour notre projet:

- E.P Gatwaro ;
- CO.CO Gatwaro.

Le tableau ci-dessous nous donne les effectifs correspondant à chaque collectivité :

Equipements	nombres	effectifs
E.P Gatwaro	807	807
CO.CO Gatwaro	700	700
Total	1507	1507

Tableau III.2 : Collectivités bénéficiaires de notre réseau

III.2.2: Population future

Il est possible de déterminer la population future après une certaine période appelée durée de vie du réseau, sur base de la population actuelle et du taux de croissance de la population résidente comme l'indique la formule suivante:

$$X_n = X_0 \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \quad (\text{Formule III.1})$$

Avec : X_n = Population pendant une durée de vie de fonctionnement du réseau ;

X_0 = population actuellement résidente ;

r = Taux de croissance annuelle de la population ;

n = nombre d'année projetées = 25 ans.

Pour notre projet nous allons fixer une durée de vie de fonctionnement de 25 ans, c'est-à-dire une période allant de 2015-2040 et l'évolution de la population constatée lors des enquêtes de 1990 et 2008 en commune Bweru nous permet de calculer le taux de croissance de sa population.

Le tableau ci-dessous nous montre les valeurs de la population permettant le calcul du taux de croissance :

Année de recensement	Population de la Commune Bweru
1990	28387
2008	37395

Tableau III.3 : Effectif communal en 1990 et 2008

Source: ISTEERU

Calcul du taux de croissance

Le calcul du taux de croissance s'effectue à l'aide de la formule suivante:

$$r = \left(\left(\frac{X_n}{X_o} \right)^{1/n} - 1 \right) * 100 \quad \text{(Formule III.2)}$$

Avec : X_n = effectif de la population en 2008 ;

X_o = effectif de la population en 1990 ;

n = Nombre d'année 18 ans ;

$$r = \left(\left(\frac{37395}{28387} \right)^{1/18} - 1 \right) * 100 = 1.5429 \sim 1.55.$$

Avec ce taux de croissance qu'on vient de trouver, on peut calculer alors la population future en 2040.

Le tableau suivant montre la population future en 2040:

Population	Ménages	Taille du ménage	Effectifs 2015	Effectifs 2040
Ruvyagira	48	6	288	424
Gatwaro	87	6	522	767
E.P Gatwaro	807	-	807	1186
CO.CO Gatwaro	700	-	700	1029
Total			2317	3406

Tableau III.4: La population future

III.3: Estimation des besoins en eau potable

Dans le souci de satisfaire au maximum possible les bénéficiaires du réseau, il est nécessaire de procéder à une évolution des besoins en eau potable.

Ces besoins en eau potable sont classés en deux grandes catégories :

- Les besoins en eau potable pour la population résidente ;
- Les besoins en eau potable pour les équipements publics et sociaux.

Outre ces besoins, une petite partie pour le branchement privé est prévue.

Le calcul des besoins en eau potable de notre projet doit tenir compte du nombre de bénéficiaires et pour ce, on va faire recours aux valeurs données par l'OMS pour le dimensionnement des installations d'adduction en eau potable en milieu rural.

Les valeurs de bases pour le dimensionnement des installations d'adduction en eau potable sont données dans le tableau suivant :

Besoins	Unité	Valeurs OMS	Valeurs locales
1. Consommation domestique :			
• Bornes fontaines, puits,	l/j/ habitant	5-25	20
• Branchements particuliers.	l/j/ habitant	70-250	100
2. Etablissements publics :			
• Ecole primaire	l/ j / élève	15-30	5
• Ecole polyvalente	l/ j / élève	15-30	5
• Foyer social	l/j/personne	15-30	10
• Prison	l/j/personne	-	20
• Bureau communal	l/j/personne	24-30	15
• Centre de négoce	l/j/personne	15-20	10
• Dispensaire, maternité	l / j /lit	220-300	-
• Centre de santé	l / j /lit	90-140	150
• Ecole à internat	l / j / élève	-	30
• Camps militaires	l / j /soldat	-	30
• Communauté religieuse	l/j/personne	-	250
• Catéchuménat	l/j/personne	-	5

Tableau III.5 : Valeurs de base du dimensionnement d'un réseau d'AEP

III.3.1: Calcul des besoins moyens journaliers

Pour calculer les besoins moyens journaliers de notre projet, nous avons utilisés des valeurs locales qui sont:

- Population résidente: 20l/j/hab. pour le cas de borne fontaine ;
- Etablissements publics:
 - Ecole primaire=5l/j/écolier ;
 - co.co =5l/j/ élève.

Le tableau suivant montre les besoins moyens journaliers :

Bénéficiaires		Situation en 2015			Situation en 2040	
		Effectif	Besoin (l/j/hab.)	Besoin moyen (l/j)	Effectif	Besoin moyen (l/j)
Population résidente		810	20	16200	1191	23820
Etablissement publics	E.P.Gatwaro	807	5	4035	1186	5930
	CO.CO Gatwaro	700	5	3500	1029	5145
Total		2317		23735	3406	34895

Tableau III.6 : Calcul des besoins projetés

Ainsi, tenant compte de ces valeurs moyennes ci hautes trouvées, les besoins moyens en l/s correspondant pour l'an 2015 sont: $1l/s * \frac{23735}{24*3600} = 0,2751/s$;

Pour l'an 2040, nous avons : $1l/s * \frac{34895}{24*3600} = 0,4031/s$.

III.3.2: Calcul des besoins journaliers maximum

Les valeurs trouvées dans le tableau ci-haut ne sont directement celles qu'il faut utiliser dans le calcul d'ouvrages hydrauliques. Il nous faudra déterminer les besoins en eau max après avoir considéré toutes les pertes d'eau potables et les consommations c pointes.

$$Q_{jmax} = Q_{jp} + \text{Pertes} \quad (\text{Formule III.3})$$

III.3.2.a) Calcul des pertes en eau

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

- Les fuites d'eau dues aux robinets non ou mal fermés ;
- Les fuites d'eau dans les conduites de transports ;
- Les fuites au niveau des vannes mal entretenues, etc.

Le volume de ces pertes dépend de :

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

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

$$\text{Pertes} = Q_{jmoy} * \left(\frac{p}{1-p} \right) \quad (\text{Formule III.4})$$

Avec p : pourcentage de perte d'eau ;

La valeur de p varie de 0.2 à 0.5 :

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

Pour le présent projet, il s'agit du milieu rural, et comme au Burundi, la plupart des réseaux d'AEP dans les milieux ruraux sont moyennement entretenus, nous prenons $p = 0.35$.

III.3.2.b) Besoins ou Consommation de pointe

D'une manière générale, la production de pointe est calculée en comparaison avec production de pointe des villes du Burundi jusqu'ici connues, en tenant compte d'activités quotidiennes.

La G.K.W.Ingénieur conseil a considéré 25% comme facteur de production de pointe dans la ville de Ngozi (1975-1985).

Pour notre projet nous prenons comme facteur de production de pointe égal 10% puisque on est dans un milieu rural où la densité n'est pas forte.

La production de pointe ou même les besoins maximaux pour l'an 2040 est effectuée en appliquant la formule suivante:

$$Q_{jp} = Q_{jmoy} * (1 + c) \quad \text{(Formule III.5)}$$

Avec: Q_{jp} = Production journalière de pointe ;

Q_{jmoy} = Besoins moyens journaliers ;

c = Facteur de production de pointe (10%) ;

$$Q_{jp} = 0,4031/s * (1 + \frac{10}{100}) = 0,4433 \text{ l/s};$$

$$Q_{jmax} = Q_{jp} + \text{Pertes};$$

Avec: Q_{jmax} = production maximale de 2040 ;

Q_{jp} = production journalière de pointe.

Le tableau suivant montre le récapitulatif des besoins en eau :

Bénéficiaires	Colline ou sous colline	Effectif en 2040	Besoins en m ³ /j	Besoin en l/s	Pertes en l/s	Qjp en l/s	Qjmax l/s	Qji En m ³
Besoins des ménages	Ruvyagira	424	8.48	0.0981	0.0528	0,1079	0,1608	0,5
	Gatwaro	767	15.34	0.1775	0,0956	0,1953	0,2909	1,0
collectivités	E.P.Gatwaro	1186	5.93	0.0686	0,0369	0,0754	0,1125	0,4
	Co.Co Gatwaro	1029	5.145	0.0595	0,0320	0,0655	0,0976	0,3
total		3406	34.895	0.4038	0,2174	0.4442	0.6618	2.3

Tableau III.7 : Récapitulatif des besoins en eau

CHAPITRE IV DESCRIPTION DU SYSTEME DE CAPTAGE

IV.1 Généralités et définition

Dans l'optique de pouvoir alimenter les collines Ruvyagira et Gatwaro et leur environs eau potable, la qualité d'eau captée dans la zone doit être capable de satisfaire a besoins de ces régions environnantes.

Elle doit ensuite être transportée depuis le lieu de captage jusqu'aux différents lie d'utilisation ou tout simplement jusqu' aux lieux souhaités.

Pour cela des études de protections du site en partant de captage jusqu' aux différe points de consommation doivent être menées envie d'assurer aux points de puisage, u eau salubre.

Définition

Le captage est un phénomène qui consiste à collecter les filets d'eau d'une source de un ouvrage approprié et les amener dans un petit réservoir visitable sur lequel branché la conduite d'alimentation .Il est nommé cœur d'adduction.

IV. 2 .Nature des sources

On appelle source d'eau, une nappe souterraine s'échappant du sol naturellement sc moyen artificiel. Selon son mode de formation, on distingue trois principales formes sources à savoir :

- Source d'affleurement ;
- Source de déversement ;
- Source d'émergence ;

Source d'affleurement

Les sources d'affleurement sont les résultats de l'apparition de l'Eau le long de surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe .Elles so intéressantes à capter grâce à leur débit important et aussi tarissement rarement.

Le schéma suivant montre le schéma de la source d'affleurement :

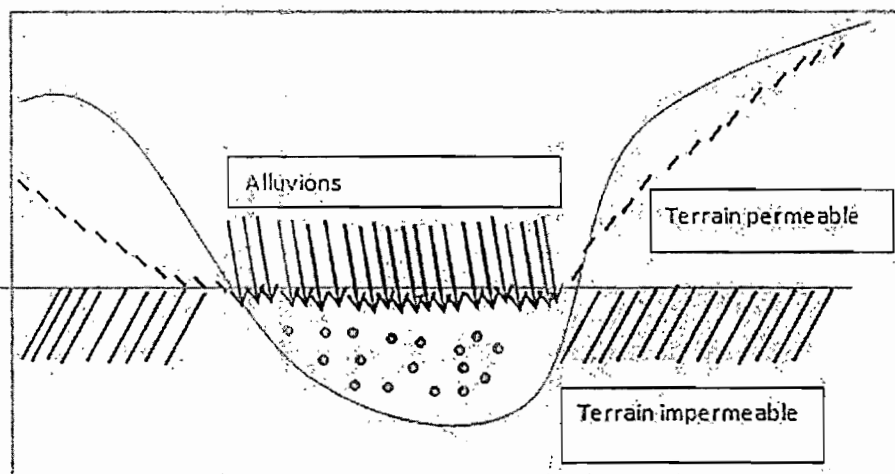


Figure IV.1 : Schéma d'une source d'affleurement

La source de déversement

Ces sources prennent naissance dans les roches fissurées en surface. La sortie de l'eau fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et par un certain nombre de file liquide qui après s'être rassemblées, apparaissent dans une cuvette naturelle. Ces sources sont peu intéressantes à capter.

Le schéma suivant montre le schéma de la source de déversement :

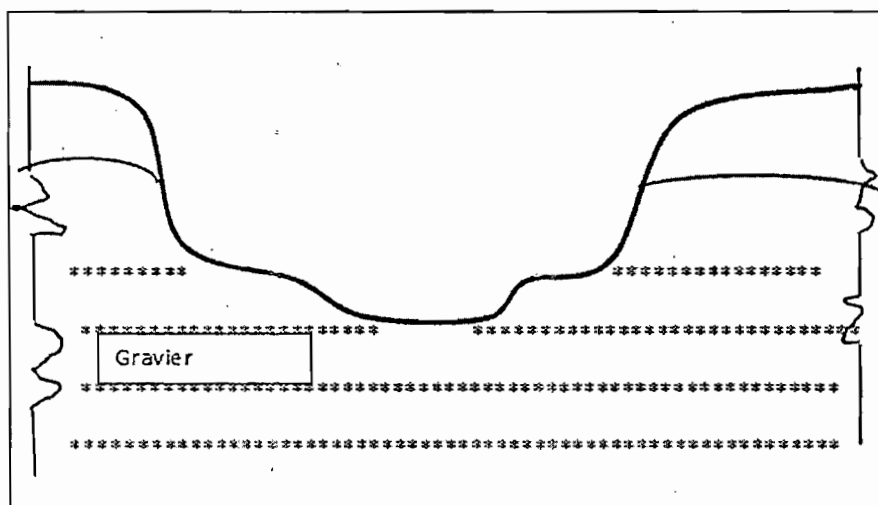


Figure IV. 2 : Schéma d'une source de déversement

La source d'émergence

Ces types de sources prennent naissance à la rencontre de la surface piézométrique d'une nappe avec la surface topographique sans que le substratum imperméable se nécessairement affleurant. La couche perméable se fissure. Ces sources sont donc alimentées par la partie supérieure de la nappe.

Elles peuvent tarir en réseau de pluie si la nappe est trop basse. Le fond de la vallée n'atteint pas l'imperméable.

Le schéma suivant montre le schéma de la source d'émergence :

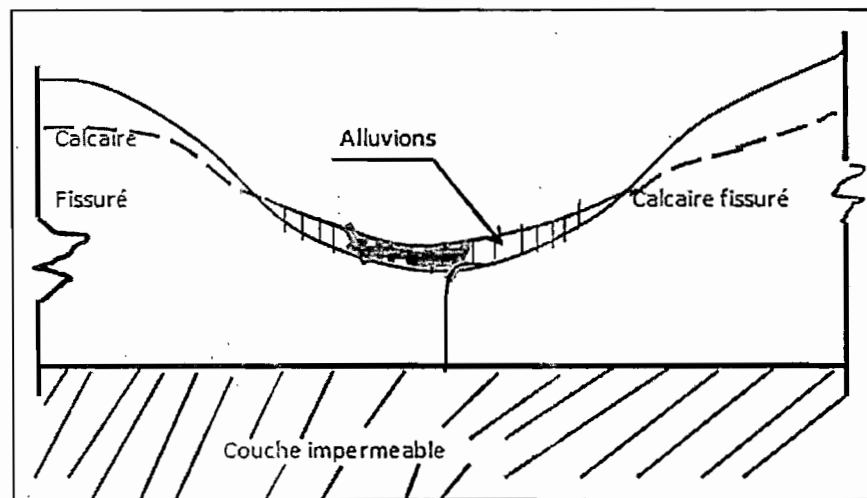


Figure IV. 3 : Schéma d'une source d'émergence

IV. 3. Ouvrages de captage

Parmi les ouvrages de captage nous pouvons distinguer :

- La chambre de captage ;
- La chambre de départ ;

➤ La chambre de captage

Ouvrage qui consiste à collecter les filets d'eau d'une source et les amener dans un petit réservoir visitable appelé chambre collectrice dans le cas où on a plusieurs sources ou une chambre de départ dans le cas où on a une seule source.

➤ Chambre de départ

Souvent construit en moellons la chambre de départ est destinée à accueillir les eaux de la chambre de captage. Elle est compartimentée pour pouvoir décanter les particules solides (sable) dans le premier compartiment. L'eau passe ensuite au-dessus du seuil plat pour se déverser dans le canal compartimenté pour le départ.

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

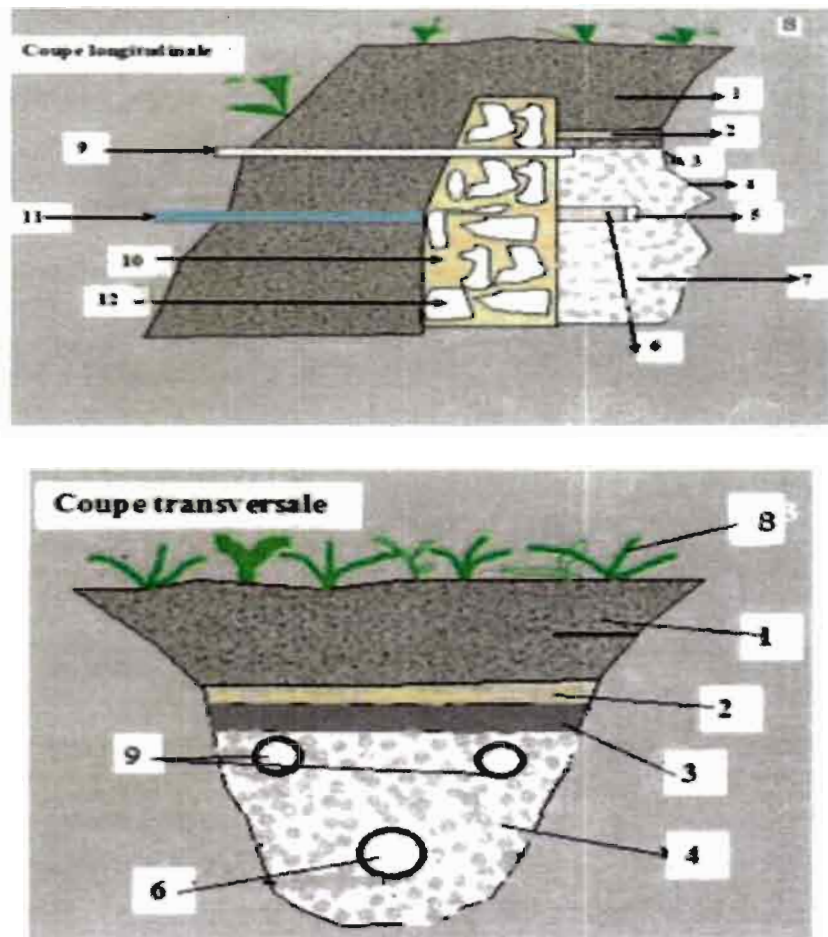


Figure IV.4: Schéma de principe adapté pour le captage

Légende.

- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| 1. Remblais simple | 7. Couche naturelle imperméable |
| 2. Couche d'étanchéité(Argile) | 8. Gazon |
| 3. Etanchéité en plastique | 9. Trop plein |
| 4. Couche filtrante | 10. Enduit d'étanchéité |
| 5. Bouchon | 11. Vers chambre de départ |
| 6. Drain perforé en PVC | 12. Barrage en moellon |

IV.4. Protection des ouvrages de captage

Les ouvrages de captages doivent être suffisamment protégés dans le but de garantir la durée de vie du réseau d'alimentation en eau potable. Pour bien assurer cette protection, on dispose de certaines mesures suivantes:

- d'empêcher toute substance polluante de parvenir dans le captage ;
- La zone de captage doit être clôturée et son étendue varie de 10 à 20 m depuis le captage dans le but d'empêcher tout accès du bétail et d'autres activités pouvant polluer le bassin versant ;
- Interdire de conduire ou d'extraire les matériaux dans la zone de captage ;
- Ne pas construire les latrines en amont de la zone du captage à une distance inférieure à 200m ;
- Ne pas ériger des bâtiments industriels ou les voies de communications (routes) à proximité de la zone de captage.

Outres toutes ces mesures prises en considération, la protection de la source du puits contre les eaux de ruissellement est exigée.

On creuse tout autour de la clôture à une distance de 6 m une tranchée drainante de 80 cm de profondeur et de 50 cm de largeur pour la canalisation et déviation des eaux de ruissellement pouvant détruire la zone du captage sans fortes érosions.

On plante les herbes de types Gazon dans la zone de captage afin de stabiliser le sol et éviter l'érosion à cet endroit.

