

UNIVERSITÉ LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS
ULPGL/GOMA



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉTUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE EN MILIEU RURAL : Application au village
de NZULO

Par **MALUNGA KATSUWA Alife**

Mémoire présenté en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur Civil

Orientation : **Structures et Ouvrages d'Art**

Directeur : **Prof Dr Ir BARAKA MUSHAGE Olivier**

Encadreur : **Ir CIRHUZA BADESIRE Paterne**

ANNEE ACADEMIQUE 2022 - 2023

Épigraphe

« L'imagination est de loin plus grande que l'intelligence. »

Albert Einstein

Dédicaces

A nos parents, **MALUNGA Abel** et **KIKOLI Aline**

MALUNGA KATSUKWA Alife

Remerciements

La mise au point du présent travail est le fruit d'un effort combiné de plusieurs personnes qui méritent nos reconnaissances.

Nos remerciements les plus profonds s'adressent en premier lieu à l'Éternel Dieu de grâce qui est la source et le maître, non seulement de notre vie, mais également de toute bonne œuvre que nous puissions accomplir.

Nos sentiments de pleine gratitude au Professeur Docteur Ingénieur BARAKA MUSHAGE Olivier qui a accepté de diriger ce travail en dépit de ses multiples occupations et à l'Ingénieur Paternelle BADESIRE pour son encadrement rigoureux.

Nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers les autorités académiques de l'ULPGL, en particulier celles de la Faculté des Sciences et des Technologies Appliquées, pour la formation de haute qualité qu'elles nous ont dispensée. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers nos frères et sœurs Aquilas MALUNGA, Assy MALUNGA, Agape MALUNGA, Allégresse MALUNGA, Adriana MALUNGA, Claude MAGHULU, et Serge MUKAMA pour leur précieuse contribution qui a grandement contribué à l'achèvement de ce travail.

Il est impératif de conclure cette section en exprimant notre profonde gratitude envers tous nos camarades étudiants et nos aînés qui ont apporté un soutien inestimable, notamment : Winnie SEKABUHORO, Nathalie BYANGA, Marie-Ange POLEPOLE, Franklin BISIMWA, Magloire KASIVITA, Nelson KAHIMBAKO, NDAKOLA Bonheur, et bien d'autres.

MALUNGA KATSUKWA Alife

Résumé

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques de l'homme, dépendent profondément et d'une manière principale, de la disponibilité de l'eau, en quantité suffisante et en bonne qualité. Dans le cadre de ce travail, dont l'objectif principal est une étude en vue de l'approvisionnement en eau potable pour le village Nzulo, nous avons entrepris les étapes suivantes : déterminer les besoins en eau potable réels de la population pour la consommation quotidienne, concevoir un réseau hydraulique optimal avec les installations requises, et évaluer l'incidence des diverses technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique. Les résultats ont abouti à un réseau comportant deux pompes, une conduite d'adduction, un réservoir de stockage et des tuyauteries composant le réseau de distribution.

Mots clés : Etude, Approvisionnement, Eau potable, Milieu rural

Abstract

Human life and its continuity, as well as the development of all human economic activities, depend deeply and primarily on the availability of water; in sufficient quantity and good quality. Pursuing the main objective of this work which is to carry out a study for the supply of drinking water in the village Nzulo, the present work highlights the determination of the real needs of the population in terms of daily consumption of drinking water, achieving optimal sizing of the hydraulic network, the necessary installations and evaluating the impact of different drinking water supply technologies on public health. Throughout this work, various works were consulted, the use of Google Earth software, Robot Structural Analysis and a visit to the study site.

Keywords: Study, Supply, Drinking water, Rural environment

Table des matières

Épigraphe	i
Dédicaces	ii
Remerciements.....	iii
Résumé.....	iv
Abstract	v
Table des matières	vi
Liste des abréviations.....	xi
Liste des tableaux.....	xii
Liste des figures	xiii
0. Introduction générale.....	1
0.1. Contexte/Généralités sur le thème	1
0.2. Identification et formulation du problème	1
0.3. Questions de recherche	2
0.4. Formulation des hypothèses	2
0.5. Justification du choix du sujet et motivations	3
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	3
0.6.1. L'objectif général	3
0.7. Méthodologie et délimitation du travail	4
0.8. Structure du mémoire	4
Chapitre 1 Généralités sur l'adduction en eau potable	5
1.1 Introduction	5
1.2 Généralités sur l'eau	5

1.2.1	Variants isotopiques	6
1.2.2	Minéraux	6
1.2.3	Propriétés physico-chimiques inhabituelles	7
1.3	Concepts clés [8]	7
1.3.1	Adduction	7
1.3.2	Approvisionnement en eau	7
1.3.3	Eau potable	8
1.3.4	Loi de l'eau	8
1.3.5	Forage	8
1.3.6	Mini réseau d'adduction	8
1.4	Notion sur le cycle de l'eau [9]	9
1.5	Le besoin en eau [10]	10
1.5.1	Définition	10
1.5.2	Catégories de consommation de l'eau	10
1.5.3	Niveaux de besoins en eau	12
1.5.4	Prévision des besoins pour différents horizons	12
1.6	Les conduites ou les tuyaux [11]	12
1.6.1	Définition	13
1.6.2	Tracé des conduites	13
1.6.3	Pose des conduites	14
1.6.4	Dimensionnement des conduites	15
1.7	Le système de stockage [12]	16
1.7.1	Définition	17
1.7.2	Fonctions	17
1.7.3	L'emplacement des stockages sur le réseau	19
1.8	Le système de pompage [12]	20
1.8.1	Les modes de transfert de volume	20
1.8.2	Les électropompes	21
1.8.3	Association des pompes	23

1.9	Impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique [13]	23
1.9.1	Contamination par les microorganismes	24
1.9.2	Contamination par les produits chimiques	24
1.9.3	Contamination des puits individuels	24
1.9.4	Contamination d'origine naturelle	25
1.10	Conclusion partielle	25
Chapitre 2 : Méthodologie du travail.....		26
2.1	Présentation du milieu d'étude [7]	26
2.1.1	Situation géographique	26
2.1.2	Population	27
2.1.3	Démographie	27
2.2	Evaluation des besoins en eau [8]	28
2.2.1	Evaluation de la consommation moyenne d'un habitant par jour	29
2.2.2	Horizon du dimensionnement	29
2.3	Notions d'hydraulique pour le dimensionnement des éléments	30
2.3.1	Dimensionnement des conduites	30
2.3.2	Dimensionnement de la pompe	34
2.3.3	Conception et dimensionnement du réseau d'adduction	38
2.3.4	Dimensionnement du réservoir	40
2.3.5	Dimensionnement du réseau de distribution [11]	43
2.4	Conclusion partielle	44
Chapitre 3 Présentation et interprétation des résultats obtenus		45
3.1	Détermination des besoins en eau	45
3.1.1	Evaluation de la population	45
3.1.2	Evaluation de la consommation moyenne d'un habitant par jour	45
3.1.3	Besoin actuel en eau	45
3.1.4	Besoin en eau à l'horizon	46