La figure suivante montre le schéma d'aménagement autour du captage :

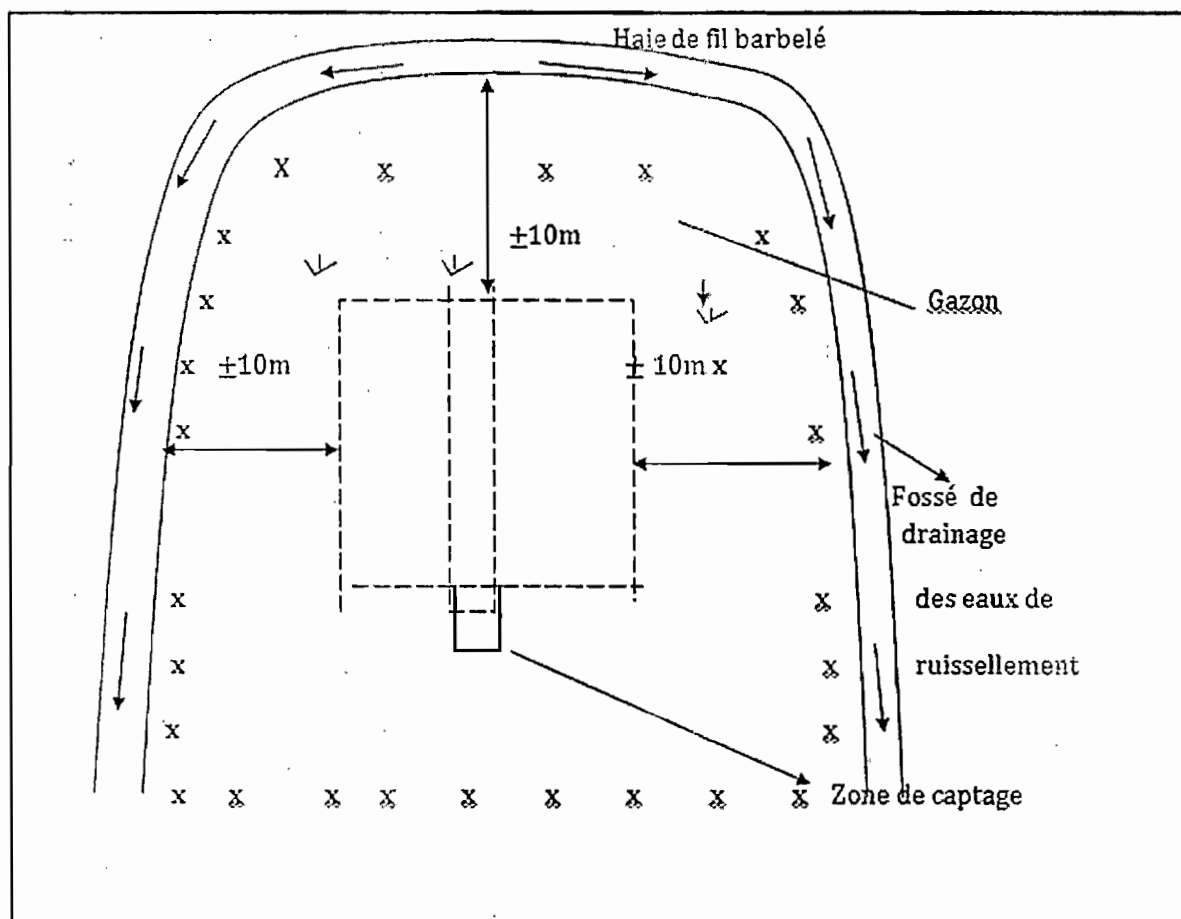


Figure IV.5 : Schéma d'aménagement autour de la zone de captage

IV. 5 Définition de quelques ouvrages du génie civil

IV. 5.a) Chambre de départ

C'est un ouvrage construit très souvent par des briques cuites ou en moellon destinée à recevoir l'eau de la source de captage. Elle comporte deux compartiments pour décant les particules solides. Pour notre cas elle est construite en moellons.

IV. 5. b) Chambre de décharge

La chambre de décharge est un ouvrage placé au niveau plus bas pour éliminer les dépôts des particules solides qui peuvent être stockés à l'intérieur des conduites.

IV .5.C) Borne Fontaine

Une Borne Fontaine est un ouvrage d'alimentation qui sert à fournir à la population environnante à celle –ci, une eau en quantité suffisante selon la nécessité de ce dernière.

IV. 5. d) Chambre d'équilibre ou brise charge

La chambre d'équilibre a pour rôle d'égaliser les pressions Lorsque les eaux provienne de deux sources situées à des altitudes différentes .La brise charge limitera les pressio de services dans les PVC.

Cette brise charge comportera :

- Une conduite d'arrivée munie d'une vanne d'un limiteur de débit et d'un robinet frotteur ;
- Un trop- plein ;
- Une conduite de départ munie d'une crépine.

CHAPITRE V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU RESEAU

Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser au dimensionnement des principaux ouvrages constituant notre réseau, sans oublier les accessoires.

Les principaux ouvrages sont :

- les ouvrages de stockage (Réservoirs) ;
- les ouvrages de distribution (Conduites d'adduction et de distribution) ;
- les accessoires.

V. 1. Dimensionnement des ouvrages de stockage

V.1.1. Classification des réservoirs

Généralement, on distingue trois types d'ouvrage de stockage à savoir :

- la chambre de captage ;
- la chambre de départ ;
- les réservoirs de stockage.

Dans le présent chapitre, nous allons commencer par le dimensionnement des réservoirs de stockage dont on distingue différents types :

➤ **Suivant la forme, on distingue :**

- des réservoirs cylindriques ;
- des réservoirs parallélépipédiques ;
- des réservoirs de forme quelconque.

Au terme de notre travail, nous avons choisi d'utiliser des réservoirs de forme cylindrique, vu leur résistance à la pression hydrostatique, mais également l'économie des matériaux.

➤ **suivant le mode d'établissement et de pose, on distingue :**

- des réservoirs enterrés ;
- des réservoirs semi-enterrés ;
- des réservoirs surélevés.

Au terme de notre travail, nous avons choisie d'utiliser des réservoirs semi enterrés c 1m dans le sol. Ce type de réservoir résiste mieux au danger de renversement du réservoir suite à la pression de l'eau.

➤ **suivant la nature des matériaux de construction du réservoir on distingue :**

- des réservoirs métalliques ;
- des réservoirs en béton armé ;
- des réservoirs en maçonnerie des moellons ;
- des réservoirs en matières plastiques.

Pour notre projet, nous proposons d'utiliser des réservoirs en maçonnerie de moellons (pour les parois) mais dont la dalle de couvercle et le radier en béton armé.

V.1.2.Emplacement des réservoirs

Les réservoirs sont à placer :

- Soit au centre de l'agglomération pour réduire les pertes de charges et les longueurs de conduites ;
 - soit en altitude en réduisant le diamètre .Les pertes de charge sont ainsi compensées par une pression plus grande due à l'altitude (énergie potentielle).
- L'altitude du réservoir, plus précisément celui du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

V.1.3.Les équipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés des éléments suivants :

- la conduite d'amenée avec un robinet à flotteur qui joue le rôle d'obturation ;
- la conduite de distribution munie de crépine à son origine qui prend source vers le fond du réservoir ;
- un tuyau de trop plein permettant l'évacuation de l'eau en excédent ;
- un indicateur du niveau d'eau ;
- une échelle à l'extérieur et à l'intérieur pour des visites éventuelles du réservoir lors l'entretien du réservoir;
- un tuyau de vidange au moment de l'entretien ;

- une couvercle qui protège l'eau contre les agents extérieurs (les eaux de pluie, les poussières, les feuilles d'arbres, etc.) ;
- une vanne à flotteur et crépine.

V.1.4. Capacité d'un réservoir

Pour la détermination de la capacité d'un réservoir, plusieurs paramètres sont à tenir compte :

- la différence entre la quantité produite par la source et la quantité nécessaire pour la consommation ;
- la répartition moyenne journalière de consommation d'eau (notion de coefficient horaire) ;
- la consommation journalière.

Dans les calculs de la capacité d'un réservoir, on utilise généralement deux méthodes à savoir :

- la méthode analytique ;
- la méthode graphique.

Nous avons préféré d'utiliser la méthode analytique dans nos calculs.

Par la méthode analytique, le volume du réservoir qu'est la capacité cherchée est en principe égal à la différence entre le volume entrant et celui sortant pour un intervalle de temps bien déterminé, soit 24 heures.

Le paramètre important influençant la capacité du réservoir est le coefficient horaire selon que la population est villageoise ou urbaine. On a des coefficients horaires (facteurs des variations horaires des consommations) différents à des intervalles de temps différents.

Les coefficients horaires selon les normes de la REGIDESO sont donnés dans le tableau suivant :

Intervalle de temps (en heures)	Coefficient horaire : c_h	
	En milieu rural	En milieu urbain
0-2	0	0,18
2-6	0,35	0,5
6-7	2,5	2,74
7-12	1,2	1,5
12-14	1,7	1,85
14-19	1,9	1,25
19-22	0,3	1
22-0	0,15	0,85

Tableau V.1: coefficients horaires

Source: REGIDESO

Pour notre cas, nous avons à utiliser les coefficients horaires, du milieu rural.

Pour le calcul de la capacité des différents réservoirs de notre projet, nous allons résumer les calculs dans des tableaux où les formules de remplissage sont les suivantes :

Analytiquement on a:

$$V_{e,p} = \int_0^T Q_e dt; \quad \text{(Formule V.1)}$$

$$V_{s,p} = \int_0^T Q_s(t) dt; \quad \text{(Formule V.2)}$$

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

$$Q_s = Q_e * C_h; \quad \text{(Formule V.3)}$$

$$V_{e,c} = \sum V_{e,p}; \quad \text{(Formule V.4)}$$

$$V_{s,c} = \sum V_{s,p}. \quad \text{(Formule V.5)}$$

Connaissant les volumes : $V_{e,c}$ et $V_{s,c}$ on trouve la capacité théorique du réservoir en calculant $V_{e,c} - V_{s,c}$.

La plus grande valeur positive est notée plus GRAND SUPPLEMENT et la plus grande valeur négative(en valeur absolue est notée PLUS GRAND DEFICIT).

La capacité théorique devient ainsi :

$$V_{\text{Théorique}} = |\text{plus grand déficit}| + |\text{plus grand surplus}| \quad \text{(Formule V.6)}$$

Remarque : Dans un réseau d'AEP des fuites sont inévitables. Ces fuites se manifestent surtout dans les ouvrages de production, dans le réseau d'adduction et de distribution mais aussi dans les branchements privés et à l'intérieur des immeubles où on peut rencontrer des robinets usés, utilisation incontrôlée d'eau. Dans milieu rural, coefficient variant de 1,20 à 1,25 est à appliquer pour remédier à ce genre de consommation incontrôlée, mais également à la consommation exceptionnelle ou lors de l'entretien des ouvrages. Dans notre projet, nous avons considéré un coefficient de 1,25 pour question de sécurité.

Avec : Q_e : Débit entrant en m^3/h ;

Q_s : Débit sortant en m^3/h ;

$V_{s,p}$: Volume sortant partiel en m^3 ;

$V_{s,c}$: Volume sortant cumulé en m^3 ;

$V_{e,p}$: Volume entrant partiel en m^3 ;

$V_{e,c}$: Volume entrant cumulé en m^3 ;

C_h : coefficient horaire ;

T : Temps en heures.

Prenant en compte les fuites éventuelles d'eau :

$$V_{\text{Pratique}} = V_{\text{Théorique}} * 1,25 ; \quad (\text{Formule V.7})$$

$V_{\text{Théorique}}$: volume ou capacité théorique du réservoir ;

V_{Pratique} : volume ou capacité pratique du réservoir.

V.1.5. Calcul des capacités des réservoirs de notre projet

Le tableau ci-dessous montre l'emplacement des réservoirs avec les débits qui entrent dans chacun d'eux :

Se basant sur le calcul des besoins, les capacités des réservoirs de chaque sous-colline bénéficiaire de notre projet sont calculées à l'aide des tableaux suivants :

a) Capacité du réservoir R1 de la Colline Ruvyagira ($Q_e=0,5789\text{m}^3/\text{h}$)

Période	T	Ch	Q_e	Q_{sp}	V_{sp}	V_{sc}	V_{ep}	V_{ec}	$V_{ec}-V_{sc}$
	h		m^3/h	m^3/h	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
0-2	2	0	0.5789	0	0	0	1.1578	1.1578	1.157
2-6	4	0.35	0.5789	0.202615	0.81046	0.81046	2.3156	3.4734	2.662
6-7	1	2.5	0.5789	1.44725	1.44725	2.25771	0.5789	4.0523	1.794
7-12	5	1.2	0.5789	0.69468	3.4734	5.73111	2.8945	6.9468	1.215
12-14	2	1.7	0.5789	0.98413	1.96826	7.69937	1.1578	8.1046	0.405
14-19	5	1.9	0.5789	1.09991	5.49955	13.19892	2.8945	10.9991	-2.199
19-22	3	0.3	0.5789	0.17367	0.52101	13.71993	1.7367	12.7358	-0.984
22-24	2	0.15	0.5789	0.086835	0.17367	13.8936	1.1578	13.8936	0

Tableau V.2: Calcul de la Capacité du réservoir de la colline Ruvyagira

Capacité Théorique= $|2.6629|+|-2.1998|=4.8627\text{m}^3$;

Capacité Pratique= $4.86276*1.25=6.0784$; Soit un réservoir: 10m^3 .

b. Capacité du réservoir R2 de la colline Gatwara($Q_e=1,0473\text{m}^3/\text{h}$)

P	T	Ch	Q_e	Q_{sp}	V_{sp}	V_{sc}	V_{ep}	V_{ec}	$V_{ec}-V_{sc}$
	h		m^3/h	m^3/h	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
0-2	2	0	1.0473	0	0	0	2.0946	2.0946	2.094
2-6	4	0.35	1.0473	0.366555	1.4662	1.46622	4.1572	6.2838	4.817
6-7	1	2.5	1.0473	2.61825	2.61825	4.08447	1.0487	7.3311	3.246
7-12	5	1.2	1.0473	1.25676	6.2838	10.36827	5.2365	12.5676	2.199
12-14	2	1.7	1.0473	1.78041	3.56082	13.92909	2.0946	14.6622	0.733
14-19	5	1.9	1.0473	1.98987	9.94935	23.87844	5.2365	19.8987	-3.979
19-22	3	0.3	1.0473	0.31419	0.94257	24.82101	3.1419	23.0406	-1.780
22-24	2	0.15	1.0473	0.157095	0.31419	25.1352	2.0946	25.1352	0

Tableau V.3 : Calcul de la capacité du réservoir de la Colline Gatwara

Capacité Théorique= $|4.817|+|-3.979|=8.796\text{m}^3$;

Capacité Pratique= $8.796*1.25=10.995\text{m}^3$; Soit un réservoir: 15m^3 .

c) Capacité du réservoir R3 pour les collectivités ($Q_c=0.7561 \text{ m}^3/\text{h}$)

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	h		m ³ /h	m ³ /h	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
0-2	2	0	0.7561	0	0	0	1.5122	1.5122	1.51
2-6	4	0.35	0.7561	0.264635	1.05854	1.05854	3.0244	4.5366	3.47
6-7	1	2.5	0.7561	1.89025	1.89025	2.94879	0.7561	5.2927	2.34
7-12	5	1.2	0.7561	0.90732	4.5366	7.48539	3.7805	9.0732	1.58
12-14	2	1.7	0.7561	1.28537	2.57074	10.05613	1.5122	10.5854	0.52
14-19	5	1.9	0.7561	1.43659	7.18295	17.23908	3.7805	14.3659	-2.87
19-22	3	0.3	0.7561	0.22683	0.68049	17.91957	2.2683	16.6342	-1.28
22-24	2	0.15	0.7561	0.113415	0.22683	18.1464	1.5122	18.1464	0

Tableau V.4: Calcul de la capacité du réservoir des collectivités

Capacité Théorique= $|3.4781|+|-2.8732|=6.35124 \text{ m}^3$;

Capacité Pratique= $6.35124 * 1.25=7.93905 \text{ m}^3$; Soit un réservoir: 10 m^3 .

V.1.6. Béton armé des réservoirs de notre projet

V.1.6.1. Paramètres géométriques

Dans les projets d'AEP, on rencontre souvent des réservoirs de forme rectangulaire ou carré et de forme cylindrique. Au terme de notre travail, nous avons choisi des réservoirs cylindriques dont les principaux paramètres dimensionnels sont :

➤ Diamètre

La capacité de chaque réservoir étant déjà calculée, la formule de FONLLADOSA nous donne l'expression du diamètre intérieur du réservoir :

$$DI = 1,405 \sqrt[3]{V} ; \quad \text{(Formule V.8)}$$

Avec : DI= diamètre intérieur

V =volume du réservoir en m^3
Soit e , l'épaisseur des parois.

Le diamètre extérieur DE est donné par :

$$DE = DI + (2 * e) \quad \text{(Formule V.9)}$$

L'épaisseur des parois est comprise entre 30 et 40 Cm. Pour notre cas, nous utilisons $e=40$ Cm.

➤ la hauteur utile (h_u)

Avec la même formule de la FONLLADOSA, la hauteur utile est donnée par :

$$h_u = 0,46 * DI \quad \text{(Formule V.10)}$$

➤ La Hauteur libre h_l

La hauteur libre est la hauteur entre le niveau de l'eau et le bord supérieur à l'intérieur du réservoir. Elle est comprise entre 0,2 et 0,5m.

De notre part, nous avons considéré $h_l=0,40$ m.

➤ la hauteur totale h_t

La hauteur totale est donnée par :

$$h_t = h_u + h_l \quad \text{(Formule V.11)}$$

Ci voici le tableau récapitulatif des principales dimensions des réservoirs de notre réseau :

Réservoir	volume en m^3	Paramètres					
		DI (m)	e(m)	DE (m)	hu (m)	hl (m)	ht (m)
R1=R3	10	3	0,4	3,8	1,3	0,4	1,8
R2	15	3,5	0,4	4,3	1,5	0,4	2

Tableau V.5 : Paramètres géométriques des réservoirs

V.1.6.2. Détermination des sections d'armature

Les réservoirs de notre projet étant de forme cylindrique, l'hypothèse de calcul est que les dalles des couvercles et des radiers qui sont de forme circulaires sont assimilées à des formes carrées dont les côtés sont égaux aux diamètres extérieurs ci-haut déterminés. Pour le dimensionnement des sections d'armature, nous avons choisi d'utiliser la norme DIN1045.

Hypothèses de base :

- Pour le béton à utiliser, nous avons proposé d'utiliser le béton de classe B₂₅ ;
- Pour les aciers de constructions, nous avons proposé la nuance d'acier B_s420/500 ;
- L'enrobage que nous allons utiliser est égale à 2cm ;
- La charge d'exploitation correspondant à deux personnes qui peuvent visiter le réservoir pour l'entretien, soit $P=2\text{KN/m}^2$;
- Le revêtement sur les couvercles et radiers des réservoirs est prise égal à $1,5\text{KN/m}^2$;
- Le poids volumique du béton armé est de 25KN/m^3 .

V.1.6.2.1. Dalle de Couvercle

➤ les portées de la dalle

La forme cylindrique du couvercle est assimilée à la forme carrée de côté égal au diamètre. Soit :

l_x = petite portée ;

l_y = grande portée.

Le rapport $\frac{l_y}{l_x} = 1$ car toutes les dalles sont assimilées à des carrées. Ainsi, avec

$\frac{l_y}{l_x} = 1 < 2$, la dalle porte dans deux directions.

Le schéma suivant nous aide à déterminer la position de l'axe d'un appui :

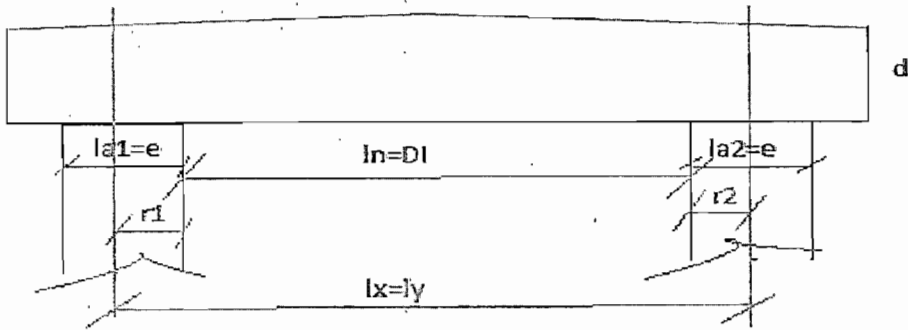


Figure.V.1 : Position de l'axe d'appui

Ainsi, $l_x = l_y = r_1 + l_n + r_2$ (Formule V.12)

Avec $l_n = \text{Diamètre intérieur du réservoir}$.

Selon la Norme DIN1045, $r_i = \min\left(\frac{la}{3} + \frac{ln}{40}\right)$ (Formule V.13),
pour un appui de rive librement pivotant.

Le tableau ci-dessous résume le calcul des portées :

Réservoir	$l_n=DI$	r_i	l_n	l_x	l_y
R1=R3	3	0,08	3	3,16	3,16
R2	3,5	0,09	3,5	3,68	3,68

Tableau V.6: Calculs des portées

➤ **L'épaisseur de la dalle**

Soit le schéma de principe de ferrailage d'une dalle :

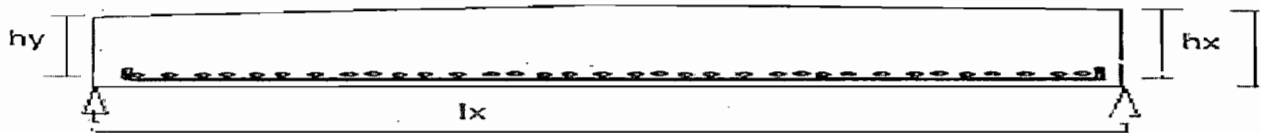


Figure. V.2 : Principe de ferrailage

Avec : l_x : petite portée d'une dalle ;

h_x : hauteur utile depuis l'axe des armatures principales tendues à la fibre extrême comprimée ;

h_y : hauteur utile des armatures de la direction transversale (sens de la grande portée) ;

La hauteur utile h est trouvée par la formule suivante :

$h \geq \alpha * l_x / 35$ avec α : coefficient dépendant des conditions d'appuis.

Pour notre cas, les dalles des couvercles sont simplement appuyées et donc non encastrées ; $\alpha=1$.

Schématiquement : $d = h_x + \frac{\Phi_s}{2} + e$; (Formule V.14)

Avec :

Φ_s =armature de référence prise égale à Φ_{10} pour la dalle;

e =enrobage ;

Connaissant l'épaisseur minimale " d_{min} ", nous pouvons choisir l'épaisseur de la dalle tout en évitant d'aller en dessous de " d_{min} ", mais également, éviter le poinçonnement éventuel en majorant un peu la valeur de d , tout cela, dans le souci économique.

Ci-voici le tableau récapitulatif du calcul de l'épaisseur des dalles de couvercle :

Réservoir	$l_x(m)$	A	$h_x(m)$	$h_y(m)$	$e(m)$	$\Phi_s(m)$	$d_{min}(m)$	$d_{choisie}(m)$
R1=R3	3,16	1	0,09	0,08	0,02	0,01	0,115	0,12
R2	3,68	1	0,10	0,09	0,02	0,01	0,125	0,14

Tableau V.7: Epaisseur des dalles de couvercle

➤ Evaluation des charges des couvercles

Les charges à considérer pour nos dalles de couvercles sont principalement :

-les charges permanentes notés : $g=g_1+\Delta g$ (Formule V.15)

Avec g_1 : poids propre de la dalle tel que : $g_1=\gamma_{BA} * d$ (Formule V.16)

γ : poids volumique du béton armé=25KN/m³;

d : épaisseur de la dalle.

-la charge d'exploitation P ici, nous avons considéré $P=2KN/m^2$;

-la charge totale de la dalle $q_{dalle}=g+p$. (Formule V.17)

Les charges à considérer sur la dalle de couvercle sont résumées dans le tableau suivant

Réservoir	D	γ	g	P	q
	m	KN/m ³	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
R1=R3	0,12	25	3	2	5,7
R2	0,14	25	3,5	2	6,2

Tableau V.8: Calculs des charges des couvercles

➤ **Calculs des Sollicitations**

La sollicitation principale à considérer ici, est le moment fléchissant.

Soit m_{tx} : le moment en travée dans le sens de l_x ;

m_{ty} : le moment en travée dans le sens de l_y .

Ainsi : $m_{tx} = ql^2x/f_x$ (Formule V.18)

$m_{ty} = ql^2x/f_y$ (Formule V.19)

Les coefficients f_x et f_y sont trouvées dans le tableau en annexe 5.

Si la dalle est de type 1 et que $\frac{l_y}{l_x} = 1$ (dalle carrée) :

Remarque : Nos dalles étant simplement appuyées, il y a risque de torsion dans angles non encastres.

Sans prévoir les armatures de torsion, nous avons préféré d'utiliser les coefficients f_x^0 à place de f_x et f_y^0 à la place de f_y , tous lus dans le tableau soit : $f_x^0 = 20$ et $f_y^0 = 20$.

Remarquons également qu'il n'y a pas de moment aux appuis à considérer du fait que dépassement est négligeable par rapport au diamètre extérieur du réservoir.

Les sollicitations des dalles de couvercle sont résumées dans le tableau suivant :

Réservoir	q	L_x	l_y	f_x^0	f_y^0	m_{tx}	m_{ty}
	KN/m ²	m	m			KNm/m	KNm/m
R1=R3	5	3,16	3,16	20	20	2,5	2,5
R2	5,5	3,68	3,68	20	20	3,7	3,7

Tableau V.9: Calculs des sollicitations des dalles de couvercle

➤ Calcul des armatures des dalles de couvercle

Connaissant les sollicitations m_{tx} et m_{ty} : Calculons les armatures comme suit :

$$i) m_{sx} = \frac{m_{tx}}{bh_x^2 f_{cu}} \quad \text{(Formule V.20)}$$

Avec m_{sx} : moment fléchissant réduit si $m_{sx} < m_s^* = 0,193$ armature simple donc dans la zone tendue seulement mais pas dans la zone comprimée et cela pour les sollicitations de service.

f_{cu} : résistance de calcul du béton.

Avec $B_{25, f_{cu}} = 17,5 \text{ MN/m}^2 = 17500 \text{ KN/m}^2$;

b : on considère le tronçon de 1 m ;

h_x : hauteur utile en mètre ;

Si $m_{sx} < m_s^* = 0,193$, pas d'armature double et on peut déterminer la section d'armature telle que :

$$as_x = \frac{w_2 \cdot b \cdot h_x}{\frac{f_e}{f_{cu}}} ; \quad \text{(Formule V.21)}$$

Avec w_2 : lu dans le tableau en annexe 1 en fonction de m_s . on peut trouver w_2 par interpolation linéaire.

Connaissant B_{25} et $B_{st} 420/500$, $f_e/f_{cu} = 24,0$.

Ici, b et h_x sont en cm.

*connaissant que les armatures dans le sens de l_x sont des armatures principales, ayant également vérifié que nos dalles portent toutes dans deux directions, l'espacement maximale des armatures est donné par :

$$st_{max} = 15 + \frac{d}{10} \text{ en cm.} \quad \text{(Formule V.22)}$$

*Connaissant la section d'armature a_{sx} et st_{max} , on passe au choix du diamètre et d'espacement correspondant dans le tableau en annexe 3.

$$ii) m_{sy} = \frac{m_{ty}}{bh_y^2 f_{cu}} ; \quad \text{(Formule V.23)}$$

Avec h_y : hauteur utile dans le sens de l_y ;

$$h_y = h_x - 1 \text{ cm.} \quad \text{(Formule V.24)}$$

Avec la même procédure que pour les armatures de la direction l_x :

-déterminer w_2 en fonction de m_{sy} ;

-calculer la section d'armature par : $\mathbf{asy} = \frac{w2*b*hy}{\frac{fe}{fcu}}$; **(Formule V.25)**

-l'espacement maximale des armatures en direction de ly (armatures transversales) est donné par : $\mathbf{stmax=2*d \leq 25cm}$; **(Formule V.26)**

Faire le choix du diamètre et de l'espacement correspondant en annexe 3.

Les calculs des sections d'armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Reservoirs	m_{tx}	m_{ty}	h_x	h_y	b	f_{cu}	m_{sx}	m_{sy}	$w_{2,x}$	$w_{2,y}$	f_e/f_{cu}	$a_{s,x}$	$a_{s,y}$
	KNm/m	KNm/m	m	m	m	KN/m ²						Cm ²	Cm ²
R1=R3	2,5	2,5	0,09	0,08	1	17500	0,018	0,022	0,0325	0,041	24	1,22	1,37
R2	3,7	3,7	0,1	0,09	1	17500	0,021	0,026	0,04	0,048	24	1,67	1,8

Tableau V.10: Calculs des sections d'armatures des dalles de couvercles

Le choix d'armatures est résumé dans le tableau suivant :

Réservoir	a_{sx}	a_{sy}	st_{max} sens de lx (Cm)	st_{max} sens de ly (Cm)	$\Phi_{s,x}$	$\Phi_{s,y}$
R1=R3	1,22	1,37	16,4	25	$\Phi 8-16; a_{seff}=3,14$	$\Phi 8-20; a_{seff}=2,51$
R2	1,67	1,8	16,2	24	$\Phi 8-16; a_{seff}=3,14$	$\Phi 8-20; a_{seff}=2,51$

Tableau V.11 : Diamètres des sections d'armatures

V.1.6.2.2. Dimensionnement du radier

➤ les portées l_x et l_y

$$l_x = r_i + l_n + r_i;$$

Avec l_x : petite portée du radier ;

l_y : grande portée du radier ;

$l_x = l_y$ pour notre cas.

Le calcul des portées du radier est résumé dans le tableau suivant :

Réservoir	$l_n=DI$	r_i	l_x	l_y
R1=R3	3	0,08	3,16	3,16
R2	3,5	0,09	3,68	3,68

Tableau V.12: Calculs des portées du radier

➤ Epaisseur de la dalle des radiers

Un radier est aussi considéré comme une dalle carrée armée. Son épaisseur d est à choisir dans l'intervalle de 20cm à 40cm. Nous avons considéré $d=25$ cm. La hauteur utile moyenne h_m est calculée telle que :

$$h_m = d - 5\text{cm}$$

(Formule V.27)

Le tableau suivant montre le pré-dimensionnement du radier :

Réservoir	d (m)	Enrobage e en (m)	h_x (m)	h_y (m)
R1=R3	0,25	0,02	0,225	0,215
R2	0,25	0,02	0,225	0,215

Tableau V.13: Pré dimensionnement du radier

Les autres paramètres dimensionnels sont donnés dans le tableau suivant :

Paramètres	R1=R3	R2
$d_{\text{couvercle}}$	0,12	0,14
D_{rad}	4	4,5
d_{rad}	0,25	0,25
S_{couv}	11,3354	14,515
h_u	1,3	1,5
γ_{BA}	25	25
Δg	0,7	0,7
γ_m	22,6	22,6
γ_{eau}	10	10
ép. parois	0,4	0,4
h_t	1,8	2

Tableau V.14 : Données de base du dimensionnement du radier

➤ **Calcul des charges des radiers**

Les charges à considérer ici sont principalement :

les charges permanentes : $g = g_1 + \Delta g$; **(Formule V.28)**

Avec : $\Delta g = 0,7 \text{ KN/m}^2$: charge de l'enduit d'étanchéité ;

$g_1 = \gamma_{\text{BA}} * d$: poids propre du radier. **(Formule V.29)**

Les surcharges comme :

-poids des murs (parois maçonnés) :

Avec : γ_m : poids volumique des murs en moellon tel que : $\gamma_m = 22,6 \text{ KN/m}^3$;

e : épaisseur des parois en m ;

DE : diamètre extérieur en m ;

h_t : hauteur totale du mur en m ;

-poids de la dalle : P_d en KN= $[DE+ (dép*2)]^2*d* \gamma_{BA}$ (Formule V.30)

Avec γ_{BA} : poids volumique du béton armé (25KN/m³) ;

-poids de l'enduit : P_e en KN=0,7KN/m²*(DI*h_t*4) ; (Formule V.31)

Poids total : P_t en KN =poids des murs+ P_d + P_e ; (Formule V.32)

La surface sous les parois : $S_{sp} = \frac{\pi(DE^2-DI^2)}{4}$; (Formule V.33)

La pression d'eau : $P_{eau} = \gamma_{eau} * h_u$; (Formule V.34)

Avec h_u : hauteur utile d'eau ;

γ_{eau} : poids volumique d'eau, $\gamma_{eau} = 10 \text{KN/m}^3$.

Faire une comparaison entre la pression sous les parois (voir tableau V20) et la pression exercée par l'eau sur le radier. Si on constate que $P_{sp} > P_{eau}$, la pression d'eau sur le radier est à négliger du fait qu'elle est faible par rapport à celle exercée sous les parois. On tiendra donc compte de la pression sous les parois lors du dimensionnement. Ainsi, la charge totale $q=g+p$.

Le calcul des charges du radier est résumé dans le tableau suivant :

Calcul des charges	R1=R3	R2
poids propre du radier: $g_1 = \gamma_B * drad$	6,25	6,25
charges permanentes du rad: $g = g_1 + \Delta g$	6,95	6,95
charges du couvercle: q_{couv}	5,7	6,2
poids de couvercle $p_{couv} = q_{couv} * S_{couv}$	65	70,28
Poids du mur: $p_{murs} = \gamma_m * h_t * (DE^2 - DI^2) * \pi / 4$	174,10	218,32
poids de l'enduit: $enduit = \Delta g * h_t * DI * \pi$	11,90	15,156
poids total: $p_t = p_{couv} + p_{murs} + p_{enduit}$	240,279	295,234
Surface sous parois $S_{sp} = (DE^2 - DI^2) \pi / 4$	4,2704	4,8984
La pression sous parois: $g_2 = p_t / S_{sp}$	56,266	60,272
pression hydrostatique: $g_3 = \gamma_{eau} * h_u$	13	15
charge totale : $q_{trad} = g + g_2$	63,216	67,222

Tableau V.15 : Calculs des charges du radier

➤ **Calcul des sollicitations**

Avec les mêmes hypothèses que pour le couvercle :

$m_{tx} = q l_x^2 / f_x^\circ$ et $m_{ty} = q l_y^2 / f_y^\circ$ avec $l_y / l_x = 1$ et le type de dalle (type pour notre cas) : $f_x^\circ = 20$ et $f_y^\circ = 20$.

Le tableau suivant résume le calcul des sollicitations du radier :

Réservoir	q_{rad}	l_x	l_y	f_x°	f_y°	m_{tx}	m_{ty}
	KN/m ²	m	m			KNm/m	KNm/m
R1=R3	63,216	3,16	3,16	20	20	31,6	31,6
R2	67,222	3,68	3,68	20	20	45,52	45,52

Tableau V.16 : Calculs des sollicitations du radier

➤ **Calcul des armatures**

i) $m_{s,x} = \frac{m_{tx}}{bh^2 f_{cu}} \leq m_s^*$ armature simple ; (Formule V.35)

$b=1m$; $h_m=d-5m$ en mètre.

La section d'armature est donnée par :

$a_{s,x} = a_{sx} = (w_2 * b * h) / (f_e / f_{cu})$. (Formule V.36)

Avec : b et h en cm.

Les valeurs de w_2 sont trouvées par interpolation.

L'espacement maximal est celui calculé au cas du couvercle : $st_{max} = 15cm + d/10$;

On choisit ainsi le diamètre des armatures et l'espacement y correspondant.

ii) $m_{s,y} < m_s^*$: armature simple ;

Déterminer w_2 en fonction de $m_{s,y}$.

Calculer la section d'armature :

$a_{s,y} = (w_2 * b * h) / (f_e / f_{cu})$;

L'espacement maximal st_{max} est comme celui calculé à la dalle de couvercle

Le calcul des sections d'armature est résumé dans le tableau suivant :

Réservoir	mtx	nty	b	hx	hy	fcu	msx	msy	w2x	w2y	fe/fcu	asx	asy
	KNm/m	KNm/m	m	m	m	KN/m						m ²	m ²
R1=R3	31,6	31,6	1	0,225	0,215	17500	0,0357	0,039	0,06634	0,07313	24	0,000622	0,000655
R2	45,52	45,52	1	0,225	0,215	17500	0,0514	0,056	0,09676	0,10654	24	0,000907	0,000954

Tableau V.17: Calculs des sections d'armature du radier

Le tableau suivant montre le choix des diamètres d'armatures:

Réservoir	a _{s,x}	a _{s,y}	st _{max} sens de lx	st _{max} sens de ly	Φ _{s,x}	Φ _{s,y}
	m ²	m ²	cm	cm		
R1=R3	0,000622	0,000655	17,5	25	Φ10-12,5; a _{seff} =6,28	Φ10-11,5; a _{seff} =6,83
R2	0,000907	0,000954	17,5	25	Φ10-8,5; a _{seff} =9,24	Φ10-8; a _{seff} =9,82

Tableau V.18: Choix des diamètres d'armatures

Voici les Schémas des Réservoirs-type, de 10m³ et de 15m³ :

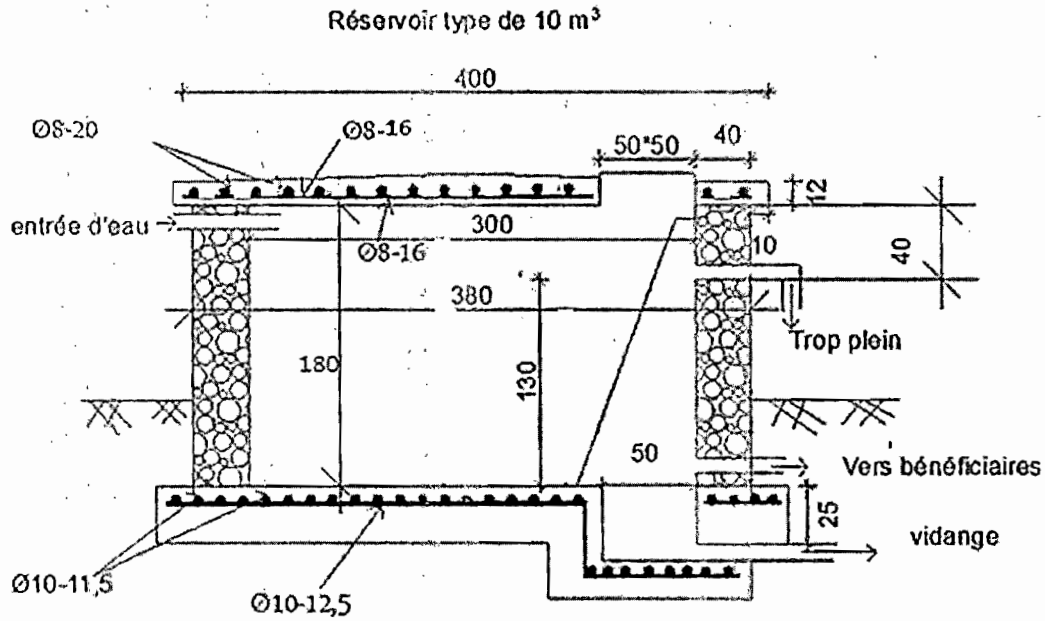


Figure. V.3. Réservoir type de 10m³

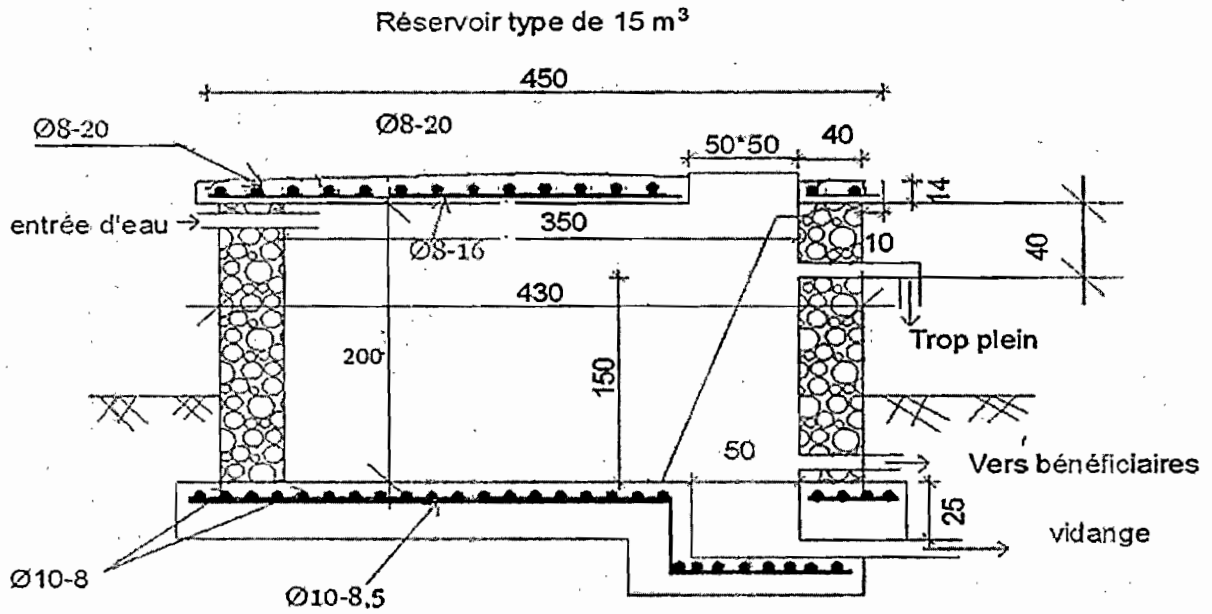


Figure. V.4. Réservoir-Type de 15m³

V.2. Dimensionnement des ouvrages du réseau de distribution

Dans des projets de distribution d'eau ou d'électricité, on utilise souvent les types de réseaux suivants:

- Le réseau maillé ;
- Le réseau ramifié ;
- Le réseau mixte.