3.1.5	Détermination du débit à capter	46
3.2	Dimensionnement de la conduite	46
3.3	Dimensionnement de la pompe	46
3.3.1	Calculs des pertes de charges	47
3.3.2	Calculs des hauteurs manométriques totales	48
3.3.3	Choix des pompes	49
3.3.4	Couplage des pompes	49
3.3.5	Puissance des pompes	49
3.4	Dimensionnement du réseau d'adduction	49
3.5	Dimensionnement du réservoir	50
3.5.1	Capacité volumique du réservoir	50
3.5.2	Dimensionnement	51
3.6	Dimensionnement du réseau de distribution	56
3.6.1	Calculs du nombre de personnes desservis par robinet	56
3.6.2	Calculs du nombre de personnes desservis par robinet	56
3.6.3	Calcul du débit dans la conduite principale	56
3.7	Evaluation de l'impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique	64
3.8	Conclusion partielle	66
	Conclusion générale.....	68
	Bibliographie.....	70
	Annexes.....	74
	Annexe A Réseau d'adduction	75
	Annexe B Le réservoir	76
B.1	Dalle	76
B.2	Poutre	80
B.3	Poteau	81

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

B.4	Voile	82
B.5	Radieux général	84
Annexe C	Réseau de distribution	88

Liste des abréviations

AEP	Approvisionnement en Eau Potable
EHA	Eau Hygiène et Assainissement
PNVEA	Programme National Village et Ecole Assaini
UNESCO	Organisation des Nations Unies pour l'Education, la Science et la Culture
UNICEF	Fonds des Nations Unies pour l'Enfance
PVC	Polychlorure de vinyle
mCE	mètres Colonnes d'eau
DN	Diamètre nominal
RDC	République Démocratique du Congo

Liste des tableaux

<i>Tableau 2.1 : Coefficients de HAAZEN William [8]</i>	31
<i>Tableau 2.2 Coefficients des pertes des charges singulières [11]</i>	32
<i>Tableau 2.3 Diamètre nominal de la tuyauterie en fonction du diamètre intérieur et de la pression nominale</i>	40
<i>Tableau 2.4 : Coefficients horraire</i>	42
<i>Tableau 3.1 : Calculs hydrauliques du réseau d'adduction</i>	49
<i>Tableau 3.2 : Détermination de la capacité volumique du réservoir</i>	50
<i>Tableau 3.3 : Valeurs des moments de la dalle</i>	53
<i>Tableau 3.4: Ferrailage réelle</i>	53
<i>Tableau 3.5 : Moment fléchissant et effort tranchant</i>	54
<i>Tableau 3.6 : Ferrailage</i>	54
<i>Tableau 3.7 : Effort tranchant</i>	55
<i>Tableau 3.8: Ferrailage</i>	55
<i>Tableau 3.9 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution</i>	57

Liste des figures

<i>Figure 1.1 : Cycle de l'eau [9]</i>	10
<i>Figure 1.2 : Conduite d'eau [11]</i>	13
<i>Figure 1.3 : Chateau d'eau [12]</i>	17
<i>Figure 1.4 : Pompe centrifuge [12]</i>	21
<i>Figure 2.1 : Carte du village de Nzulo [7]</i>	28
<i>Figure 2.2 : Caractéristiques d'une installation de pompage [10]</i>	35
<i>Figure 2.3 : Hydraulique d'aspiration d'une pompe [10]</i>	36
<i>Figure 2.4 : Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe sans cavitation [10]</i>	36
<i>Figure 2.5 : Point de fonctionnement d'une pompe [10]</i>	37
<i>Figure 2.6 : Courbe de HMT pour différents diamètres des roues pour une pompe [17]</i>	38
<i>Figure 3.1 : Caractéristiques géométriques du réservoir (Source logiciel ArchiCAD)</i>	51
<i>Figure 3.2 : Modélisation du réservoir (source logiciel RSA)</i>	52
<i>Figure 3.3 : Moment fléchissant et effort tranchant</i>	54

0. Introduction générale

0.1. Contexte/Généralités sur le thème

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques de l'homme, dépendent profondément et d'une manière principale, de la disponibilité de l'eau ; en quantité suffisante et en bonne qualité [1]. L'eau est un élément indissociable à la vie, l'homme s'intéresse à l'eau pour sa survie et son installation [2]. De ce fait, tout conscient humain, depuis la nuit des temps, n'a cessé de s'organiser pour trouver des moyens bien appropriés afin de pouvoir répondre à ses besoins primaires en tentant de maîtriser la science relative à l'eau. D'où le recours aux méthodes et techniques spécifiques consistant à transporter, conserver et à distribuer de l'eau en se basant sur les besoins de la population [3]. Les questions touchant les Approvisionnements en Eau Potable comptent parmi les plus complexes auxquelles doivent répondre les ingénieurs. Ainsi, les ingénieurs doivent mettre en place des systèmes complexes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés.

Près de 1,6 milliards de personnes subissent une pénurie d'eau ; ce qui signifie que même si l'eau est physiquement disponible, cette population ne dispose pas des infrastructures nécessaires pour y accéder [4]. L'eau insalubre et le manque d'assainissement provoque des épisodes des maladies diarrhéiques qui tuent un enfant toutes les 60 secondes [5].

0.2. Identification et formulation du problème

Une étude de durabilité menée par Hydro conseil en 2014 et citée par le Consortium Wash en RDC, a indiqué que « La pérennité des services en Eau, Hygiène et Assainissement (EHA) reste un véritable défi en République Démocratique du Congo » [6]. Ainsi, les résultats de l'étude Monitoring Tierce Partie du Programme National Village et Ecole Assainis PNVEA en 2017 ont démontré que 98% des villages avaient perdu leur statut de Village Assaini [6]. Il

est pourtant possible d'y remédier si ce problème qui sévit dans les villages du pays est attaqué depuis sa source. En prévenant les divers risques y relatifs, la qualité de vie de la population peut s'améliorer.

C'est dans cette optique que ce travail se propose de faire une étude en vue d'approvisionnement en eau potable du village Nzulo afin de résoudre les problèmes liés à l'inaccessibilité à l'eau potable dans le dit-village.

0.3. Questions de recherche

Pour aborder de manière appropriée cette étude, nous nous sommes posés les questions suivantes :

1. Quels seraient les besoins réels de la population en matière de consommation quotidienne d'eau potable pour Réaliser un dimensionnement optimal du réseau hydraulique, résistant et économique, ainsi que des installations nécessaires pour fournir efficacement et durablement de l'eau potable à la population du village de Nzulo ?
2. Quelle est l'impact des autres différentes technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique ?