Dans le présent projet nous n'allons pas parler du réseau d'électricité, mais de réseau de distribution d'eau potable.

a. Réseau maillé

Le réseau maillé est une forme d'anneau permettant d'eau en aller-retour. Donc l'eau peut parvenir à un bénéficiaire par plusieurs chemins, le circuit étant fermé.

Quelques avantages du réseau maillé:

- La vitesse est assez grande dans tous les tronçons ce qui empêche la décantation de la boue ;
- Excellente circulation de l'eau ;
- Garantie de distribution lors des réparations, etc.

Cela étant, le réseau maillé présente des inconvénients d'être cher mais aussi il y a risque de stagnation dans les conduites surtout quand il n'y a pas de pompe dans le réseau.

Ce type de réseau est beaucoup plus adapté en milieu urbain.

La figure suivante montre le schéma de principe d'un réseau maillé :

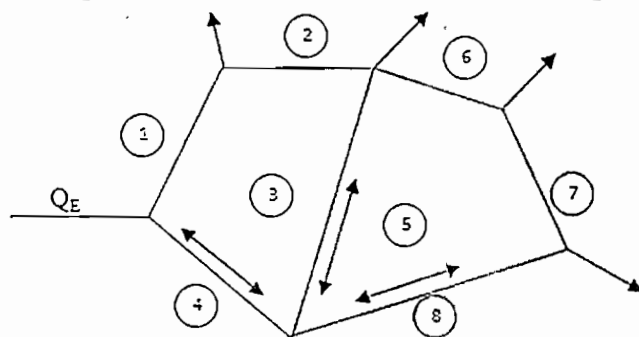


Figure. V.5. Schéma d'un réseau maillé

b. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, comme l'indique le schéma suivant, présente des ramifications à la conduite principale, les ramifications..

Ce type de réseau est plus adapté en milieu rural.

La figure suivante montre le schéma de principe d'un réseau ramifié :

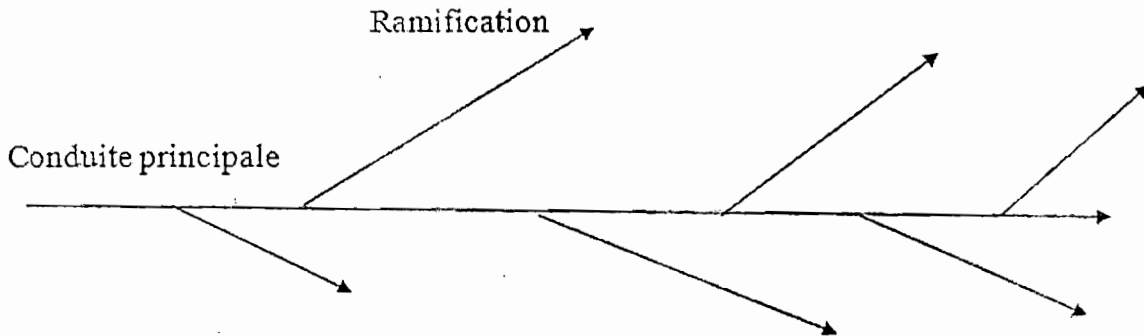


Figure. V.6. Schéma d'un réseau ramifié

L'inconvénient de ce réseau est qu'en cas de rupture en amont, l'aval ne reçoit plus d'eau.

Réseau mixte

C'est un réseau dérivé du réseau maillé et du réseau ramifié. On crée souvent un réseau mixte lorsqu'on veut améliorer l'ancien réseau.

La figure suivante montre le schéma d'un réseau mixte :

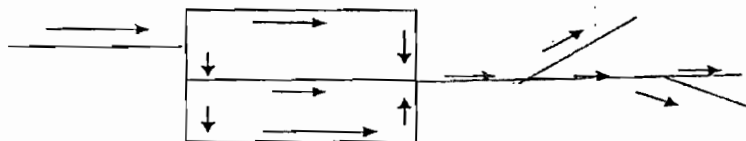


Figure V.7 : Schéma d'un réseau mixte

V.2.1.Choix du réseau de notre projet

Notre projet s'intéresse sur des villages du milieu rural où l'habitant est dispersé, nous avons choisi d'utiliser le réseau ramifié.

Par des calculs hydrauliques, nous allons prouver les possibilités d'alimenter ces localités sans problème, l'écoulement de type gravitaire.

V.2.2. Les ouvrages de distribution et leurs accessoires

Les conduites

Les conduites sont des ouvrages de transport d'eau permettant de transiter l'eau du captage aux ouvrages de stockages ou des points de puisage.

Les conduites également appelées tuyaux les plus rencontrés sont les suivantes :

- Les tuyaux en PVC (Polychlorure de Vinyle) ;
- Les tuyaux en polyéthylène.

A part ces deux types de tuyaux en matière plastique on rencontre également :

- Des tuyaux en fonte ;
- Des tuyaux en acier galvanisé ;
- Des tuyaux en béton.

Dans notre réseau nous allons surtout utiliser des tuyaux en PVC.

Le PVC est le plus préféré en raison de sa légèreté, sa résistance à la corrosion, sa facilité de pose, faibles pertes de charge, prix de revient moins élevé, etc.

Les caractéristiques principales des conduites sont surtout :

- Le diamètre extérieur et intérieur ;
- La pression nominale, etc.

Voici le tableau qui montre les diamètres normalisés :

AG	PVC			
	D.E (mm)	PN (N/mm ²)	D.I (mm)	D.I (m)
-	20	16	16.0	0.016
-	25	16	21	0.021
1"	32	16	26.8	0.0268
1"1/4	40	16	33.6	0.0336
		10	36.0	0.036
1"1/2	50	16	42.0	0.042
		10	44.8	0.0448
2"	63	16	53.0	0.053
		10	56.6	0.0566
		6	58.4	0.0584
2"1/2	75	16	63.2	0.0632
		10	67.4	0.0674
		6	69.8	0.0698
3"	90	16	75.8	0.0758
		10	80.8	0.0808
		6	83.6	0.0836
4"	110	16	92.4	0.0924
		10	98.8	0.0988
		6	102.8	0.1028

Tableau V.19 : Tuyaux normalisés, leurs pressions nominales et leurs diamètres

V.2.3. Les accessoires à la tuyauterie

Les principaux accessoires sont :

➤ La ventouse

La chambre de ventouse (Purge d'air) est un ouvrage construit comme celui de purge mais cette fois -ci installée aux différents points hauts du réseau pour éliminer l'air contenu dans la conduite. On place un Té sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie vers haut, on y installe des organes dégazages (ventouse). Il faut contrôler qu'elles sont bien installées aux points hauts non pas quelques mètres à côté où elles sont inutiles.

La figure suivante montre le schéma d'une chambre de ventouse :

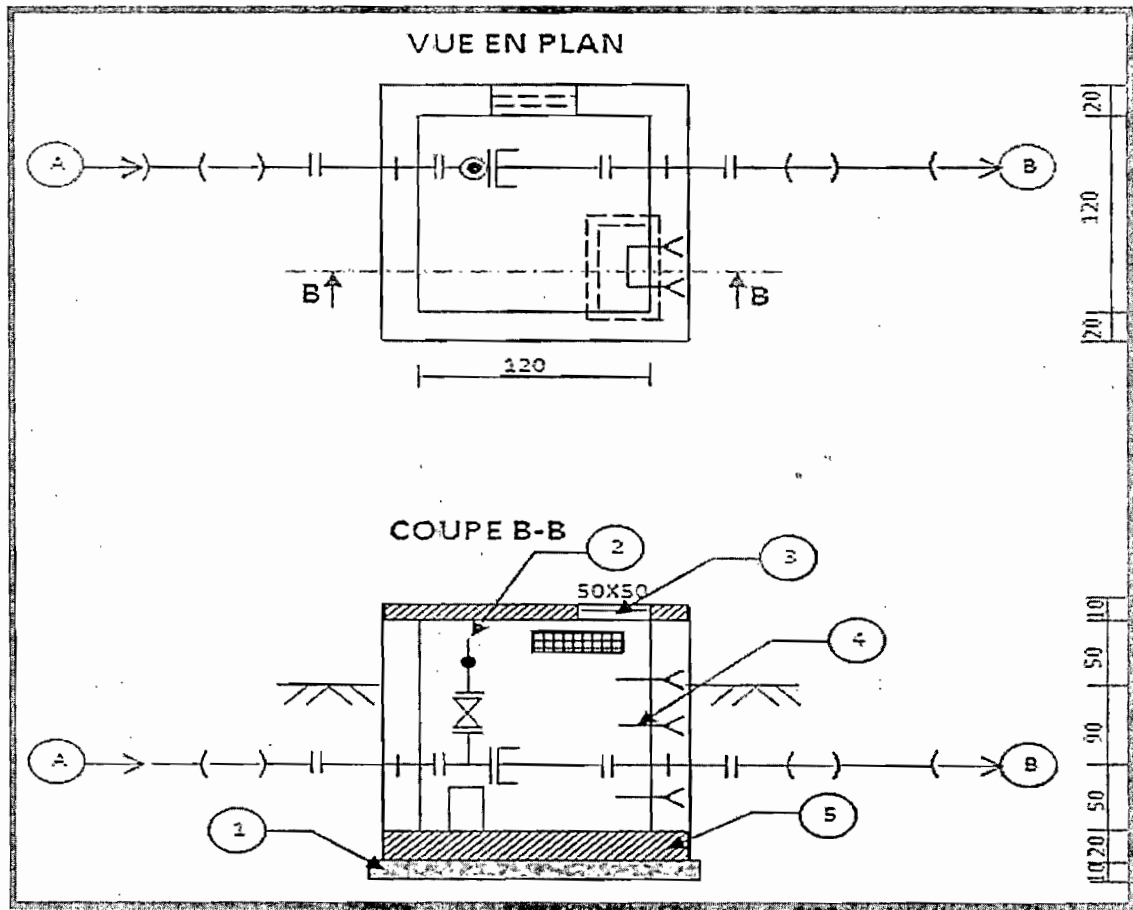


Figure V.8 : Schéma d'une chambre de ventouse

➤ La purge

C'est un ouvrage installé aux différents points bas du niveau pour éliminer les dépôts solides contenus dans les conduites en cas d'eau très chargée sur le réseau, on place un Té sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie avec obligatoirement un tuyau qui rejoindra le terrain naturel en gardant la pente de 2%.

La figure suivante montre le schéma d'une chambre de purge :

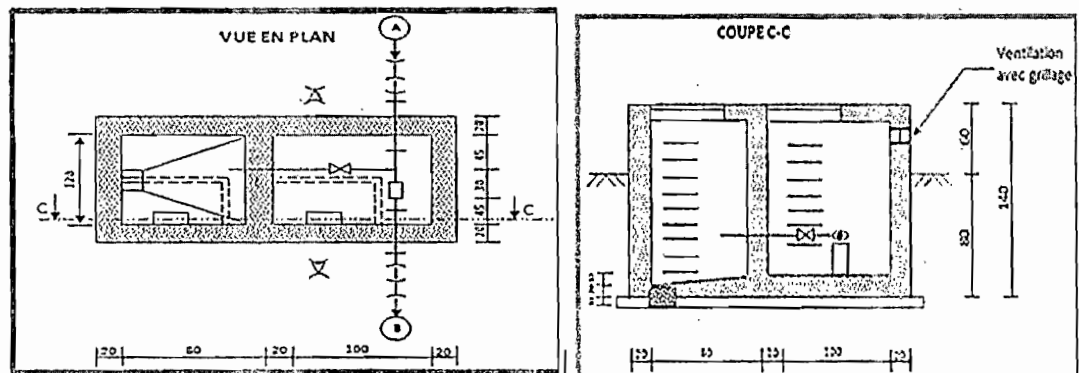


Figure V.9: Schéma d'une chambre de purge

➤ La chambre de vanne de répartition : CVR

C'est un ouvrage permettant de répartir le débit dans les différents branchements du tronçon. Pour notre cas, nous avons 2 chambres de vanne de répartition en amonts des deux réservoirs R1 et R2.

La figure suivante montre le schéma d'une chambre de vanne de répartition :

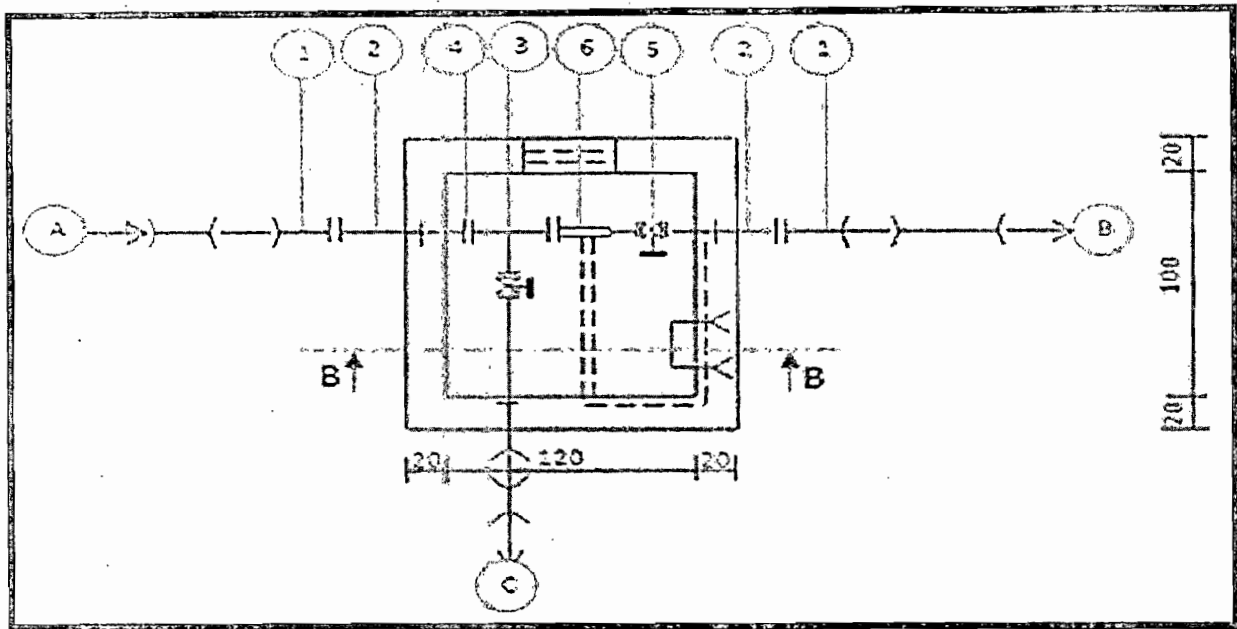


Figure V.10: Schéma d'une chambre de vanne de répartition

➤ Les bornes fontaines

La figure suivante représente le schéma montrant la coupe et la vue en plan d'une borne fontaine :

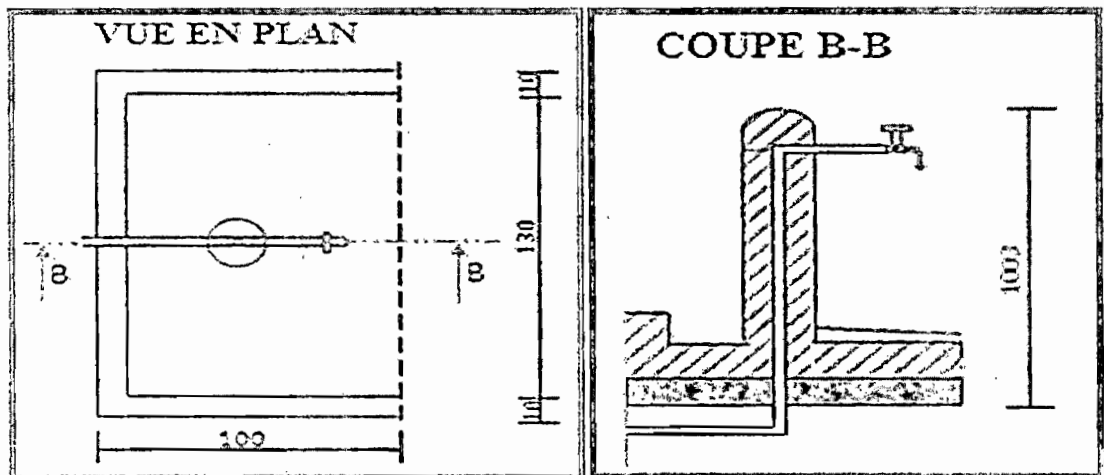


Figure V.11: Vue en plan et coupe d'une borne fontaine

V.2.4.Calculs Hydrauliques

Les calculs hydrauliques visent à prouver si l'eau parviendra aux bénéficiaires mais également si les conduites pourront résister aux pressions d'eau.

➤ Hypothèses de base

Pour de faibles débits, la vitesse d'eau doit telle que $0,3\text{m/s} \leq v \leq 0,6\text{m/s}$. Dans tous les cas, la vitesse moyenne d'écoulement doit être comprise entre 0,3m/s et 1,5m/s. Si la vitesse est inférieure à 0,3m/s, il y a risque de dépôts des particules solides dans la conduite. Si la vitesse $>1,5\text{m/s}$, on constate beaucoup de bruits dans la conduite, aussi les pertes de charges augmentent si la vitesse est élevée. Dans les calculs hydrauliques, nous avons supposés au départ une vitesse correspondant au diamètre économique, soit une vitesse de 0,6m/s.

Le débit dans la conduite étant connu : $Q = V * S = V \frac{\pi D^2}{4}$ (Formule V.37)

$V = \frac{4*Q}{\pi D^2}$; (Formule V.38)

Avec D : Diamètre intérieur de la conduite ;

Pour les calculs hydrauliques, nous nous sommes basés sur l'Equation de Bernoulli dont l'interprétation géométrique est donnée sur la figure suivante :

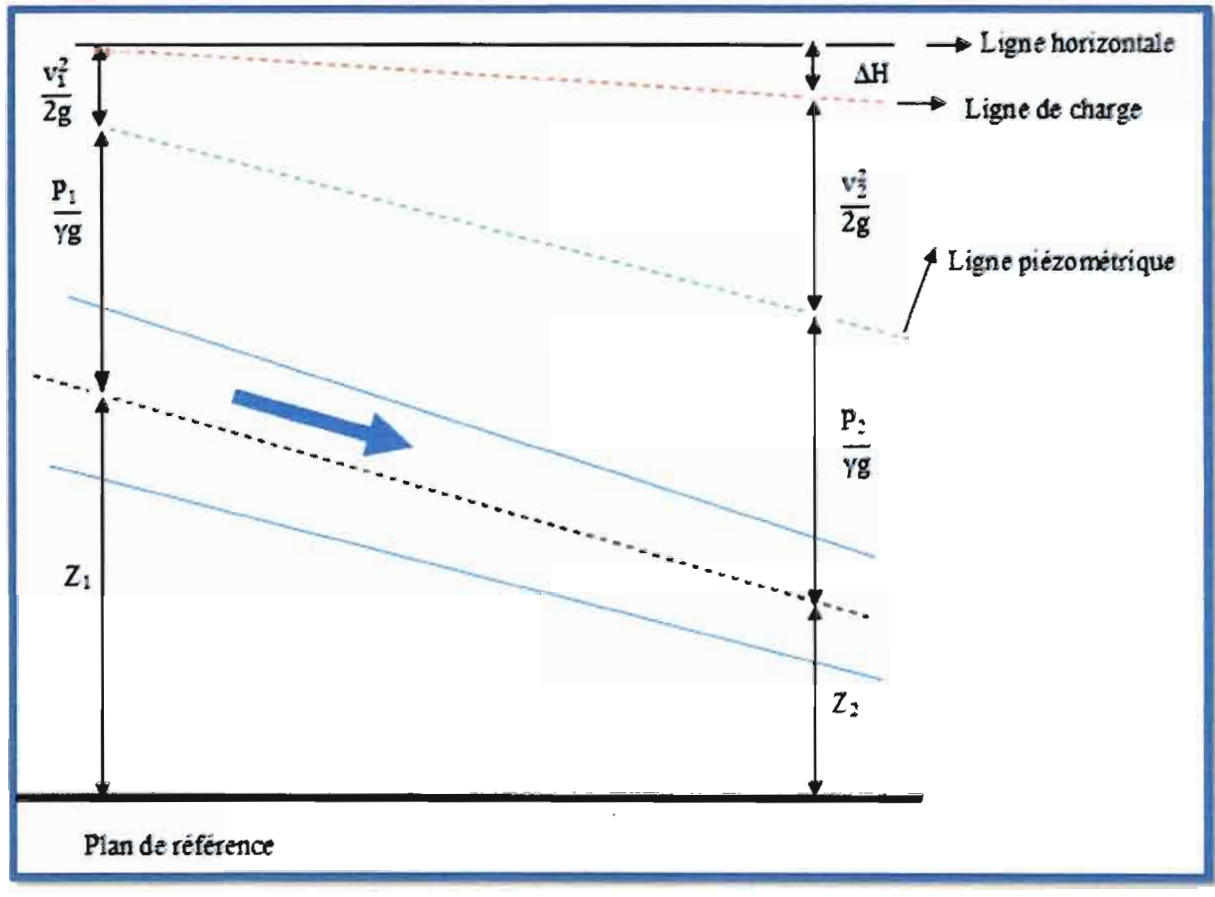


Figure.V.12: Schéma illustrant le Théorème de Bernoulli

L'interprétation de ce schéma part de l'expérience ci-dessous qui illustre le principe de fonctionnement des piézomètres pour la mesure de la pression d'eau en un point donné d'un tronçon de conduite:

Considérons un tronçon 1-2 d'une conduite posée sur le terrain naturel dont les altitudes aux points 1 et 2 sont Z_1 et Z_2 . Perçons le tuyau contenant l'eau en écoulement et y branchons des tubes aux différents points 1, 2, 3, 4 ou même plus. On constate qu'une partie de l'eau monte par le tube et atteint un niveau H_1 matérialisé par $\frac{P_1}{\rho g}$ sur le schéma au point 1 et une grande quantité d'eau poursuit son sens d'écoulement, de façon que dans tous les tubes on y observe de l'eau à des niveaux H_2, H_3, H_4 , etc.

Ce qui est évident est que le niveau d'eau dans les tubes décroît d'amont en aval.

Si on trace une ligne passant par le niveau atteint par l'eau dans les tubes, le profil que l'on obtient est ce que l'on appelle : **ligne piézométrique**.

Si la ligne piézométrique coupe le terrain naturel c'est que l'eau ne peut pas dépasser ce point .c'est un danger à éviter dans tout projet d'AEP.

La mesure du niveau atteint par l'eau dans le tube exprimée en unité de longueur s'appelle pression dynamique en mètre de colonne d'eau (mce).

Cette pression peut être exprimée en mce ou en barres.

Exemple : $P=5\text{mce}$.

Si on veut l'exprimer en barre (sachant que $1\text{ bar}=10^5\text{N/m}^2$) ;

Pression en barres= $5\text{mce} \cdot \rho g=5\text{mce} \cdot 1000\text{kg/m}^3 \cdot 10=50000\text{N/m}^2$;

Avec $1\text{kg}=10\text{N}$;

Ainsi, $50000\text{N/m}^2=5 \cdot 10^4\text{N/m}^2$.

Comme $1\text{bar}=10^5\text{N/m}^2$ alors $5 \cdot 10^4\text{N/m}^2=5 \cdot 10^{-1}\text{bar}$;

Donc, cette pression est de 0,5bar ;

Schématiquement, l'énergie totale que possède l'eau en chaque point est la somme des trois énergies :

Z: Energie potentielle ;

$\frac{P}{\rho g}$: Energie due à la pression ou pression dynamique (c'est le niveau que peut atteindre l'eau en ce point) ;

$\frac{V^2}{2g}$: Energie due à la vitesse ou énergie cinétique ;

ΔH : Perte de charge totale engendrée dans le tronçon par des frottements et la présence des singularités (fuites, changement de diamètre, changement de direction, etc.

Pour un fluide parfait (qui n'existe pas) et l'absence de toute singularité, l'énergie totale devrait rester la même dans toutes les sections de la conduite de diamètre uniforme.

C'est le principe de conservation de l'énergie.

Mais suite aux facteurs de frottements d'eau aux parois de la conduite et suite à la présence des singularités ou obstacles comme les raccordements, changements de direction, les fuites d'eau, vannes fermées, etc, on constate qu'il y'a perte d'énergie progressivement d'amont en aval.

Le profil réel de l'écoulement n'est plus parallèle au plan de référence. C'est **la ligne de charge**.

C'est ainsi que, à voir le schéma de principe du théorème de Bernoulli, la conservation d'énergie est traduite par l'équation suivante :

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2} \quad \text{(Formule V.39)}$$

Avec :

ΔH_{1-2} : Perte de charges totales entre 1 et 2 ;

$\frac{P}{\rho g}$: Énergie due à la pression ;

$\frac{v^2}{2g}$: Énergie cinétique ;

$$z_i + \frac{P_i}{\rho g} = C_{pi} \text{ : Cote piézométrique au point } i ; \quad \text{(Formule V.40)}$$

$$\frac{P_i}{\rho g} = C_{pi} - z_i \text{ : } C \text{ est la Pression dynamique au point } i. \quad \text{(Formule V.41)}$$

$$\Delta H_{1-2} = \Delta H_L + \Delta H_S \quad \text{(Formule V.42)}$$

Avec : ΔH_L perte de charge linéaire due aux frottements et à la viscosité du

$$\text{fluide } \Delta H_L = \lambda \frac{LV^2}{D \cdot g} \quad \text{(Formule V.43)}$$

$$\Delta H_S \text{ : perte de charge singulière } \Delta H_S = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad \text{(Formule V.44)}$$

et ζ est le coefficient des pertes de charge singulières.

Notons que si la longueur du tronçon dépasse 1000m, ζ tend vers zéro.

On constate qu'au point de départ 1, la vitesse étant nulle, les pertes de charge y sont également nulles.

Dans des projets d'AEP, les pertes de charges singulières sont négligeables vis-à-vis des pertes de charges linéaires, ce qui n'est pas le cas pour l'installation d'eau dans une maison.

➤ Détermination des pertes de charges linéaires

La formule pour trouver ΔH_L , le problème est de trouver

λ appelée: coefficient des pertes de charges linéaires

Soit ΔH_i la perte de charge unitaire telle que :

$$\Delta H_L = L * \Delta H_i; \quad \text{(Formule V.45)}$$

$$\Delta H_i = \lambda * \frac{1}{D} * \frac{v^2}{2g}; \quad \text{(Formule V.46)}$$

λ : est fonction du nombre de Reynold et de la rugosité relative de la conduite;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative, D étant le diamètre ;

$$Re = \frac{VD}{\nu}; \quad (\text{Formule V.47})$$

Avec V : la vitesse de l'eau ;

ν : viscosité cinématique du fluide;

Telle que $\nu_{\text{eau}} = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ à 25°C .

Connaissant Re et $\frac{\epsilon}{D}$, on peut trouver λ par le diagramme de Moody.

A part le diagramme de Moody, les chercheurs suivants ont démontré que :

$$\text{D'après Kerman Prandtl : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}; \quad (\text{Formule V.48})$$

D'après Heinrich Blasius : les deux formules sont valables pour des tuyaux lisses

$$\lambda = \frac{0,3164}{(Re)^{1/4}} \quad (\text{Formule V.49})$$

Pour des tuyaux rugueux :

$$\text{Johann NIKURADSE : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} \right); \quad (\text{Formule V.50})$$

$$\text{D'après Prandtl NIKURADSE : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,74 + 2 \log \left(\frac{D}{2,5\epsilon} \right); \quad (\text{Formule V.51})$$

La formule générale utilisée pour toutes les conduites (rugueux ou lisses) est celle

$$\text{de WHITE et COLBROOK tel que : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right). \quad (\text{Formule V.52})$$

Pour notre cas, nous avons des conduites en PVC donc, nous avons préféré les formules de Blasius telle que : $\lambda = \frac{0,3164}{Re^{1/4}}$.

$$\text{Avec } Re = \frac{VD}{\nu}; \nu \text{ étant la viscosité cinématique} = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$$

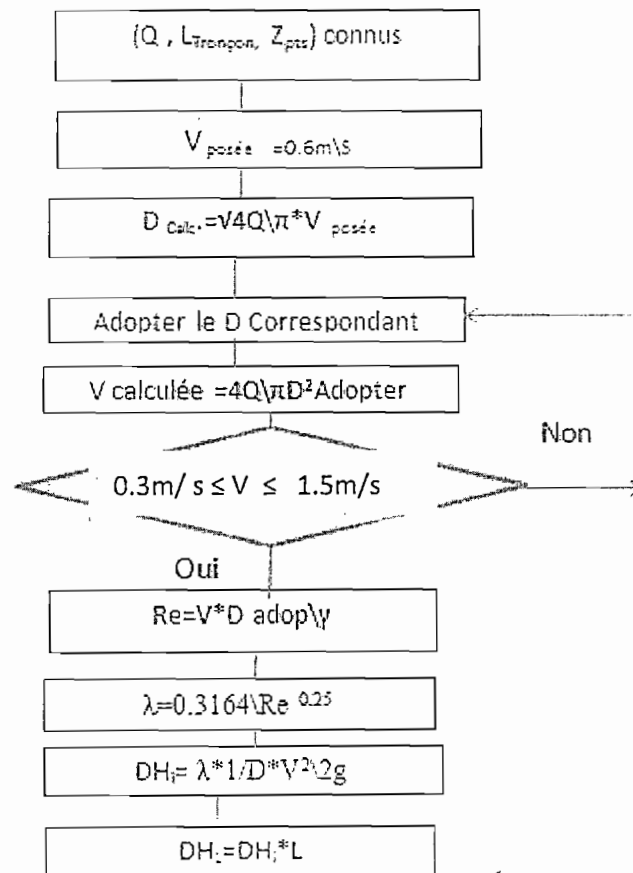
Si $Re \leq 2000$: il s'agit de l'écoulement laminaire ;

Si $2000 \leq Re \leq 4000$: il s'agit de l'écoulement transitoire ;

Si $Re > 4000$: Il s'agit de l'écoulement turbulent.

Organigramme des Calculs Hydrauliques

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



Tronçon	L _{partiel}	Q	Dcalculé	Conduite Adoptée			Vitesse	Re	λ	Perte de charge		Altitude du TN		Cote piézométrique		Pression dynamique		PN
				DI	DE	TYPE				ΔHi	ΔHL	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	
	m	m ³ /s	m	m	mm	PVC	m/s		m	m	m	m	m	m	m	mCe	mCe	Bars
CD-1	200	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	1.2354	1779	1766	1779.000	1777.765	0.000	11.765	16
1-2	353	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	2.1805	1766	1754	1777.765	1775.584	11.765	21.584	16
2-3	170	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	1.0501	1754	1746	1775.584	1774.534	21.584	28.534	16
3-4	390	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	2.4091	1746	1740	1774.534	1772.125	28.534	32.125	16
4-5	290	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	1.7914	1740	1736	1772.125	1770.333	32.125	34.333	16
5-6	180	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	1.1119	1736	1731	1770.333	1769.222	34.333	38.222	16
6-7	105	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	0.6486	1731	1729	1769.222	1768.573	38.222	39.573	16
7-8	408	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	2.5203	1729	1722	1768.573	1766.053	39.573	44.053	16
8-R1	52	0.00114	0.04914	0.053	63	PVC	0.516	27340.46	0.0246	0.0062	0.3212	1722	1721	1766.053	1765.731	44.053	44.731	16
R1-10	61	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	0.5135	1721	1716	1765.731	1765.218	44.731	49.218	10
10-11	80	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	0.6735	1716	1706	1765.218	1764.544	49.218	58.544	10
11-12	310	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	2.6098	1706	1681	1764.544	1761.935	58.544	80.935	10
12-13	185	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	1.5575	1681	1666	1761.935	1760.377	80.935	94.377	10
13-14	250	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.9472	1666	1649	1760.377	1759.430	94.377	110.430	16
14-CP1	125	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.4736	1649	1636	1759.430	1758.956	110.430	122.956	16
CP1-16	221	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.8373	1636	1639	1758.956	1758.119	122.956	119.119	16
16-17	180	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.6820	1639	1641	1758.119	1757.437	119.119	116.437	16
17-18	350	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	1.3261	1641	1646	1757.437	1756.111	116.437	110.111	16
18-19	70	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.2652	1646	1646	1756.111	1755.846	110.111	109.846	16
19-20	85	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.3221	1646	1647	1755.846	1755.524	109.846	108.524	16
20-21	150	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	0.5683	1647	1651	1755.524	1754.955	108.524	103.955	16
21-22	397	0.00086	0.04274	0.053	63	PVC	0.390	20677.80	0.0264	0.0038	1.5042	1647	1651	1754.955	1753.451	107.955	102.451	16
22-23	300	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	2.5256	1653	1656	1753.451	1750.925	100.451	94.925	10
23-24	320	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	2.6940	1656	1661	1750.925	1748.231	94.925	87.231	10
24-25	150	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	1.2628	1661	1662	1748.231	1746.969	87.231	84.969	10
25-R2	155	0.00086	0.04274	0.0448	50	PVC	0.546	24462.58	0.0253	0.0084	1.3049	1662	1664	1746.969	1745.664	84.969	81.664	10
R2-CV	208	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	1.5316	1664	1665	1745.664	1744.132	81.664	79.132	16
CV-28	360	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	2.6509	1665	1661	1744.132	1741.481	79.132	80.481	16
28-29	290	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	2.1354	1661	1659	1741.481	1739.346	80.481	80.346	16
29-CP2	390	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	2.8718	1659	1658	1739.346	1736.474	80.346	78.474	16
CP2-31	295	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	2.1722	1658	1662	1736.474	1734.302	78.474	72.302	16
31-32	170	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	1.2518	1662	1671	1734.302	1733.050	72.302	62.050	16
32-33	260	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	1.9145	1671	1676	1733.050	1731.135	62.050	55.135	16
33-R3	410	0.00037	0.02784	0.0336	40	PVC	0.412	13838.34	0.0292	0.0074	3.0190	1676	1681	1731.135	1728.116	55.135	47.116	16

La figure suivante montre le schéma de fonctionnement de notre réseau:

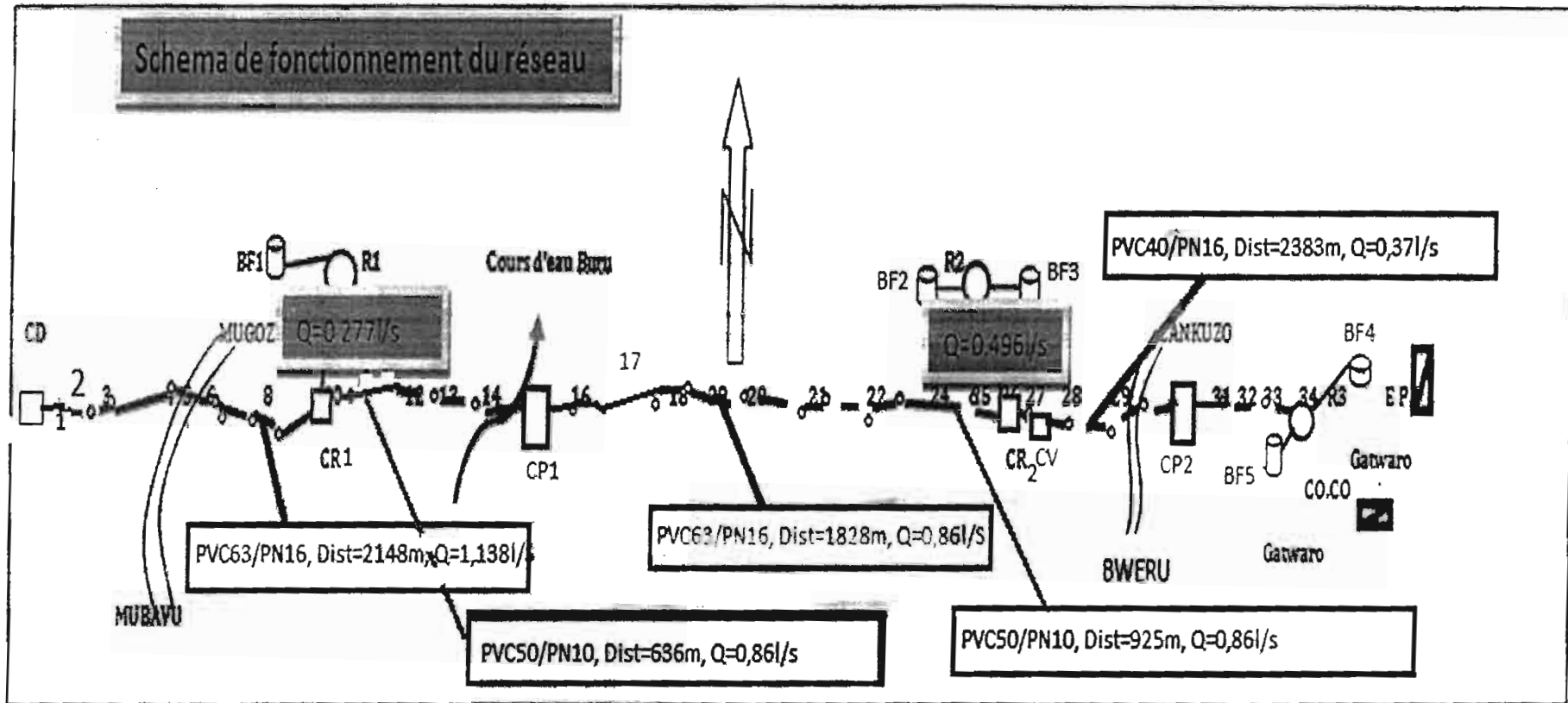


Figure V.14: Schéma de fonctionnement de notre Réseau

CHAPITRE VI. DETERMINATION DU COUT GLOBAL DU PROJET

Introduction

Dans les chapitres précédents, nous avons démontré la faisabilité technique de notre projet d'alimentation en eau potable.

Dans le présent chapitre nous allons déterminer le coût du projet donc l'enveloppe financière, sans laquelle le projet n'aurait point de sens. Nous allons décrire les travaux qui devront être exécutés. C'est par le devis descriptif, le devis quantitatif, le devis estimatif et le planning des travaux que nous allons déterminer quelle est l'enveloppe financière qui sera exigée pour l'exécution du présent projet.

VI .1 .Devis descriptif

Dans ce point, nous allons décrire les travaux à exécuter du captage au nettoyage du réseau.

VI.1.1. Captage

Lors des travaux de captage, les principaux travaux à exécuter sont :

- Ouverture (décapage de la terre végétale et terrassement en déblai) de la zone de décapage ;
- Construction d'un mur de barrage en maçonnerie de moellons ;
- Poste du matériel d'étanchéité et de la tuyauterie de captage ;
- Fermeture et engazonnement (ou d'autres herbes courtes) du captage ;
- Protection de la zone de captage par mise en place d'une clôture et d'une tranchée anti – érosive.

VI.1.2. Chambre de départ

Les principaux travaux que nous allons réaliser sont les suivants, à savoir que leur quantification sera fait dans le tableau du devis quantitatif :

- Décapage de la terre végétale ;
- Terrassement ;
- Béton de propreté ;
- Maçonnerie en moellons ;
- Béton armé pour la dalle de couverture ;
- Tuyauterie et accessoires.