0.4. Formulation des hypothèses

1. Les données démographiques permettraient non seulement d'évaluer les réels besoins de la population quant à sa consommation journalière mais également de mener une étude en fonction d'une projection à l'horizon de ces dits besoins, ensuite il serait question de proposer un dimensionnement adéquat d'un réseau hydraulique résistant et économique muni d'installations nécessaires capables de fournir de l'eau potable aux habitants.

2. L'impact des autres différentes technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique permettraient de faire une efficacité comparative de ces derniers.

0.5. Justification du choix du sujet et motivations

Ce travail est soucieux au développement des milieux ruraux où une grande partie de la population manque encore de l'eau potable. Ce travail se propose de choisir le village de Nzulo afin de faciliter l'accès à l'eau potable, de réduire les maladies hydriques et de contribuer au développement de ce village. Ce travail va évaluer aussi l'efficacité comparative des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique.

0.6. Énoncé des objectifs de recherche

0.6.1. L'objectif général

L'objectif principal de ce travail est d'effectuer une étude en vue de l'approvisionnement en eau potable dans le village Nzulo.

0.6.2. Les objectifs opérationnels/spécifiques

1. Quant aux objectifs spécifiques, deux objectifs spécifiques y sont associés dont notamment : Déterminer les besoins réels de la population en matière de consommation quotidienne d'eau potable. Ce premier objectif vise à analyser la consommation d'eau potable de la population afin d'identifier les quantités nécessaires pour répondre aux besoins de chacun. Il s'agit également de prendre en compte les besoins futurs en matière de croissance démographique et de développement économique pour assurer l'approvisionnement adéquat en eau potable.
2. Réaliser un dimensionnement optimal du réseau hydraulique et des installations nécessaires. Ce deuxième objectif porte sur la conception et le dimensionnement du réseau d'adduction, de stockage et de distribution d'eau potable. Il vise à déterminer les

paramètres techniques, résistants et économiques afin de garantir une distribution efficace et durable de l'eau potable à la population.

3. Evaluer l'efficacité comparative des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique.

0.7.Méthodologie et délimitation du travail

La démarche méthodologique consistera d'abord en l'analyse minutieuse des différents documents portant sur l'approvisionnement en eau potable notamment les livres, des thèses, des mémoires, des articles et normes publiés ; en suite effectuer une descente sur terrain afin de recueillir certaines données sur le site ; en fin proposer un dimensionnement du réseau d'adduction, de stockage et de distribution.

0.8.Structure du mémoire

Le présent travail est subdivisé en trois chapitres hormis l'introduction générale et la conclusion générale, intitulé respectivement :

- Le premier chapitre présente les généralités sur l'approvisionnement en eau potable.
- Le chapitre deuxième est axé sur la présentation du milieu d'étude ainsi que différentes méthodologies utilisées dans le travail.
- Le troisième chapitre présente le dimensionnement du réseau d'adduction, de stockage et de distribution

Chapitre 1

Généralités sur l'adduction en eau potable

1.1 Introduction

Pour réaliser une étude sur l'approvisionnement en eau potable, il est essentiel de disposer d'une solide compréhension des principes scientifiques sous-jacents concernant les caractéristiques de l'eau et son cheminement depuis sa source jusqu'aux points de distribution aux consommateurs [1]. C'est ainsi que le long de ce chapitre, sera donné quelques bases scientifiques et notions issues des recherches faites sur ce sujet notamment les généralités sur l'eau, les concepts clés, la notion du cycle de l'eau, le besoin en eau, les conduites, le système de stockage et pompage ainsi que l'impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique. Ces dites recherches vont nous conduire dans le vif du sujet de ce fait nous guider vers le deuxième chapitre.

1.2 Généralités sur l'eau

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques de l'homme, dépendent profondément et d'une manière principale, de la disponibilité de l'eau ; en quantité suffisante et en bonne qualité ; non seulement l'eau satisfait des besoins essentiels de l'être humain mais elle contribue au développement durable car elle est nécessaire pour l'agriculture et de nombreux procédés industriels [7].

Les modes de consommation et de production de l'eau ont subi de nombreuses transformations faisant ainsi évoluer de façon manifeste la place de l'eau dans le système économique et social [8]. Le développement du tourisme, accroissement démographique, sur exploitation, intensification de l'agriculture, pollution, etc. sont autant de mutations qui ont contribué à l'émergence de nouvelles relations vis-à-vis de la ressource [9]. L'alimentation en eau potable est l'un des aspects incontournables pour l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations [10].

Un système d'alimentation en eau potable est composé d'un ensemble d'infrastructure et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle ; dans le cas général, les installations nécessaires pour la distribution d'eau potable selon la nature du captage sont [1] :

- La prise d'eau, le puits ou le forage
- Première Station de pompage
- Station de traitement (ou dessalement) des eaux
- Réservoirs enterrés ou semi-enterrés
- Deuxième Station de Pompage
- Réservoir surélevé (ou sur-tour, ou château d'eau
- Réseau de distribution d'eau potable.

Le liquide que l'on appelle eau, du simple point de vue de la composition chimique, possède une multitude de natures différentes, autant par les isotopes d'hydrogène et d'oxygène qui la composent, que des substances dissoutes. Parmi les propriétés essentielles de l'eau on peut citer [7] :

1.2.1 Variants isotopiques

Dans l'eau, on ne trouve pas seulement l'hydrogène habituel, mais du deutérium qui constitue aux alentours de 1% de l'hydrogène, et dans de très faibles proportions du tritium. On appelle habituellement eau lourde l'eau constituée avec du deutérium. Il en est de même pour l'oxygène, pour lequel on trouve deux isotopes contenant un ou deux neutrons supplémentaires. À partir de ces 6 composants, on peut obtenir plus de 30 molécules d'eau différentes, dont les propriétés présentent des différences subtiles.

1.2.2 Minéraux

L'eau n'est jamais chimiquement pure, à moins d'être synthétisée à partir d'oxygène et d'hydrogène. Les procédés de purification permettent d'approcher cette pureté. Mais toute eau que l'on trouve dans la nature inclut toujours des substances dissoutes, en particulier des

minéraux. La nature et la quantité de ces substances dissoutes influent sur les propriétés générales.

1.2.3 Propriétés physico-chimiques inhabituelles

L'eau a toujours été et continue d'être un mystère. Ses constantes mesurables sont en dehors du cadre habituel des composés chimiques entre autres :

- Son point d'ébullition est élevé
- Sa densité maximale est obtenue autour de 4 °C
- Sa tension superficielle est élevée (73 mN/m à 20 °)
- Son moment dipolaire est marqué ($\mu=1,83$ D).

1.3 Concepts clés [8]

L'étude d'approvisionnement en eau potable nécessite la compréhension des quelques concepts clés dont l'adduction, l'approvisionnement en eau, l'eau potable, la loi de l'eau, le forage et le mini réseau d'adduction.