VI.1.3. Conduite d'alimentation

- **Tranchée de pose des conduites**

Le terrassement sera manuel d'une tranchée de 80cm de profondeur, 50cm de largeur sur tout le linéaire du réseau et au branchement des bornes fontaines et réservoirs du réseau.

- **Pose des tuyaux**

Les tuyaux seront posés dans une couche de sable de 30 cm d'épaisseur, au-dessus de la conduite, l'enrobage sera suivi par un remblai de 50cm d'épaisseur de la terre locale. Le schéma suivant montre le principe de pose des conduites :

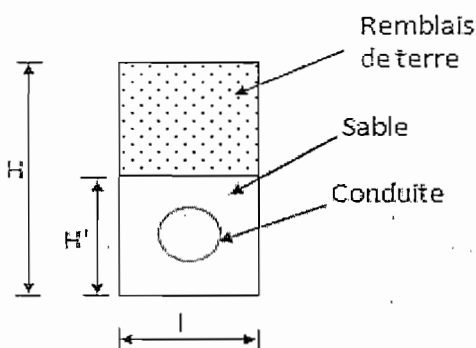


Figure. VI: Schéma du principe de pose d'une conduite

Les quantités de déblais et de remblais sont trouvées avec la formule suivante :

$$V=L \times l \times h ; \quad \text{(Formule VI.1)}$$

Notons que le remblayage sera fait à l'aide des terres excavées sur place, et dépourvues de matières végétales.

➤ **Accessoires.**

VI.1.4. Chambres de ventouse

Les travaux que nous allons réaliser sont quantifiés dans le tableau du devis quantitatif.

VI.1.5. Chambres de purge

De même que pour les chambres de ventouse, les travaux que nous allons réaliser sont quantifiés dans le tableau du devis quantitatif qui va suivre.

VI.1.6. Bornes Fontaines

De même que pour les chambres de ventouse et de purge, les travaux que nous allons réaliser sont quantifiés dans le tableau du devis quantitatif qui va suivre.

Remarque : pour les ouvrages précédents et ceux qui vont suivre, le fil à ligaturer est calculé en prenant 5% du poids des armatures.

- Les accessoires aux bornes fontaines sont principalement :
 - Robinet-vanne ;
 - Joint de démontage ;
 - Réducteur de pression ;
 - Manchons ;
 - Coudes en acier galvanisé ;
 - Robinet de puisage, etc.

VI.1.7. Chambre de vanne de répartition et pour bornes fontaines

C'est dans le devis quantitatif que nous allons voir les calculs relatifs aux chambres de vanne .

VI.1.8. Les ouvrages de stockage(Réservoirs)

Pour la construction, à l'aide du tableau du devis quantitatif, nous allons quantifier les travaux à réaliser sur les réservoirs, entre autre :

- Décapage et terrassements ;
- Béton de propreté ;
- Béton armé pour radier ;

Le tableau suivant nous rappelle les armatures à utiliser au radier pour tous les réservoirs :

Réservoir	Asx	asy
R1=R3	Φ10	Φ10
R2	Φ10	Φ10

Tableau VI.1 : Armatures pour radier

- Maçonnerie des parois en moellons ;
- Béton armé pour la dalle de couvercle.

Le tableau suivant nous rappelle les armatures de la dalle de couvercle à utiliser pour tous les réservoirs :

Réservoir	Asx	asy
R1=R3	Φ8	Φ8
R2	Φ8	Φ8

Tableau VI.2 : Armatures pour couvercle

Comme nous l'avons déjà signalé précédemment, le fil à ligaturer est calculé sur base de 5% du poids des armatures.

VI.1.9. Accessoires des Réservoirs

Les accessoires des réservoirs sont principalement :

- Conduite d'amenée d'eau ;
- Conduite de distribution ;
- Tuyau de trop plein ;
- Tuyau de vidange ;
- 2 échelles pour accès à l'intérieur et à l'extérieur ;
- Couvercle métallique, etc.

VI. 2. Devis quantitatif

Les tableaux suivants résument le devis quantitatif des ouvrages de notre réseau :

Description	Formules	Données				Unités	Quantités
		L(m)	l(m)	e(m)	profondeur(m)		
CAPTAGE							
Décapage	$L * l * p$	15	15		0.2	m ³	45
Fouille	$L * l * p$	5	4		2	m ³	40
Gravier	$L * l * e$	5	4	0.4		m ³	8
Sable	$L * l * e$	5	4	0.4		m ³	8
Tuyau captant						ml	10
Tuyau de Trop Plein						ml	5
Feuille plastique	$L * l$	5	4			m ²	20
Argile	$L * l * e$	5	4	0.3		m ³	6
Remblais	$L * l * e$	5	4	0.8		m ³	16
Moellons pour barrage	$L * p * e * 75\% * 1,15$	5	4	0.3	2	m ³	2.5875
Mortier pour barrage	$L * p * e * 25\% * 1,15$	5		0.3	2	m ³	0.8625
Sable	$L * p * e * 25\% * 1,15 * 1,2$	5		0.3	2	m ³	1.035
Ciment dosé à 250 kg/m ³	$L * p * e * \text{dosage} / 50\text{kg}$	5		0.3	2	sacs	15
Cloture en bois	$(L/2 + l/2) * 2 + 1$	15	15			piquets	31
Fil barbelé	$((L+l) * 2) * 4$	15	15			ml	240
Bouchon						Pièces	1

Tableau VI.3 : Devis du Captage

CHAMBRE DE DEPART	Formule	Données				Unités	Quantités
		L	l	e	h		
		m	m	m	m		
Décapage	$L \cdot l \cdot h$	3	2.5		0.2	m ³	1.5
Fouille	$L \cdot l \cdot h$	2.5	2		1	m ³	5
Béton de propreté dosé à 200kg/m	$V1=L \cdot l \cdot e \cdot 1,15$	2.1	1.6	0.05		m³	0.1932
Gravier	$V1 \cdot 0,8$	2.1	1.6	0.05		m ³	0.15456
Sable	$V1 \cdot 0,4$	2.1	1.6	0.05		m ³	0.07728
Ciment	$V1 \cdot \text{dosage}/50\text{kg}$	2.1	1.6	0.05		Sacs	0.7728
Béton armé du radier(350kg/m3)	$V2=L \cdot l \cdot e \cdot 1,15$	2	1.5	0.15		m³	0.5175
Gravier	$V2 \cdot 0,8$	2	1.5	0.15		m ³	0.414
Sable	$V2 \cdot 0,4$	2	1.5	0.15		m ³	0.207
Ciment	$V2 \cdot \text{dosage}/50\text{kg}$	2	1.5	0.15		sacs	3.6225
Armatures (Φ10)	$((L/st)+1)+((l/st)+1))/12 \cdot 1,1$	2	1.5			pièces	5.3625
Fil à ligaturer	$5\% \cdot p.\text{acier} \cdot L.\text{acier}(12) \cdot n \text{ barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	2	1.5			kg	2.99784835
Planches pour coffrage	$(L \cdot e^2 + l \cdot e^2)/s \text{ du planche} = 3,5 \cdot 0,15 \cdot 1,05$	2	1.5	0.15		pièces	2.1
Clous	$0,15\text{Kg}/\text{m}^2 \cdot 1,2 \cdot \text{Surf cof}$	2	1.5	0.15		kg	0.189
Dalle de couverture(350Kg/m3)	$V3=S.\text{dalle} \cdot e \cdot 1,15$	2	1.5	0.1		m³	0.345
Gravier	$V3 \cdot 0,8$	2	1.5	0.1		m ³	0.276
Sable	$V3 \cdot 0,4$	2	1.5	0.1		m ³	0.138
Ciment	$V3 \cdot \text{dosage}/50\text{kg}$	2	1.5	0.1		sacs	2.415
Armatures (Φ8)	$((L/st)+1)+((l/st)+1) \cdot s \cdot 1,1/12$	2	1.5	0.1		m ³	5.3625
Fil à ligaturer	$5\% \cdot p.\text{acier} \cdot L.\text{acier}(12) \cdot n \text{ barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	2	1.5	0.1		m ³	2.99784835
Planches pour coffrage	$L \cdot e^2 + l \cdot e^2 \cdot 1,05/Splan$	2	1.5	0.1		sacs	1.4
Clous	$0,15\text{Kg}/\text{m}^2 \cdot 1,2 \cdot \text{Surf cof}$	2	1.5	0.1		m ³	0.126
Maçonnerie en moellon(350Kg/m3)	$V4=(L+l) \cdot 2 \cdot e \cdot h \cdot 1,15$	2	1.5	0.4	1	m³	3.22
Moellon	$V4 \cdot 75\%$	2	1.5	0.4	1	m ³	2.415
Mortier	$V4 \cdot 25\%$	2	1.5	0.4	1	sacs	0.805
Sable	$1,2 \cdot V4 \cdot 25\%$					m ³	0.966
Ciment	$V4 \cdot \text{dosage}/50\text{kg}$	2	1.5	0.4	1	pièces	22.54
Enduit intérieur(350Kg/m3)	$V5=(L+l) \cdot 2 \cdot e \cdot h \cdot 1,15$	2	1.5	0.03	1	m³	0.2415
Sable	$V5 \cdot 1,2$	2	1.5	0.2	1	pièces	0.2898
Ciment	$V5 \cdot \text{dosage}/50\text{kg}$	2	1.5	0.2	1	kg	1.6905

Tableau VI.4 : Devis quantitatif de la Chambre de Départ

RESERVOIRS	Formules	Données				Unités	Quantités	
		D1=D3	D2=D4	h	e		R1=R3	R2
		m	m	m	m			
Décapage	$(D+2)^2 \cdot \pi \cdot h \cdot n / 4$	3.8	4.3	0.2		m³	10.563	6.23133
Fouille	$(D+0,2)^2 \cdot \pi \cdot h \cdot n / 4$	3.8	4.3	1		m³	25.12	22.05065
Béton de propreté:	$V1 = (D+0.2)^2 \cdot \pi \cdot \text{ép} \cdot 1,15 \cdot n / 4$	3.8	4.3		0.1	m³	1.4444	0.91403438
Gravier	$V1 \cdot 0.8$	3.8	4.3		0.1	m³	1.15552	0.7312275
Sable	$V1 \cdot 0.4$	3.8	4.3		0.1	m³	0.57776	0.36561375
Ciment	$(V1 \cdot \text{dosage}) \cdot \text{Dosage} / 50 \text{kg}$	3.8	4.3			sacs	5.7776	3.6561375
Béton - Armé pour radier:	$V2 = (D+0.1)^2 / 4 \cdot \pi \cdot \text{ép} \cdot 1,15 \cdot n$	3.8	4.3		0.3	m³	6.86541	4.36931
Gravier	$V2 \cdot 0.8$	3.8	4.3			m³	5.49233	3.495448
Sable	$V2 \cdot 0.4$	3.8	4.3			m³	2.74617	1.747724
Ciment	$(V2 \cdot \text{dosage}) / 50 \text{kg} / \text{m}^3$	3.8	4.3			sacs	48.0579	30.58517
Armatures(Ø12)	$(1/\text{stmax})^2 \cdot 1,1 \cdot S_{\text{rad}} / 12$	3.8	4.3			pièces	10.3908	6.65254792
Fil à ligaturer	$5\% \cdot P. \text{vol. acier} \cdot L. \text{acier} \cdot n \text{ barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	3.8	4.3			kg	5.80886	3.71903586
Planches pour coffrage	$St \text{ à cof/s.pl} = (D+0.2)^2 / 4 \cdot \pi \cdot 1,05 / S. \text{pl}$	3.8	4.3			pièces	13.8474	8.76280781
Clous	$0.15 \text{kg} / \text{m}^2 \cdot St \text{ à coffrer} \cdot 1,2$	3.8	4.3			kg	4.5216	2.861325
Maçonnerie en moellon:	$V3 = DE \cdot \pi \cdot \text{ép} \cdot Ht \cdot 1,15 \cdot n$	3.8	4.3	1,8 et 2	0.4	m³	19.7594	12.42184
Moellon	$V3 \cdot 75\%$	3.8	4.3			m³	14.8195	9.31638
Mortier	$V3 \cdot 25\%$	3.8	4.3			m³	4.93985	3.10546
Sable	$V3 \cdot 25\% \cdot 1,2$					m³	5.92782	3.726552
Ciment	$V_{\text{mortier}} \cdot \text{dosage} / 50 \text{kg}$	3.8	4.3			sacs	19.7594	12.42184
Revêtement intérieur:	$V4 = DI \cdot \text{ép} \cdot \pi \cdot Ht \cdot n$	3	3.5	1,8 et 2	0	m³	1.169964	0.75831
Sable	$V4 \cdot 1,2$	3	3.5			m³	1.40396	0.909972
Ciment	$V4 \cdot \text{dosage} / 50 \text{kg}$	3	3.5			sacs	8.189748	5.30817
Dalle de couverture:	$V5 = S. \text{dalle} \cdot \text{ép} \cdot 1,15 \cdot n$; Avec ép=0,14 et 0,12	3.8	4.3			m³	3.1285704	2.33685865
Gravier	$V5 \cdot 0.8$	3.8	4.3			sacs	2.50286	1.86948692
Sable	$V5 \cdot 0.4$	3.8	4.3			m³	1.25143	0.93474346
Ciment	$(V5 \cdot \text{dosage}) / 50 \text{kg}$	3.8	4.3			sacs	21.9	16.3580106
Armatures(Ø8)	$(1 \text{m} / \text{st}) \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot S. \text{dalle} \cdot n / 12$	3.8	4.3			pièces	20.7816	13.3050958
Fil à ligaturer	$5\% \cdot P. \text{acier} \cdot L. \text{acier} \cdot n \text{ barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	3.8	4.3			kg	11.6177	7.43807173
Planches pour coffrage	$St \text{ à coffrer} = (D+0.2)^2 / 4 \cdot \pi \cdot 1,05 / S. \text{planche} = 3,5 \cdot 0,15 \cdot n$	3.8	4.3			pièces	13.8474	8.76280781
Madriers						pièces	20	10
Clous	$0.15 \text{kg} / \text{m}^2 \cdot St \text{ à coffrer} \cdot n$	3.8	4.3			kg	4.5216	2.861325

Cp:chambre de purge

CP	Formules	Données				unités	Qté
		L	l	e	h		
		m	m	m	m		
Décapage	$(L * l * ép) * n$	2.8	2	0.2		m ³	2.240
Fouille	$(L * l * h) * n$	2.6	1.8		0.9	m ³	8.424
Béton de propreté	$Vt = L * l * ép * n * 1,15$	2.6	1.8	0.05		m³	0.468
-gravier	$(Vt * 0.8)$	2.6	1.8	0.05		m ³	0.374
-sable	$(Vt * 0.4)$	2.6	1.8	0.05		m ³	0.187
-ciment	$(vt * dosage) / 50kg$	2.6	1.8	0.05		sacs	1.404
Béton de forme pour radier	$Vt = (L * l * d) * n * 1,15$	2.4	1.6	0.2		m³	1.030
-gravier	$(Vt * 0.8)$	2.4	1.6	0.2		m ³	0.824
-sable	$(Vt * 0.4)$	2.4	1.6	0.2		m ³	0.412
-ciment	$(vt * dosage) / 50kg$	2.4	1.6	0.2		sacs	6.182
-armatures	$((1m / St) * 2 * S. radier / 12) * n * 1,1$	2.4	1.6	0.2		pieces	4.107
-fil à ligaturer	$5% * P. acier * L. acier * n \text{ barres} * (D/2)^2 * 3,14 * 1,05 * n$	2.4	1.6	0.2		kg	1.020
-planches pour coffrage	$(St \text{ à coffrer} = (L * d)^2 + (l * d)^2) * 1,05 / S. Planche * n$	2.4	1.6	0.2		pieces	4.800
-clous	$0.15kg / m^2 * St \text{ à coffrer} * 1,2 * n$	2.4	1.6	0.2		kg	0.576
Maconnerie en brique	$Vt = (2L + 3l) * ép * h (C.P) * n * 1,15$	2.4	1.6	0.2	1.5	m³	6.624
Brique	$Vt * 75%$	2.4	1.6	0.2	1.5	m ³	9.936
-mortier	$Vt * 25%$	2.4	1.6	0.2		m ³	3.312
-ciment	$(Vt * dosage) / 50kg$	2.4	1.6	0.2		sacs	23.184
Enduit interieur	$Vt = L * l * ép * Ht * 1,15 * n$	2	1.2	0	1.1	m³	0.121
-sable	$Vt * 1,2$	2	1.2	0.02		m ³	0.146
	$Vt * dosage / 50kg$	2	1.2	0.02		m ³	0.850

Dalle de couverture:	$Vt = S.dalle * \text{ép} * n$	2.4	1.6	0.1		m³	0.883
-gravier	$(Vt * 0.8)$	2.4	1.6	0.1		sacs	0.707
-sable	$(Vt * 0.4)$	2.4	1.6	0.1		m ³	0.353
-ciment	$(vt * dosage) / 50kg$	2.4	1.6	0.1		sacs	6.182
-armatures	$(1m/St) * 2 * S.dalle / 12 * n * 1,1$	2.4	1.6	0.1		pieces	6.720
-fil à ligaturer	$5\% * P \text{ acier} * L.acier * n \text{ barres} * (D/2)^2 * 3,14 * 1,05 * n$	2.4	1.6	0.1		kg	3.339
-planche pour coffrage	$(St \text{ à coffrer} = (L * d)^2 + (l * d)^2) / S.Planche * n * 1,05$	2.4	1.6	0.1		planches	3.200
-clous	$0.15kg/m^2 * St \text{ à coffrer} * 1,2 * n$	2.4	1.6	0.1		kg	0.288

Tableau VI.6 : Devis Quantitatif de Chambre de Purge

CV	Formules	Données				unités	Qté
		L	l	e	h		
		m	m	m	m		
Décapage	$(L * l * \text{ép}) * n$	2	2	0.2		m ³	0.800
Fouille	$(L * l * h) * n$	1.8	1.8		1.7	m ³	5.508
Béton de propreté	$Vt = L * l * \text{ép} * n * 1,15$	1.8	1.8	0.05		m³	0.162
-gravier	$(Vt * 0.8)$	1.8	1.8	0.05		m ³	0.130
-sable	$(Vt * 0.4)$	1.8	1.8	0.05		m ³	0.065
-ciment	$(vt * dosage) / 50kg$	1.8	1.8	0.05		sacs	0.486
Béton de forme pour radier	$Vt = (L * l * d) * n * 1,15$	1.6	1.6	0.2		m³	0.515
-gravier	$(Vt * 0.8)$	1.6	1.6	0.2		m ³	0.412
	$(Vt * 0.4)$	1.6	1.6	0.2		m ³	0.206

-ciment	$(vt \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.6	0.2		sacs	3.091
-armatures	$((1\text{m}/\text{St}) \cdot 2 \cdot \text{S.radier} / 12) \cdot n \cdot 1,1$	1.6	1.6	0.2		pieces	4.107
-fil à ligaturer	$5\% \cdot \text{P.acier} \cdot \text{L.acier} \cdot n$ $\text{barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05 \cdot n$	1.6	1.6	0.2		kg	1.020
-planches pour coffrage	$(\text{St à coffrer} = (L \cdot d)^2 + (l \cdot d)^2) \cdot 1,05 / \text{S.Planche} \cdot n$	1.6	1.6	0.2		pieces	2.400
-clous	$0.15\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{St à coffrer} \cdot 1,2 \cdot n$	1.6	1.6	0.2		kg	0.230
Maconnerie en Brique:	$V.t = (L+l) \cdot 2 \cdot \text{ép} \cdot h(C.V) \cdot n \cdot 1,15$	1.6	1.6	0.2	2.3	m³	3.386
-brique	$Vt \cdot 75\%$	1.1	1.6	0.2	2.3	m ³	2.539
-mortier	$Vt \cdot 25\%$	1.6	1.6	0.2		m ³	0.846
-ciment	$(Vt \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.6	0.2		sacs	5.925
Enduit interieur	$Vt = L \cdot l \cdot \text{ép} \cdot Ht \cdot 1,15 \cdot n$	1.2	1.2	0	1.9	m ³	0.063
-sable	$Vt \cdot 1,2$	1.2	1.2	0.02		m ³	0.076
-ciment	$Vt \cdot \text{dosage} / 50\text{kg}$	1.2	1.2	0.02		m ³	0.440
Dalle de couverture:	$Vt = S.dalle \cdot \text{ép} \cdot n$	1.6	1.6	0.1		m³	0.294
-gravier	$(Vt \cdot 0.8)$	1.6	1.6	0.1		sacs	0.236
-sable	$(Vt \cdot 0.4)$	1.6	1.6	0.1		m ³	0.118
-ciment	$(vt \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.6	0.1		sacs	2.061
-armatures	$(1\text{m}/\text{St}) \cdot 2 \cdot \text{S.dalle} / 12 \cdot n \cdot 1,1$	1.6	1.6	0.1		pieces	4.480
-fil à ligaturer	$5\% \cdot \text{P acier} \cdot \text{L.acier} \cdot n$ $\text{barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05 \cdot n$	1.6	1.6	0.1		kg	1.113
-planche pour coffrage	$(\text{St à coffrer} = (L \cdot d)^2 + (l \cdot d)^2) / \text{S.Planche} \cdot n \cdot 1,05$	1.6	1.6	0.1		planches	1.280
-clous	$0.15\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{St à coffrer} \cdot 1,2 \cdot n$	1.6	1.6	0.1		kg	0.115