1.3.1 Adduction

C'est le transfert des volumes d'eau entre deux points : la source et la station de traitement, la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ou la source et les stockages ou le réseau de distribution. L'adduction peut être gravitaire ou par refoulement. Elle est dite gravitaire lorsque l'alimentation se fait par différence d'altitude entre la source et le site à alimenter. Elle est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est poussé par une pompe.

1.3.2 Approvisionnement en eau

Toutes les opérations qui consistent à mobiliser une ressource en eau, la traiter si possible afin de la rendre propre à la consommation humaine, et éventuellement transporter vers les consommateurs. Il est le plus vital de tous les services municipaux, car les gens dépendent de l'eau pour boire, cuisiner, se laver, emporter les déchets et autres besoins domestiques.

7

L'approvisionnement en eau répond également aux exigences des activités publiques, commerciales et industrielles.

1.3.3 Eau potable

Elle peut être définie comme une eau que nous pouvons consommer sans risque pour la santé et acceptée du point de vue organoleptique par le consommateur. Dans l'objectif de définir exactement une eau potable, bon nombre de normes ont été mis en place en vue de fixer l'ensemble des teneurs limites à ne pas dépasser des substances dangereuses et qui sont en principe présentes dans l'eau.

1.3.4 Loi de l'eau

Loi portant sur la propriété, le contrôle, mais également l'usage de l'eau comme étant une ressource. Le code de l'eau est entre autres étroitement lié ou plus précisément influencé par la législation portant sur l'environnement.

1.3.5 Forage

Ouvrage de petit diamètre supérieur ou égal à 100 cm destiné à capter l'eau souterraine. Il est équipé d'un tubage et d'une superstructure, et équipé d'un dispositif de pompage ou d'une pompe à motricité humaine.

1.3.6 Mini réseau d'adduction

C'est un réseau de distribution de faible longueur qui alimente des bornes fontaines à faible pression. Son objectif primordial consiste à rapprocher l'eau de ses usagers. Il est constitué d'une part d'une zone de production ayant le forage, les puits avec un système de pompage et de stockage ou source aménagée pour une adduction gravitaire, éventuellement d'une alimentation électrique à partir d'un réseau électrique, du système photovoltaïque ou d'une source thermique et d'autre part d'un réseau de distribution, souvent ramifié dont les points de livraison sont uniquement des bornes fontaines.

1.4 Notion sur le cycle de l'eau [9]

Le cycle de l'eau est aujourd'hui bien compris : évaporation, tant sur les océans que sur les continents, transport dans l'atmosphère par le vent et les nuages, retombée sous forme de pluie et de neige, écoulement sur les continents et retour aux océans, par l'intermédiaire des rivières et des nappes, ainsi que par migration de la glace sur les calottes glaciaires et formation d'icebergs qui fondent lentement en mer. Tout le monde comprend que, quand il pleut, de l'eau ruisselle sur le sol et se dirige vers les points bas pour finalement arriver à la rivière. Pour le voir, menons une expérience simple : vidons sur le sol, dans un endroit pentu, un arrosoir plein d'eau. Celle-ci ruisselle et coule vers le bas, dans le sens de la pente la plus forte. Aux Treilles, nous avons fait l'expérience au bord d'un petit ruisseau, que l'eau a fini par rejoindre, de cette expérience, nous pouvons déduire ce que l'on appelle le Bassin versant du point de la rivière où nous nous trouvons.

En effet, sous l'effet du rayonnement solaire, l'eau évaporée à partir du sol, des océans et des autres surfaces d'eau, entre dans l'atmosphère. L'élévation d'une masse d'air humide permet le refroidissement général nécessaire pour l'amener à saturation et provoquer la condensation de la vapeur d'eau sous forme de gouttelettes constituant les nuages, en présence de noyaux de condensation. Puis la vapeur d'eau, transportée et temporairement emmagasinée dans les nuages, est restituée par le biais des précipitations aux océans et aux continents.

Une partie de la pluie qui tombe peut-être interceptée par les végétaux puis être partiellement restituée sous forme de vapeur à l'atmosphère. La pluie non interceptée atteint le sol. Suivant les conditions données, elle peut alors s'évaporer directement du sol, s'écouler en surface jusqu'aux cours d'eau ou encore s'infiltrer dans le sol. Il peut aussi y avoir emmagasinement temporaire de l'eau infiltrée sous forme d'humidité dans le sol, que peuvent utiliser les plantes. Il peut y avoir percolation vers les zones plus profondes pour contribuer au renouvellement des réserves de la nappe souterraine. Un écoulement à partir de cette dernière peut rejoindre la surface au niveau des sources ou des cours d'eau. L'évaporation à partir du sol, des cours d'eau, et la transpiration des plantes complètent ainsi le cycle.

La figure 1.1 illustre schématiquement le cycle de l'eau en mettant en exergue ses différentes étapes.

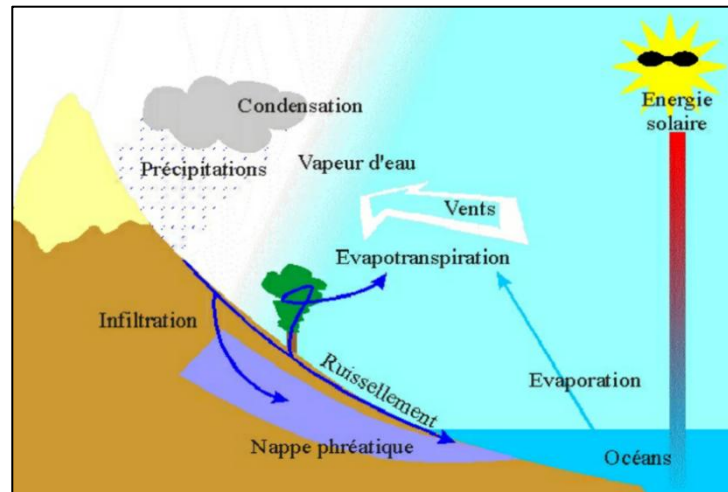


Figure 1.1 : Cycle de l'eau [9]

1.5 Le besoin en eau [10]

L'eau est un besoin essentiel, sa consommation est donc indispensable.

1.5.1 Définition

Pour définir les besoins en eau il y'a deux aspects, dont l'aspect qualitatif qui s'occupe du traitement des eaux et l'aspect quantitatif de ces besoins en eau, qui est la base pour dimensionner les différents ouvrages de traitement, stockage et de transport à mettre en œuvre.

1.5.2 Catégories de consommation de l'eau

La consommation étant définie comme la quantité d'eau facturée aux usagers, ses différentes catégories sont ainsi les suivantes :

- ✓ **Consommation publique** : c'est une eau destinée aux équipements publics tels que les écoles, les hôpitaux, ...