Tableau VI.7 : Devis Quantitatif de Chambre de Ventouse

CVR	Formules	Données				unités	Qté
		L	l	e	h		
		m	m	m	m		
Décapage	$(L * l * \text{ép}) * n$	2	1.8	0.2		m ³	1.440
Fouille	$(L * l * H) * n$	1.8	1.6		1	m ³	5.760
Béton de propreté	$V_t = L * l * \text{ép} * n * 1,15$	1.8	1.6	0.1		m³	0.662
-gravier	$(V_t * 0.8)$	1.8	1.6			m ³	0.530
-sable	$(V_t * 0.4)$	1.8	1.6			m ³	0.265
-ciment	$(v_t * \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.8	1.6			sacs	1.987
Béton de forme pour radier	$V_t = (L * l * \text{ép}) * n * 1,15$	1.6	1.4	0.2		m³	1.030
-gravier	$(V_t * 0.8)$	1.6	1.4	0.2		m ³	0.824
-sable	$(V_t * 0.4)$	1.6	1.4	0.2		m ³	0.412
-ciment	$(v_t * \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.4	0.2		sacs	6.182
-armatures	$((l_m / St) * 2 * S_{\text{radier}} / 12) * n * 1,1$	1.6	1.4	0.2		pieces	4.107
-fil à ligaturer	$5\% * P_{\text{acier}} * L_{\text{acier}} * n$ $\text{barres} * (D/2)^2 * 3,14 * 1,05$	1.6	1.4	0.2		kg	4.081
-planches pour coffrage	$(St \text{ à cof} = (L * d)^2 + (l * d)^2) * 1,05 / S_{\text{Plan}} * n$	1.6	1.4	0.2		pieces	4.800
-clous	$0.15\text{kg}/\text{m}^2 * St \text{ à coffrer}$	1.6	1.4	0.2		kg	0.360
Maconnerie en Brique	$V_t = (L + l) * 2 * \text{ép} * h * 1,15 * n$	1.6	1.4	0.2	1	m³	2.760
-Brique	$V_t * 75\%$	1.6	1.4	0.2		m ³	2.070
-mortier	$V_t * 25\%$	1.6	1.4	0.2		sacs	0.690
Sable	$V_t * 25\% * 1,2$					m ³	0.828
-ciment	$(V_t * 25\% * \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.4	0.2		sacs	4.830
Enduit intérieur:	$V_t = L * l * \text{ép} * H_t * 1,15 * n$	1.2	1	0.02	0.6		0.033
-sable	$V_t * 1,2$	1.2	1	0.02	0.6	m ³	0.040
-ciment	$V_t * \text{dosage} / 50\text{kg}$	1.2	1	0.02	0.6	Sacs	0.232
Dalle de couverture:	$V_t = S_{\text{dalle}} * \text{ép} * 1,15$	1.6	1.4	0.1		m³	1.030
-gravier	$(V_t * 0.8)$	1.6	1.4	0.1		sacs	0.824
-sable	$(V_t * 0.4)$	1.6	1.4	0.1		m ³	0.412
	$(v_t * \text{dosage}) / 50\text{kg}$	1.6	1.4	0.1		sacs	7.213

-armatures	$(1m/St)*2*S.dalle/12*n*1,1$	1.6	1.4	0.1		pieces	4.107
-fil à ligaturer	$5%*P.acier*L.acier*n$ $barres*(D/2)^2*3,14*1,05$	1.6	1.4	0.1		kg	4.081
-planche pour coffrage	(St à $coffrer=(L*d)^2+(l*d)^2*1,05/S.Planche*n$	1.6	1.4	0.1		planches	2.400
-clous	$0.15kg/m^2*St\ à\ coffrer*1,2$	1.6	1.4	0.1		kg	0.432

Tableau VI.8 : Devis Quantitatif Pour CVR

CV BF	Formules	Données				unités	Qté
		L	l	e	h		
		m	m	m	m		
Décapage	$(L*l*ép)*n$	2	1.8	0.2		m ³	2.160
Fouille	$(L*l*H)*n$	1.8	1.6		1	m ³	8.640
Béton de propreté	$Vt=L*l*ép*n*1,15$	1.8	1.6	0.1		m ³	0.994
-gravier	$(Vt*0.8)$	1.8	1.6			m ³	0.795
-sable	$(Vt*0.4)$	1.8	1.6			m ³	0.397
-ciment	$(vt*dosage)/50kg$	1.8	1.6			sacs	2.981
Béton de forme pour radier	$Vt=(L*l*ép)*n*1,15$	1.6	1.4	0.2		m ³	1.546
-gravier	$(Vt*0.8)$	1.6	1.4	0.2		m ³	1.236
-sable	$(Vt*0.4)$	1.6	1.4	0.2		m ³	0.618
-ciment	$(vt*dosage)/50kg$	1.6	1.4	0.2		sacs	9.274
-armatures	$((1m/St)*2*S.radier/12)*n*1,1$	1.6	1.4	0.2		pieces	6.160
-fil à ligaturer	$5%*P.acier*L.acier*n$ $barres*(D/2)^2*3,14*1,05$	1.6	1.4	0.2		kg	4.592
-planches pour coffrage	$(St\ à\ cof=(L*d)^2+(l*d)^2*1,05/S.Plan*n$	1.6	1.4	0.2		pieces	7.200
-clous	$0.15kg/m^2*St\ à\ coffrer$	1.6	1.4	0.2		kg	0.348
	$Vt=(L*l*ép)*n*1,15$	1.6	1.4	0.2	1	m ³	4.140

-Brique	Vt*75%	1.6	1.4	0.2		m ³	3.105
-mortier	Vt*25%	1.6	1.4	0.2		sacs	1.035
Sable	Vt*25%*1,2					m ³	1.242
-ciment	(Vt*25%*dosage)/50kg	1.6	1.4	0.2		sacs	7.245
Enduit intérieur:	Vt = L*I*ép*Ht *1,15*n	1.2	1	0.02	0.6		0.050
-sable	Vt*1,2	1.2	1	0.02	0.6	m ³	0.060
-ciment	Vt *dosage/50kg	1.2	1	0.02	0.6	Sacs	0.348
Dalle de couverture:	Vt= S.dalle*ép *1,15	1.6	1.4	0.1		m ³	0.773
-gravier	(Vt*0.8)	1.6	1.4	0.1		sacs	0.618
-sable	(Vt*0.4)	1.6	1.4	0.1		m ³	0.309
-ciment	(vt*dosage)/50kg	1.6	1.4	0.1		sacs	5.410
-armatures	(1m/St)*2*S.dalle/12*n*1,1	1.6	1.4	0.1		pieces	6.160
-fil à ligaturer	5%*P acier*L.acier*n barres*(D/2) ² *3,14*1,05	1.6	1.4	0.1		kg	4.592
-planche pour coffrage	(St à coffrer=(L*d) ² +(l*d) ²)*1,05/S.Planche*n	1.6	1.4	0.1		planches	3.600
-clous	0.15kg/m ² *St à coffrer*1,2	1.6	1.4	0.1		kg	0.199

Tableau VI.9 : Devis Quantitatif Pour CVBF

Borne Fontaine	Formules	Données					unités	Quantités
		L	l	e	D	h		
		m	m	m	m	m		
Décapage	(L*I*ép)*n	2.4	1.9	0.2			m ³	4.560
Fouille	(L*I*H)*n	2.2	1.7			0.9	m ³	16.830
Béton de propreté	Vt=L*I*ép*n*1,15	2.2	1.7	0.1			m³	2.151
-gravier	(Vt*0.8)	2.2	1.7				m ³	1.720
-sable	(Vt*0.4)	2.2	1.7				m ³	0.860
-ciment	(vt*dosage)/50kg	2.2	1.7				sacs	6.452
Béton de forme pour radier	Vt= (L*I*ép)*n*1,15	2	1.5	0.2			m³	3.450
-gravier	(Vt*0.8)	2	1.5	0.2			m ³	2.760
-sable	(Vt*0.4)	2	1.5	0.2			m ³	1.380

-ciment	$(vt \cdot \text{dosage}) / 50 \text{kg}$	2	1.5	0.2			sacs	20.700	
-armatures	$((1 \text{m} / \text{St})^2 \cdot S \cdot \text{radier} / 12) \cdot n \cdot 1,1$	2	1.5	0.2			pieces	13.750	
-fil à ligaturer	$5\% \cdot P \cdot \text{acier} \cdot L \cdot \text{acier} \cdot n$ $\text{barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	2	1.5	0.2			kg	3.416	
-planches pour coffrage	$(\text{St à cof} = (L \cdot d)^2 + (l \cdot d)^2) \cdot 1,05 / S \cdot \text{Plan} \cdot n$	2	1.5	0.2			pieces	14.000	
-clous	$0.15 \text{kg} / \text{m}^2 \cdot \text{St à coffrer}$	2	1.5	0.2			kg	0.570	
Maconnerie en Brique:	$V_t = (L+l) \cdot 2 \cdot \text{ép} \cdot h \cdot 1,15$	2	1.5	0.2		0.8	m^3	6.440	
-Brique	$V_t \cdot 75\%$	2	1.5	0.2			m^3	4.830	
-mortier	$V_t \cdot 25\%$	2	1.5	0.2			sacs	1.610	
sable	$V_t \cdot 25\% \cdot 1,2$						m^3	0.483	
-ciment	$(V_t \cdot \text{dosage}) / 50 \text{kg}$	2	1.5	0.2			Sacs	11.270	
Enduit intérieur:	$V_t = L \cdot l \cdot \text{ép} \cdot H_t \cdot 1,15$	0.8	0.6	0.02		0.6	m^3	0.033	
-sable	$V_t \cdot 1,2$	0.8	0.6	0.02			m^3	0.040	
-ciment	$V_t \cdot \text{dosage} / 50 \text{kg}$	0.8	0.6	0.02			m^3	0.232	
Dalle de couverture:	$V_t = S \cdot \text{dalle} \cdot \text{ép} \cdot 1,15$	1	0.8	0.1			m^3	0.460	
-gravier	$(V_t \cdot 0.8)$	1	0.8	0.1			sacs	0.368	
-sable	$(V_t \cdot 0.4)$	1	0.8	0.1			m^3	0.184	
-ciment	$(vt \cdot \text{dosage}) / 50 \text{kg}$	1	0.8	0.1			sacs	3.220	
-armatures	$(1 \text{m} / \text{St})^2 \cdot S \cdot \text{dalle} / 12 \cdot n \cdot 1,1$	1	0.8	0.1			pieces	3.667	
-fil à ligaturer	$5\% \cdot P \cdot \text{acier} \cdot L \cdot \text{acier} \cdot n$ $\text{barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05$	1	0.8	0.1			kg	0.911	
-planche pour coffrage	$(\text{St à coffrer} = (L \cdot d)^2 + (l \cdot d)^2) \cdot 1,05 / S \cdot \text{Planche} \cdot n$	1	0.8	0.1			planches	3.600	
-clous	$0.15 \text{kg} / \text{m}^2 \cdot \text{St à coffrer} \cdot 1,2$	1	0.8	0.1			kg	0.180	
beton pour pilier	$s \cdot h \cdot n = vt$					0.3	1	m^3	0.353
gravier	$vt \cdot 0,8$						m^3	0.283	
sable	$vt \cdot 0,4$						m^3	0.141	
ciment	$(vt \cdot \text{dosage}) / 50$						Sacs	2.473	

Tableau VI.10 : Devis Quantitatif des Bornes Fontaines

Quantitatif des matériaux pour Canalisations (les conduites)

Les données de calcul

- Profondeur de la tranchée 0.8m ;
- Largeur de la tranchée 0.4m ;
- Epaisseur lit de sable 0.3m ;
- Largeur du tronçon 7920m.

La quantification des ouvrages matériaux de canalisation est résumée dans le tableau suivant :

Type	Nombre de Pièces L*1,1/6m	DE mm	DE m	L m	l_{fouille} m	H m	H' m	V_t m^3	V_c m^3	V_s m^3	v_r m^3
PVC 63 PN 16	729	63	0.05	3976	0.4	0.8	0.3	1272.32	7.8029	469.3171	795.2
PVC50 PN10	286	63	0.05	1561	0.4	0.8	0.3	499.52	3.0634625	184.2565375	312.2
PVC40 PN16	437	40	0.04	2383	0.5	0.8	0.3	953.2	2.993048	354.456952	595.75
TOTAL				7920	-	-	-	2725	13.85941	1008.03059	1703.2

Tableau VI.11: Devis Quantitatif des travaux et matériaux pour la canalisation

Remarque : Dans les calculs du tableau précédent, les coefficients donnés au tableau qui suit ont été pris en compte pour des raisons de sécurité :

Désignation	Moellons	Béton	Armatures	Planches	Clous	Fil à ligaturer
Coefficient de Sécurité	1,15	1,15	1,1	1,05	1,2	1,05

Tableau VI.12 : Coefficients de sécurité utilisés

NB : Les autres accessoires sont quantifiés dans le devis estimatif.

VI. 3. Devis estimatif

Le tableau suivant résume les calculs du devis estimatif de notre projet, et c'est lui qui donne l'enveloppe financière nécessaire pour notre projet :

No	DESCRIPTION	UNITES	QUANTITE	P.U [Fbu]	P.T [Fbu]
1	Etude du projet	-	FF	-	4000000
	S.T 1				4000000
2	Installation du chantier	-	FF	-	600000
	ST 2				600000
3	Captage				
	Décapage	m ³	45	2000	90000
	Fouille	m ³	40	4000	160000
	Gravier	m ³	8	22500	180000
	Sable	m ³	9.035	12500	112937.5
	Tuyau captant	ml	10	25000	250000
	Tuyau de Trop Plein	ml	5	25000	125000
	Feuille plastique	m ²	20	5000	100000

	Argile	m ³	6	10000	60
	Remblais	m ³	16	2000	32
	Moellons pour barrage	m ³	2.5875	12500	3234
	Ciment dosé à 250kg/m ³	sacs	15	26000	390
	Clôture en bois	piquets	31	1000	31
	Fil barbelé	ml	240	3000	720
	Bouchon	pieces	1	3000	3000
	S.T 3				21612
4	Chambre de départ				
	Décapage	m ³	1.5	2000	3000
	Fouille	m ³	5	4000	20000
	Gravier	m ³	0.84456	22500	19002
	Moellon	m ³	2.415	12500	30187
	Sable	m ³	1.67808	12500	21000
	Ciment	sacs	31.0408	26000	807060
	Sikalite	kg	15	3500	52500
	Armatures: Ø10	pièces	5.3625	15000	80437
	Armatures: Ø8	pièces	5.3625	11000	58987
	Fil à ligaturer	kg	5.9956967	3500	21000
	Planche pour coffrage	pièces	3.5	3500	12250
	Clous	kg	0.315	4000	1260

	S.T 4				114403
	5 Réservoirs				
	Décapage	m ³	21.12592	2000	4225
	Fouille	m ³	50.24	4000	20
	Gravier	m ³	18.301415	22500	411781.
	Moellon	m ³	27.992472	12500	3495
	Sable	m ³	22.999615	12500	287495.
	Ciment	sacs	204.2638	26000	531085.
	Sikalite	kg	100	3500	35
	Armatures : Ø12	pièces	20.781567	16000	332505
	Armatures : Ø8	pièces	41.563133	11000	457194
	Fil à ligaturer	kg	34.853139	35000	121985
	Planches pour coffrage	pièces	55.3896	3500	193
	Clous	kg	18.0864	4000	72
	Perches	pièces	110.7792	1000	110
	Madriers	pièces	40	4000	1
	S.T 6				949980
	6 Chambres de purges et de Ventouses				
	Décapage	m ³	3.04	2000	
	Fouille	m ³	13.932	4000	
	Gravier	m ³	2.68256	22500	61
	Sable	m ³	1.5625216	12500	19
	Ciment	sacs	46.4548	26000	120
	Armatures : Ø8	pièces	19.4133	11000	21

	Fil à ligaturer	kg	6.493138	3500	22721
	Planches pour coffrage	pièces	11.68	3500	4
	Clous	kg	1.0656	4000	4
	Brique	m ³	12.475	12500	155
	S.T 7				178687
	7Bornes fontaines (B.F)				
	Décapage	m ³	4.56	2000	
	Fouille	m ³	16.83	4000	
	Gravier	m ³	5.131	22500	115
	Sable	m ³	3.088244	12500	386
	Brique	m ³	4.83	12500	
	Ciment	sacs	44.34609	26000	11529
	Armatures :Ø8	pieces	17.416667	11000	19158
	Fil à ligaturer	kg	4.3273784	3500	15145
	Planches pour coffrage	pieces	17.6	3500	
	Clous	kg	0.75	4000	
	S.T 8				16548
	8Chambres de vanne de répartition et B.F				
	Décapage	m ³	3.6	2000	
	Fouille	m ³	14.4	4000	
	Gravier	m ³	4.82816	22500	10
	Sable	m ³	3.34144	12500	
	Brique	m ³	5.175	12500	
	Ciment	sacs	45.701	26000	1

	Armatures : Ø8	pieces	20.533333	11000	225866.
	Fil à ligaturer	kg	17.345955	3500	60710.8
	Planches pour coffrage	pieces	18	3500	6
	Clous	kg	1.3392	4000	5.
	S.T 9				175836
	Canalisation et conduits d'alimentation				
	9 Fouille	m ³	2926	4000	1170
	Sable	m ³	1083.8834	12500	135485
	Remblais	m ³	1828.75	2000	36
	Tuyaux A.G 2" ½ (Gaine de protection)	ml	30	8000	2
	Tuyaux PVC 50/PN 16	pièces	530	20000	106
	Tuyaux PVC 50/PN 10	pièces	80	13000	10
	Tuyaux PVC 40/PN 16	pièces	660	12000	79
	Tuyaux PVC 32/PN 16	pièces	140	8000	11
	Manchette d'encrage DN 50	pièces	529	17000	89
	Manchette d'encrage DN 40	pièces	659	16000	105
	Manchette d'encrage DN 32	pièces	139	15000	20
	Réducteur 50/40	pièces	2	20000	
	Réducteur 40/32	pièces	2	20000	
	S.T 10				71537
	Accessoires pour réservoirs				
	Tuyaux galvanisés 3/4"	pièces	8	30000	
	10 Coude 90° galvanisés 3/4"	pièces	25	2000	

	Bouchons femelles galvanisé.3/4"	Pieces	5	2000	10
	Vanne à flotteur fileté 3/4"	pièces	5	20000	100
	Limiteur de débit 3/4"	pièces	5	35000	175
	Passe cloison fileté 3/4"	pièces	20	10000	200
	Crépine Inoxidable fileté 3/4"	pièces	5	10000	50
	Collier de fixation galvanisée 3/4"	pièces	10	1500	15
	Echelle métalliques de 2.4m	pièces	10	60000	600
	Adaptateur DN 25	pièces	5	2000	10
	Trapillon (50 * 50)	pièces	5	50000	250
	S.T 11				170
11	Accessoires des bornes fontaines				
	Tuyaux galvanisés 3/4"	pièces	50	30000	150
	Coude 90° galvanisés 3/4"	pièces	100	2000	20
	Réducteur de pression DN 25	pièces	10	120000	120
	Robinet vanne DN 25	pièces	10	65000	65
	Robinet de puisage 3/4"	pièces	10	15000	15
	S.T 12				370
12	Accessoires à la tuyauterie				
	Purges DN 50	pièces	2	135000	27
	Purges DN 40	pièces	1	110000	11
	Ventouses DN 50	pièces	2	350000	70
	Ventouses DN 40	pièces	1	450000	45
	S.T 13				155
13	Accessoires des purges et ventouses				

	Bride emboitement DN 50	pièces	2	25000	50000
	Bride emboitement DN 40	pièces	1	25000	25000
	Manchette d'ancrage DN 50	pièces	1	170000	170000
	Manchette d'ancrage DN 40	pièces	1	160000	160000
	Vannes DN 50	pièces	1	30000	30000
	Vannes DN 40	pièces	1	10000	10000
	Joint de démontage DN 50	pièces	1	5000	5000
	Joint de démontage DN 40	pièces	1	5000	5000
	S.T 13				455000
14	eau	litres	9670.1622	25	241754.0551
15	Transport	-	FF	-	2000000
	Total Général (T.G1)				103763964.5
	Imprévues : 10%				10376396.45
	M.O: 25% de T.G1				25940991.13
	T.G2				140081352.1
	TVA : 18%				25214643.38
	T.G3				165295996

Tableau VI.13: Devis estimatif

Le coût global du projet est estimé à une somme de Cent soixante-cinq millions deux cent nonante cinq mille neuf cent nonante-six Francs Burundais (165.295.996 FBu) avec TVA incluse.

VI.4. Planning des travaux

La planification des travaux nous aide à :

- Déterminer chronologiquement les étapes d'exécution du projet, afin d'établir le calendrier des travaux
- Montrer les relations existantes entre les différentes activités pour la prévision du flux du personnel, des matériaux et du matériel à un certain moment de la réalisation du projet ;
- Connaitre à quel moment a-t-on besoins de tel ou tel autre matériau pour éviter le stockage hâtif et le risque de détérioration qui en découle ;
- Identifier les besoins en personnel et en matériel pour prévoir les effectifs à engager.

Le planning revêt un caractère important pour l'économie du temps et de l'argent.

Il existe déjà, différents types de plannings.

Au terme de notre projet, nous avons proposé la méthode classique à barres horizontales appelée "graphique de Gantt".

Au niveau de sa présentation, sa lecture et sa compréhension deviennent faciles.

Nous avons résumé la planification des tâches dans le tableau suivant :

Désignation	U	Q	TEM h/Unité	T/(h)	T(semaine)	Nbre d'ouvriers
Installation de chantier (1 semaine)	FF					20
Décapage (5 Semaines)	m ³	2009	3.5	7033	175.8	35.1633958
Fouille de canalisation et ouvrage du génie civil (9 Semaines)	m ³	2642	3.6	9511	237.8	26.42
Lits de sable (6 Semaines)	m ³	1133	2.5	2833	70.81	11.8023542
Poses des conduites (7 Semaines)	ml	7897	0.5	3949	98.71	14.1017857
Remblayage (5 Semaines)	m ³	1591	5.5	8748	218.7	43.7415
Maçonnerie des Briques (2 Semaines)	m ³	8.32	15	124.8	3.12	1.56
Maçonnerie des moellons (4 Semaines)	m ³	51.3	20	1025	25.63	6.40625
Coffrage (2 Semaines)	m ²	129	1.4	180.2	4.505	2.2526875

Ferrailage (3 Semaines)	Kg	860	0.3	258	6.45	2.15
Coulage du béton (2 Semaines)	m ³	46.8	18	841.6	21.04	10.520325
Décoffrage (1 semaine)	m ²	129	0.3	38.62	0.965	0.9654375
Nettoyage (1 Semaine)	FF					15

Tableau VI.14: Planification des tâches

Le planning des travaux est résumé par le tableau de Gantt ci-dessous :

Mois	1 ^{er}				2 ^{ème}				3 ^{ème}				4 ^{ème}			
	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	1 ^{ème}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	1 ^{ème}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	1 ^{ème}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}
Semaine																
Activités																
Installation de chantier	[Barre de Gantt]															
Décapage	[Barre de Gantt]															
Fouille de fondation	[Barre de Gantt]															
Lits de sable	[Barre de Gantt]															
Poses des conduites	[Barre de Gantt]															
Remblayage	[Barre de Gantt]															
Maçonnerie en moellon	[Barre de Gantt]															
Maçonnerie en brique	[Barre de Gantt]															
Coffrage	[Barre de Gantt]															
Ferrailage	[Barre de Gantt]															
Coulage du béton	[Barre de Gantt]															
Décoffrage	[Barre de Gantt]															
Nettoyage et mise en service du réseau	[Barre de Gantt]															

Tableau VI.15: Graphique de Gantt

CHAPITRE VII: CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

VII.1. Aspects environnementaux

Un réseau d'alimentation en eau potable engendre des impacts environnementaux qui constituent des menaces sur la stabilité des systèmes naturels et humains à leur résistance. Les conséquences directes ou indirectes peuvent se manifester aux alentours de la zone du projet (la dégradation des berges des cours d'eaux suite à la baisse du niveau d'eau, changement de la vie aquatique des écosystèmes, etc.)

C'est dans son sens que la réalisation du projet pareil doit se faire dans le strict respect des normes ou des exigences de l'environnement. Le milieu où va s'établir le captage a besoin de l'eau. C'est pourquoi on ne va pas capter toute les eaux ou notre source donc on va laisser quelques quantités pour l'environnement.

VII.2: Conclusion générale

L'eau est un élément de très grande envergure pour le bien – être en générale et de l'homme en particulier surtout sur le développement socio-économique harmonieux .La population Burundaise connaît un manque cruel en eau potable bien que notre pays dispose d'un potentiel élève en eau .

Pour clore on ne peut pas passer sous silence que le présent projet est très vaste voie complexe. On ne prétend pas pouvoir l'avoir traité sans ses aspects .Nous invitons particulièrement la contribution (les apports) et les compléments (Les ajouts) et les nouveautés d'autres chercheurs qui vont nous devancer dans cette recherche.

Nous encourageons aussi d'autres chercheurs qui seraient intéressés par le présent travail de fin d'études et surtout notre zone de recherche de recenser d'autres source dans le but de d'alimenter les autres coins de la province Ruyigi qui n'ont pas encore reçu l'alimentation en eau potable.

VII.3. Recommandations

Nous recommandons à la commune qui est l'organe le mieux indiqué à gérer toutes les infrastructures hydraulique de son ressort en général et du réseau d'adduction d'eau potable de Gatwaro en particulier qu'elle ne se charge non seulement du contrôle de la gestion et de l'entretien mais aussi de la sensibilisation à la population aux activités assainissement.

Nous interpellons à la commune de mettre en place une politique de gestion des réseaux dont l'objectif est:

- De veiller le bon fonctionnement du réseau ;
- De contrôler la quantité et la qualité de l'eau.

Dépanner le réseau à temps en cas de panne.

Nous recommandons également à la règle communale de l'eau (RCE) et à la population.

- La protection contre toute attaque ;
- L'entretien et la répartition éventuelle.

BIBLIOGRAPHIE

I. Ouvrages généraux

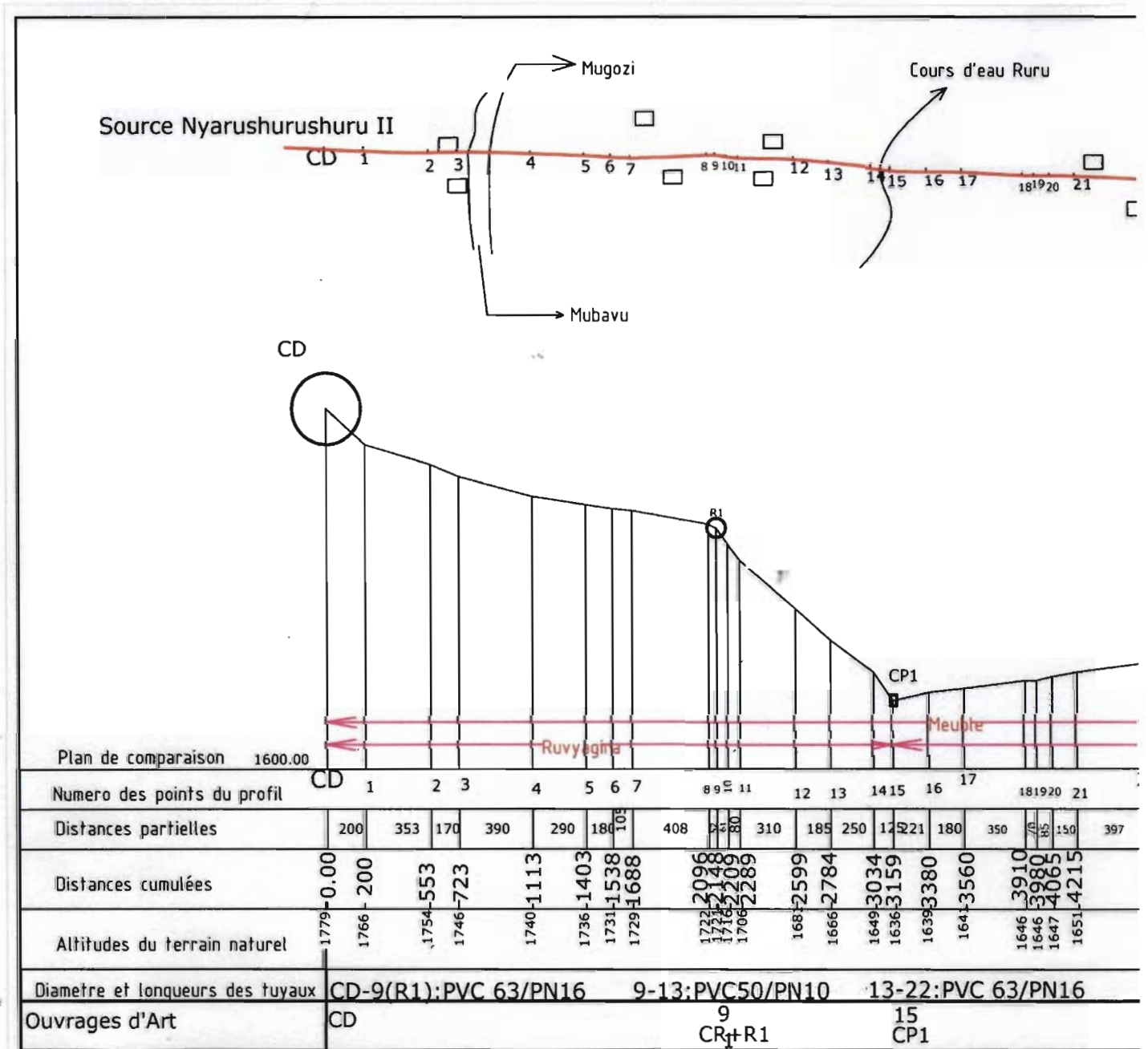
1. DU PONT A., Hydraulique urbaine, Seyroles, Paris, 1981
Tome I : Captage et traitement des eaux
Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. Editions Seyroles 1979
2. SKAT, Manuels Technique pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, Publications, n°8f, st Gall ,1981
3. WAGNER E-G., Approvisionnement en eau des zones rurales et des petites agglomérations, Genève, 1961

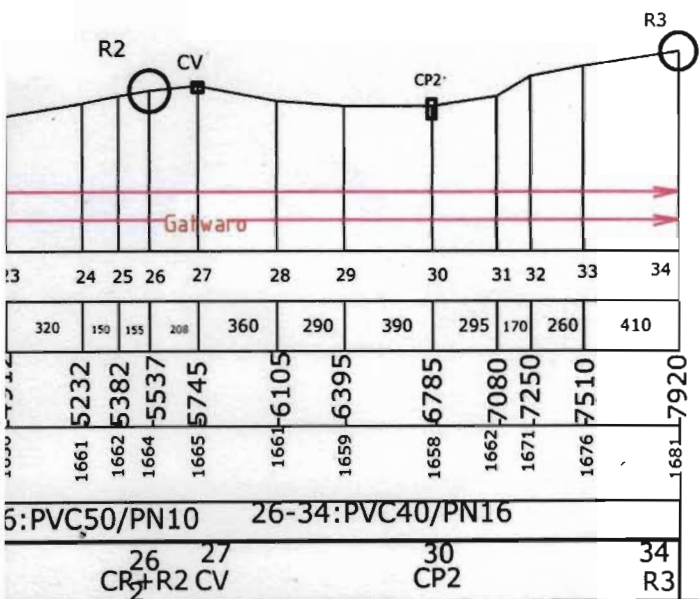
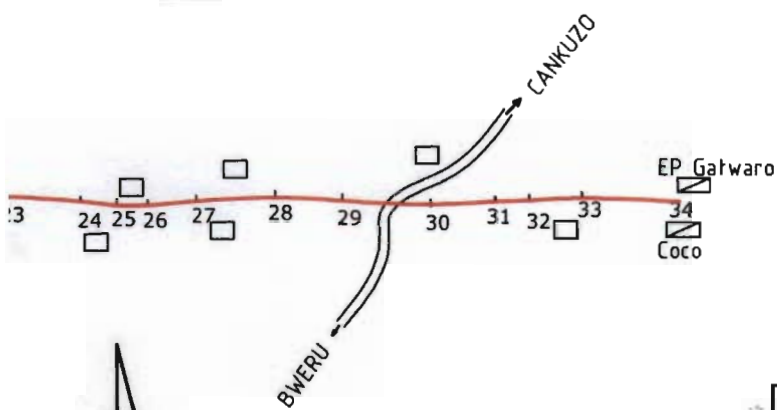
II : Projets de fin d'études et publications

1. MANIRAKIZA Innocent et NIMBONA Alexis : Projet d'alimentation en eau potable de Mutambara en Commune RUMONGE de la Province BURURI ; cas da la source Sangu, I.T.S 2014
2. NDAYISHIMIYE Emile et HATEGEKIMANA Thacien : Projet d'adduction en eau potable de Kabangira II Commune Ruyigi ; Province RUYIGI : Cas de la source Kavomo, I.T.S 2015
3. MUNYENEZA Francine et MUSABE Fidèle : Projet d'adduction en eau potable en milieu rural : Cas du réseau Rutegama II en Commune GITEGA province GITEGA ; cas da la source Mbizi, I.T.S 2014
4. NGENDAKUMANA Népomcène et NIYONZIMA Gérard : Projet d'alimentation en eau potable de Butezi II da la Commune GIHARÓ en Province de RUTANA cas des sources Mbizi et Nyamigezi, I.T.S 2014.

ANNEXES

Annexe 1: Profil en long et Plan de situation





REPUBLIQUE DU BURUNDI		
PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE GATWARO		
Commune Bweru Province Ruyigi		
Source Nyarushurushuru II		Débit: 1.6l/s
PROFIL EN LONG & PLAN DE SITUATION		
Lévé et dressé par <u>HARERIMANA Antoine</u> et <u>NDAYISHIMIYE Guillaume</u>	<u>ECHELLES</u>	<u>DATE</u>
	1/2000 1/20000	JANVIER 2016

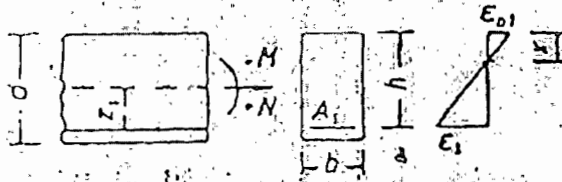
Annexe 2 : Tableau de détermination du poids des barres d'acier en fonction du diamètre

Ø	Poids au mètre	sections d'aciers							
D Mm	P kg	1 barres cm2	2 barres cm2	3 barres cm2	4 barres cm2	5 barres cm2	6 barres cm2	7 barres cm2	8 barres cm2
5	0.154	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.27
7	0.302	0.38	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.03
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12
25	3.854	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.54	56.28	64.32
40	9.865	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53

Annexe 3: Détermination de la section des barres d'armature

Écartement s (cm)	Sections des barres (en cm ² /m) en fonction de l'écartement, pour 1 m de largeur de dalle											diamètre (mm)	nombre de barres par m
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28		
6.0	4.71	6.36	13.00	18.85	26.00	33.52	42.41	52.56	63.96	76.61	90.51	105.67	16.7
6.5	4.36	7.73	12.00	17.40	23.00	30.03	38.18	48.33	60.48	75.94	94.77	114.9	16.4
7.0	4.04	7.18	11.32	16.16	21.99	28.73	36.90	47.07	59.30	74.14	91.00	109.00	16.0
7.5	3.77	6.70	10.47	15.00	20.52	26.81	33.93	44.08	56.81	72.47	90.13	109.4	15.4
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.14	31.91	42.30	54.51	69.30	87.00	107.00	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.41	23.60	29.94	40.98	52.72	67.76	85.47	105.0	11.6
9.0	3.16	5.59	8.73	12.57	17.10	22.54	28.26	38.90	49.80	64.56	82.44	103.4	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.12	26.70	36.06	46.01	59.60	76.04	101.5	10.5
10.0	2.83	5.00	7.85	11.31	15.50	20.11	25.45	34.41	44.01	57.10	73.00	100.0	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.86	19.15	24.24	32.91	42.20	55.76	71.67	99.0	9.9
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	14.30	18.20	23.14	31.55	40.55	54.64	70.00	98.0	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.84	13.80	17.40	22.13	30.31	39.05	52.70	68.57	97.0	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	13.33	16.76	21.21	28.17	37.67	50.97	67.33	96.0	8.3
12.5	2.28	4.02	6.28	9.05	12.92	16.00	20.36	26.13	36.41	49.25	66.20	95.0	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	12.54	15.42	19.50	24.10	34.24	47.77	65.38	94.0	7.7
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	12.20	14.90	18.85	23.27	32.10	46.37	64.63	93.0	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.90	14.36	18.10	22.44	30.15	45.07	64.00	92.0	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	11.62	13.87	17.55	21.66	28.21	43.96	63.40	91.0	6.9
15.0	1.89	3.35	5.24	7.54	11.37	13.41	16.97	20.94	26.34	42.73	62.80	90.0	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	11.14	13.07	16.42	20.27	24.62	41.88	62.24	89.0	6.5
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	10.92	12.77	15.90	19.64	23.76	40.60	61.80	88.0	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	10.73	12.49	15.42	19.04	22.94	39.70	61.33	87.0	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	10.55	12.23	14.97	18.48	22.36	38.80	60.94	86.0	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	10.39	12.00	14.54	17.95	21.72	38.00	60.60	85.0	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.29	10.24	11.77	14.14	17.46	21.12	37.20	59.27	84.0	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.13	10.10	11.52	13.76	16.94	20.55	36.54	58.90	83.0	5.4
19.0	1.49	2.65	4.15	5.95	10.00	11.33	13.39	16.54	20.01	35.94	58.50	82.0	5.3
19.5	1.46	2.58	4.05	5.80	9.91	11.15	13.05	16.11	19.49	35.40	58.10	81.0	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	9.83	11.00	12.72	15.71	19.01	34.90	57.80	80.0	5.0

Annexe 4: Lecture de w_2 en fonction des moments fléchissant réduits: m_s



m_s	ω_s	k_x	k_z	ϵ_b [‰]	ϵ_s [‰]	γ
0.01	0.018	0.09	0.97	0.46	5.00	1.75
0.02	0.037	0.12	0.96	0.68	5.00	
0.03	0.055	0.15	0.95	0.87	5.00	
0.04	0.075	0.17	0.94	1.04	5.00	
0.05	0.094	0.20	0.93	1.21	5.00	
0.06	0.114	0.22	0.92	1.37	5.00	
0.07	0.134	0.24	0.92	1.53	5.00	
0.08	0.154	0.25	0.91	1.70	5.00	
0.09	0.175	0.27	0.90	1.87	5.00	
0.10	0.197	0.29	0.89	2.03	5.00	
0.11	0.218	0.31	0.88	2.23	5.00	
0.12	0.241	0.33	0.87	2.47	5.00	
0.13	0.264	0.35	0.86	2.70	5.00	
0.14	0.288	0.37	0.85	2.96	5.00	
0.15	0.313	0.39	0.84	3.25	5.00	
0.16	0.339	0.42	0.83	3.50	4.86	
0.17	0.367	0.43	0.81	3.50	4.23	
0.18	0.395	0.49	0.80	3.50	3.67	
0.19	0.416	0.54	0.78	3.50	3.00	1.75