- ✓ **Consommation industrielle** qui se fait de deux façons, soit pour le refroidissement, soit pour le lavage de matière première. Cette consommation dépend de la nature de l'industrie ;
- ✓ **Consommation touristique** : il s'agit de la consommation des établissements touristiques : hôtels, campings, ...
- ✓ **Consommation agricole** : c'est celle servant à l'irrigation.

Les étapes pour déterminer la quantité d'eau nécessaire pour une agglomération sont en deux étapes dont :

- ✓ **Première étape** : traite l'appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation et l'évaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement ;
- ✓ **Deuxième étape** : traite les prévisions des besoins pour différents horizons où il faut tenir compte d'une double augmentation celle des besoins unitaires et celle du nombre habitants.

Pour estimer les besoins en eau, les données à prendre en compte dans les études d'AEP sont :

- ✓ **La démographie** : C'est la base de l'étude d'AEP ;
- ✓ **Taux de branchement** : c'est la proportion des ménages ayant l'eau potable à domicile par rapport au nombre total des ménages de chaque agglomération calculée à la fin de chaque année ;
- ✓ **Dotation** : C'est la quantité d'eau que peut consommer une ou plusieurs personnes dans un intervalle de temps bien défini. On distingue la dotation unitaire qui est une estimation de la consommation unitaire par catégorie d'utilisateur. Elle s'obtient par le rapport entre la consommation totale d'une catégorie déterminée et le nombre de consommateurs de cette catégorie. Il y a aussi la dotation globale qui est l'estimation de la consommation totale d'eau potable d'une agglomération.
- ✓ **Rendement** : Il désigne les pertes d'eau qu'on enregistre dans un réseau d'alimentation en eau potable. On distingue le rendement à la Production et le rendement à la Distribution. Le rendement d'adduction représente les pertes d'eau dans les systèmes

d'adduction. Le rendement de distribution représente les pertes d'eau dans les systèmes de distribution ;

- ✓ **Pointe** : C'est un court moment durant lequel la consommation en eau est la plus importante.

1.5.3 Niveaux de besoins en eau

Il existe trois niveaux de besoins en eau : la production qui est la quantité prélevée à laquelle on diminue les pertes au niveau de la production, la distribution qui est la quantité en eau distribuée et la consommation qui est la quantité d'eau consommée par les utilisateurs.

1.5.4 Prévision des besoins pour différents horizons

Avant de projeter un réseau d'AEP, on est amené à étudier l'évolution de la population, et d'analyser le développement socio-économique prévu pour pouvoir finalement effectuer un choix en matière de satisfaction des besoins à court, moyen ou long terme. Les études des besoins en eau aboutissent à la détermination de la demande en eau d'une population sur une période appelée « Horizon d'Etude » de l'ordre de 5, 10, 15 à 20 ans.

Pour le calcul de la population projetée, plusieurs méthodes sont utilisées pour l'estimation de la population, la plus utilisée est la méthode rationnelle.

Selon cette méthode, la formule 1.1 détermine le nombre d'habitants futur à l'année du projet dans une agglomération.

$$N_o = N(1 + a)^n \quad 1.1$$

Avec N_o : le d'habitants futur à l'année du projet,

N : le nombre d'habitants en une année quelconque,

a : le taux d'accroissement annuel de la population

n : le nombre d'années entre N et N_o

1.6 Les conduites ou les tuyaux [11]

Le transport de l'eau se fait par les conduites ou les tuyaux.

1.6.1 Définition

Les conduites sont des éléments de liaison qui connectent différents éléments du réseau entre eux. Elles constituent les seuls moyens par lesquels l'eau peut circuler d'un point à un autre. La figure 1.3 illustre une conduite d'eau.



Figure 1.2 : Conduite d'eau [11]

1.6.2 Tracé des conduites

1.6.2.1 Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

1.6.2.2 Profil à long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois objectifs : Minimiser les terrassements à l'exécution, Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative, évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont la réduction de débit, le gaspillage d'énergie et les coups de bélier. Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air.

Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises : créer des pentes minimales supérieures à 0.3% et Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel. Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50m.

1.6.3 Pose des conduites

Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour les protéger contre les intempéries. Elles doivent être enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de circulation sous lesquelles elles sont posées et de prévenir leur ovalisation ou leur écrasement par les charges trop lourdes, les chocs. La profondeur et la largeur minimales sont données par les formules 1.2 et 1.3

$$H_{min} \geq 0,5m + Dex \quad 1.2$$

$$L_{min} \geq 0,4m + Dex \quad 1.3$$

Avec Dex = Diamètre extérieur de la conduite, H_{min} = Profondeur minimale et L_{min} = Largeur minimale. De façon pratique les profondeurs de la tranchée donnée par la formule 1.4 seront comprises entre 0.80 et 5.00 m et une moyenne 1.0m.

$$0,8m < h < 5m \quad 1.4$$

Dans certains cas la conduite peut être posée à même le sol ou suspendue pour le franchissement d'obstacle, tels que les ponts, les ravins, les talus des montagnes. Cette disposition n'est pas applicable aux conduites en matière plastique PVC, PeHD qui sont très sensibles à l'ensoleillement et aux variations de température. En cas de besoin, elles seront protégées par des fourreaux en matériaux plus résistants la fonte et acier. Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite de conditions particulières il

manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne. L'exécution des joints fera l'objet d'une attention particulière au cours de la pose des conduites. Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité de la conduite avant le remblai. Les essais de pression font l'objet de protocole que l'on retrouve dans les cahiers de charge des entreprises de travaux. La pression d'épreuve est la pression maximale de calcul de la conduite, majorée des effets du régime transitoire. La baisse de pression ne devra pas excéder 2 m après une attente de 30 minutes lorsque la pression d'épreuve a été atteinte.

1.6.4 Dimensionnement des conduites

1.6.4.1 Données de dimensionnement

Les caractéristiques propres du site de prélèvement constituent les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction, elles concernent :

- Les variations de débit minimal et maximal
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement
- Le profil en long du terrain naturel.

1.6.4.2 Contraintes

L'expérience qui intègre les contraintes techniques et économiques recommande une limitation de la vitesse à l'intérieur de la conduite à 1.5 m/s. La limite inférieure est donnée par la vitesse d'auto curage qui dépend de la qualité de l'eau. Elle varie entre 0,2 et 0,3 m/s en fonction de la plus petite particule à éliminer par entraînement par la force tractive de l'eau. Dans des conditions de débit identique, à une vitesse faible correspond un diamètre élevé de la conduite et des risques de dépôt des matières en suspension. A une vitesse élevée, les pertes de charges sont importantes avec des risques de coup de bélier et des dépenses en énergie plus élevées. La vitesse d'écoulement dans les conduites d'adduction se situe idéalement entre 0.8 et 3 m/s avec des limites allant de 0.6 à 3.5 m/s pour tenir compte du coût élevé de l'énergie dans nos

différents pays. Ces vitesses relativement élevées n'admettent ni les dépôts de sédiments, ni le développement de la culture microbienne fixée sur les parois des conduites ; elles justifient pourquoi les conduites d'adduction sont généralement peu encrassées. Les limitations de pression sont données par deux paramètres. La pression minimale doit être supérieure à la pression atmosphérique, notamment aux points hauts. La pression maximale est limitée à la pression maximale indiquée par les fabricants de conduite PN6, PN10, PN16 et PN25. Le transport expose les conduites aux intempéries telles que l'ensoleillement, les variations de température. Il est recommandé d'appliquer un coefficient de sécurité de 0.70 à 0.80 à la pression nominale marquée des conduites en plastique PVC, PeHD dont les caractéristiques sont modifiées par l'ensoleillement et les variations de températures.

1.6.4.3 Paramètres de dimensionnement

Il y a quatre paramètres pour le dimensionnement des conduites : le débit Q , le diamètre D , la vitesse V et la perte de charge ΔH . Avec le débit on peut trouver le diamètre intérieur de la conduite qui nous permet à déterminer le diamètre extérieur de cette même conduite, sa pression nominale et la nature du matériau de la tuyauterie. La perte de charge disponible pour une conduite gravitaire est connue par la dénivelée. On peut alors calculer le diamètre et vérifier la conformité de la vitesse. Dans le cas général des conduites de refoulement, on procède par itération en fixant une vitesse arbitraire au départ, et en optimisant le choix de la conduite suivant les contraintes techniques et économiques. Les moyens informatiques permettent aujourd'hui de faire des simulations de fonctionnement et même d'acquisition de données en temps réel.

1.7 Le système de stockage [12]

L'eau est stockée en hauteur afin d'avoir une pression suffisante pour alimenter tout le réseau. Les réservoirs permettent de disposer d'une réserve de sécurité en cas de problème technique ou de pollution à la source.

1.7.1 Définition

Le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique du coût de l'énergie. Le stockage se fait aux stations de traitement, aux stations de pompage de reprise, sur le réseau de distribution. Sur le plan hydraulique le stockage peut être un réservoir qui peut être un ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré ; un château d'eau qui peut être un ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. Au niveau du matériau de construction, les stockages sont en béton armé, en acier, en matières plastiques. La figure 1.4 illustre un château d'eau.



Figure 1.3 : Chateau d'eau [12]

1.7.2 Fonctions

Les stockages ont pour fonction principale de résorber ou d'atténuer les phénomènes transitoires préjudiciables au fonctionnement des installations et d'écarter les phénomènes cycliques dus au comportement des usagers. Ils participent à la sécurisation du système de distribution, à la continuité du service et à l'amélioration de sa qualité. C'est un élément de confort de l'utilisateur.

1.7.2.1 Le stockage dans les stations de traitement

Dans les cas de pompage discontinu ou d'utilisation de plusieurs sources d'approvisionnement le stockage situé à l'amont d'une station de traitement a pour fonction de régulariser les débits d'entrée des unités de traitement afin d'optimiser le traitement et d'économiser les produits de traitement dans le but de fournir une eau brute de qualité égale.

1.7.2.2 Les bâches de pompage

Le stockage à l'aval des unités de traitement se fait à l'aide de bâche. Elles ont pour rôle de stabiliser les conditions d'aspiration des pompes, d'assurer le temps de contact nécessaire à l'action des produits de désinfection et d'équilibrage physico-chimique de l'eau, de constituer une réserve utile pour les besoins local. Le volume tampon minimum est celui correspondant au temps de contact efficace des produits chimiques de traitement d'environ 30 à 45 minutes pour le chlore, plus les quantités d'eau de service.

1.7.2.3 Le stockage sur le réseau de distribution

Le stockage sur les réseaux de distribution assure cinq grandes fonctions techniques qui peuvent être prises séparément ou combinées :

- **Ecrêtage des pointes de consommation journalière** : le débit d'adduction est quasiment constant et bien situé dans le temps. Le débit de distribution est très variable au cours de la journée. Le stockage sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée QA (en m³/h) et la distribution journalière QD (en m³/h), par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation ;
- **Mise en pression d'un réseau gravitaire** : dans le cas de réseau de distribution gravitaire, le stockage situé en tête du réseau maintient une pression dans l'ensemble du réseau dont la variation ne dépasse pas la hauteur de marnage du réservoir aux heures de pointe. La faiblesse des variations des pressions se traduit par une moindre sollicitation des points de faiblesse du réseau, joints des conduites, nœuds, appareils de sectionnement. C'est un avantage pour la protection du réseau ;

- **Equilibrage des pressions sur le réseau** : dans le cas d'une distribution en route par la conduite de refoulement, le stockage situé hydrauliquement en bout de réseau est alimenté par le surplus de débit pendant les heures de faible consommation. Le volume stocké permet d'équilibrer les pressions aux heures de fortes consommations par une réalimentation du réseau, il s'agit d'un stockage d'équilibre ;
- **Volume de sécurité** : les interruptions de fourniture d'eau dues à des défaillances du système tel que les ruptures de conduite, les coupures d'électricité, l'entretien préventif ou curatif des installations sont mal tolérées par les usagers qui ont longtemps bénéficié d'un service régulier. L'adjonction d'un volume supplémentaire au volume normalement renouvelé par la distribution, appelé réserve de sécurité permet de limiter l'interruption en assurant la continuité du service pendant un certain temps. Le volume effectif dépend de la tolérance, du confort exigé par les usagers, des mesures prises pour éviter la dégradation de la qualité de l'eau dans le réservoir. Les volumes varient de six heures de consommation moyenne à celle d'une journée ;
- **Réserve incendie** : une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. Les dispositions constructives doivent être prises pour rendre cette quantité d'eau toujours disponible tout en assurant qu'elle n'est pas une tranche morte. Les stockages sont des lieux très sensibles pour l'altération de la qualité de l'eau. C'est pourquoi durant leur exploitation le renouvellement des volumes des réservoirs fera l'objet de surveillance particulière. Le temps de séjour de l'eau devra être inférieur au temps de rémanence des produits de protection de l'eau contre les contaminations ultérieures. Ce temps est de deux (2) jours pour le chlore et ses dérivés, couramment employés dans nos systèmes de distribution.

1.7.3 L'emplacement des stockages sur le réseau

L'emplacement du réservoir doit prendre en compte deux impératifs : d'une part, être positionné au centre de la zone desservie afin de réduire au maximum la longueur et le diamètre des

conduites principales, et d'autre part, être érigé au point géométriquement le plus élevé de la zone couverte pour minimiser son élévation par rapport au terrain naturel. La surélévation d'un réservoir a un impact important sur son coût de construction. Lorsque la zone est un terrain plat, la solution optimale consiste à placer le réservoir au centre de gravité du réseau de distribution.

1.8 Le système de pompage [12]

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide. Les pompes répondent toutes au même besoin, le transfert de volume d'eau d'un point à un autre. Pour ce faire il faut communiquer de l'énergie. Le moteur qui alimente les pompes transforme l'énergie thermique ou électrique en énergie mécanique pour permettre le mouvement des organes des pompes. Cette énergie mécanique est retransmise au fluide et cette énergie fluide se traduit sous forme de débit ou énergie cinétique et de pression ou énergie potentielle. Ces énergies vont s'échanger et se consommer dans le circuit de l'installation. Pour amener l'eau depuis le réservoir jusqu'à un bassin plus petit à la surface du sol, il est nécessaire d'intégrer un système de pompage simple, peu coûteux et écologique.

1.8.1 Les modes de transfert de volume

Le transfert de volume est l'une des composantes importantes dont les mutations ont permis de se libérer de l'obligation de la proximité de la source d'eau. L'eau peut être disponible en quantité et en qualité partout en utilisant un mode de transfert adéquat. En approvisionnement en eau potable, les modes de transfert de volume peuvent être classés en trois catégories dont le transfert par motricité humaine dans lesquels les machines couramment utilisées sont les pompes à main, le transfert gravitaire par une conduite forcée et le transfert par groupe électropompe.

1.8.2 Les électropompes

1.8.2.1 Définition

Les machines élévatoires industrielles couramment utilisées en approvisionnement en eau potable sont des turbopompes ou pompes centrifuges. Elles sont constituées par un ou plusieurs roues qui tournent dans une enceinte ou corps de la pompe. La rotation de la roue imprime à l'eau entraînée une énergie cinétique qui se transforme en pression à la sortie de la pompe. L'efficacité de cette transformation dépend de l'étanchéité du corps de la pompe. Les pompes sont classées suivant le nombre de roues, la forme des aubes de la roue, la vitesse spécifique, la direction de l'axe horizontale, verticale, la position de la pompe par rapport à l'aspiration ; elles sont installées verticalement et immergées pour le forage ou horizontalement pour l'eau de surface. La figure 1.5 montre une pompe centrifuge.

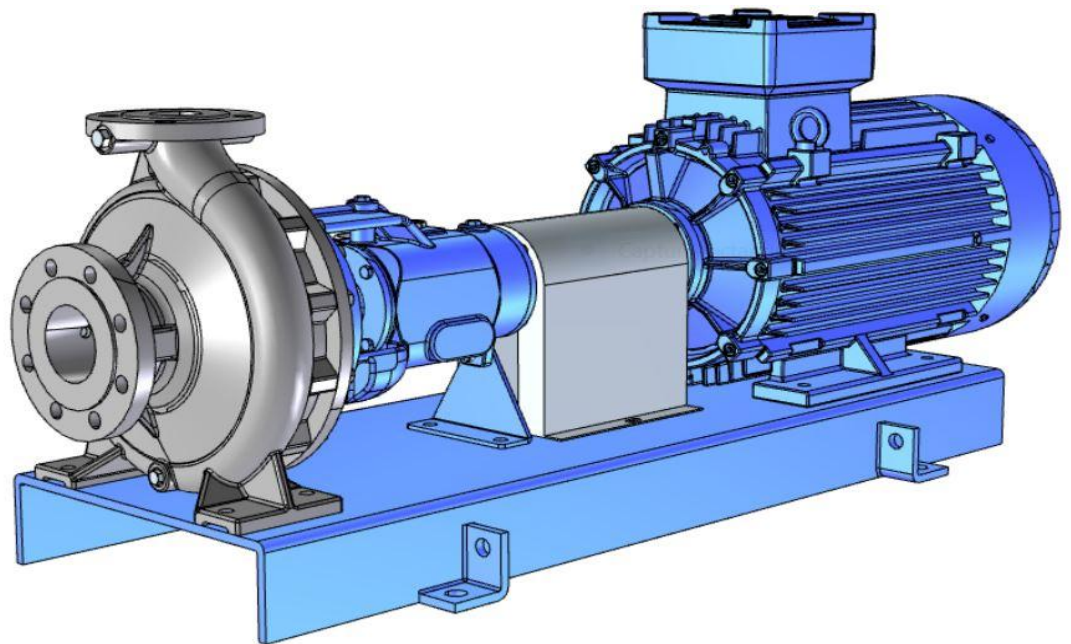


Figure 1.4 : Pompe centrifuge [12]

1.8.2.2 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la pression mesurée en mCE qu'une pompe devra imprimer à un volume de liquide pour assurer son transfert d'un point à un autre point géométriquement différent. Elle prend en charge trois éléments notamment :

- La hauteur géométrique. Elle est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisée en deux parties dont la hauteur géométrique d'aspiration qui se définit comme la différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration et la hauteur géométrique de refoulement étant la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe ;
- Les pertes de charge ΔH . Il y a les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Outre les pertes de charges linéaires il faut procéder au calcul détaillé des pertes de charge singulières dues aux robinetteries installées sur ces conduites ;
- La variation de la pression entre le plan d'eau à l'aspiration et le point de décharge de la conduite de refoulement.

1.8.2.1 Hauteur d'aspiration

La mise en mouvement de l'eau dans l'aspiration des pompes ou débit d'aspiration est provoquée par la création d'une dépression par rapport à la pression atmosphérique. L'eau est un corps qui peut prendre les trois états de la matière : solide, liquide, gaz. Aussi dans les conditions de température donnée, lorsque la pression absolue descend en dessous d'une certaine valeur limite, il y a détente, donc une vaporisation de l'eau. Elle se manifeste par des chocs violents contre la roue de la pompe, des vibrations anormales de la pompe : l'ensemble est appelé la cavitation. La cavitation est à l'origine de chute importante de puissance et de corrosion des roues. Pour prévenir ce désordre dans le fonctionnement d'une pompe, des dispositions en rapport avec l'installation et ses caractéristiques propres doivent être prises : La charge nette d'aspiration disponible, NPSHd, exprime les caractéristiques de l'eau et des dispositions géométriques de l'installation. La pression à l'aspiration de la pompe est en général la pression atmosphérique exercée sur le plan d'eau [mCE]. La pression résiduelle à l'entrée

de la pompe doit être toujours supérieure à la tension de vapeur de l'eau pompée h_v , pour éviter la vaporisation de l'eau ou cavitation.

1.8.2.2 Caractéristiques de la pompe

La pression à l'intérieur de la pompe devra rester supérieure à la tension de vapeur pour éviter aussi le phénomène de cavitation. Inaccessible par les méthodes de calcul ordinaire, elle est donnée par les constructeurs de pompes sous la forme de conditions appelée NPSHr. L'absence de cavitation impose toujours la condition illustrée par la formule 1.5:

$$NPHd > NPSHr \quad 1.5$$

1.8.3 Association des pompes

1.8.3.1 Pompes en parallèle

Deux ou plusieurs pompes sont dites associées en parallèle, lorsqu'elle refoule simultanément dans une conduite commune.

1.8.3.2 Pompes en série

Deux pompes sont dites en série lorsque l'une reprend totalement le débit de l'autre en refoulement. Le débit qui les traverse est identique mais les HMT nettes créées s'additionnent. Cette configuration n'est pas courante en approvisionnement en eau potable. On préfère des pompes plus puissantes en parallèle lorsqu'il s'agit de pompage de surface, une pompe étagée lorsqu'il s'agit de pompage d'eau souterraine, une station de relevage lorsque les transferts de volume sont faits à des hauteurs géométriques importantes.

1.9 Impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique [13]

Les formes de pollution de l'eau sont multiples, qu'elles proviennent des sources d'approvisionnement d'eau brute ou des réseaux de distribution. Elles peuvent être causées par des microorganismes, des substances toxiques, des contaminants biogéniques tel que les

engrais, de la matière organique ou des éléments radioactifs, sans compter la pollution visuelle ou esthétique et la pollution thermique. Ces éléments sont soit naturellement présents dans l'environnement, soit le résultat des activités humaines. D'une façon ou d'une autre, la qualité de l'eau potable est alors dégradée. À ces sources de pollution il faut ajouter les apports de contaminants qui proviennent de l'atmosphère et qui ont parfois été transportés sur de très grandes distances avant de retomber dans l'eau.

1.9.1 Contamination par les microorganismes

Au début du siècle, la mise en œuvre de traitements de désinfection de l'eau a révolutionné le domaine de l'hygiène publique. Ce procédé de désinfection avait pour but de contrôler les virus, bactéries et autres microorganismes présents dans l'eau. C'est le début de la mise en place de programmes de traitement de l'eau afin de la rendre propre à la consommation. Ces premières interventions sont rendues nécessaires pour éviter la transmission de maladies graves comme la typhoïde ou le choléra, provoquées par des microorganismes contenus dans des excréments humains ou animaux en contact avec l'eau de consommation. À l'instar de plusieurs autres pays industrialisés, ces traitements ont permis d'enrayer les grandes épidémies dues aux microorganismes susceptibles de provoquer des maladies infectieuses d'origine hydrique. Au Québec, les traitements de désinfection de l'eau ont subi des transformations et se sont élargis à un plus grand nombre de municipalités pour permettre à la population d'avoir accès à une eau de meilleure qualité.

1.9.2 Contamination par les produits chimiques

L'eau servant de source d'approvisionnement pour les réseaux de distribution d'eau potable peut être contaminée par plusieurs composés qui proviennent soit de l'eau brute, soit des conduites des réseaux de distribution, soit des traitements de purification de l'eau.

1.9.3 Contamination des puits individuels

De façon générale, l'eau souterraine est réputée être de très bonne qualité. Cependant, la contamination des puits individuels devient une préoccupation de plus en plus importante en

santé environnementale. Souvent, les sources d'approvisionnement plus propices à la contamination sont par ordre d'importance : puits individuels, puits municipaux et, enfin, réseaux municipaux.

1.9.4 Contamination d'origine naturelle

Certaines substances naturellement présentes dans l'environnement entraînent parfois des problèmes de contamination de l'eau potable. Des composés inorganiques comme le baryum, l'arsenic, les fluorures, le sodium, les chlorures, le mercure, le cadmium et les cyanures peuvent contaminer l'eau potable. L'eau souterraine est particulièrement vulnérable lorsqu'il y a présence de métaux dans les formations géologiques environnantes.

La matière organique provenant de la dégradation des végétaux peut être responsable de la formation des sous-produits de la désinfection de l'eau. Parfois des éléments radioactifs comme le radon et l'uranium, associés aux conditions géologiques du sous-sol, peuvent également se retrouver dans l'eau potable.

1.10 Conclusion partielle

Dans le présent chapitre, il a été présenté quelques bases scientifiques et notions issues des recherches faites sur le sujet notamment les généralités sur l'eau, les concepts clés, la notion du cycle de l'eau, le besoin en eau, les conduites, le système de stockage, le système de pompage ainsi que l'impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique. Ce chapitre a donc présenté les éléments nécessaires à la compréhension de la thématique traité dans ce travail.

Chapitre 2 : Méthodologie du travail

Le dimensionnement d'un réseau d'AEP d'une agglomération nécessite la connaissance et la maîtrise des formules et des méthodes permettant de dimensionner les différentes parties du réseau. Ce chapitre s'articule sur une brève présentation du milieu d'étude et ainsi sur la démarche méthodologique à suivre pour le dimensionnement d'un système d'adduction en eau potable.

2.1 Présentation du milieu d'étude [7]

Enclavée par le Parc National de Virunga (PNVi), le village de Nzulo se trouve au sud Est du groupement de KAMURONZA près de 15km, la sépare de la ville de Goma et 3,5 km de la route Goma-Sake en passant par Kasengesi. Elle se trouve à proximité du lac Kivu.

2.1.1 Situation géographique

Le village de Nzulo est un village situé dans le territoire de Masisi groupement Kamuronza, province du Nord-Kivu en République Démocratique du Congo.

Elle est limitée :

- Au Nord : par le parc national des Virunga
- Au Sud : Par le lac Kivu
- A l'EST par le Parc National des Virunga suivi du village de Bulengo
- A l'Ouest Par le village de Mubambiro.

2.1.1.1 Relief et climat

Le relief de la localité est dominé par la chaîne volcanique. Quelques parties de la localité sont construites sur le sol et d'autres sur les laves volcaniques. La localité est sur l'altitude non élevée située entre 1°37'00'' O et 29°05'53'' E et s'étend sur une superficie de 1,25 km² mais deux quartiers sont sur une altitude un peu élevée suivant le niveau du lac Kivu qui sont : les quartiers Kataza et Kifuku. Le climat de la localité de Nzulo est subsaharien tempéré et se

trouve au même méridien que la France. Le vent qui vient du volcan Nyiragongo et Karisimbi amène la pluie à Nzulo en passant par le Parc National des Virunga. La vague du lac Kivu est quelques fois violente dans le village. Le village connaît deux saisons : une saison de pluie et une autre sèche.

2.1.1.2 Hydrographie

La localité de Nzulo est caractérisée par une absence totale des rivières. La population se procure des eaux du lac Kivu pour se baigner, lessiver, boire et pour des travaux ménagers.

2.1.2 Population

Localité de Nzulo est peuplée de différentes tribus autochtones de la province du Nord Kivu et du Sud Kivu à savoir :

- Les Bahunde
- Les Bahavu
- Les Hutus congolais
- Les Bashi.

2.1.3 Démographie

Selon les résultats de nos recherches menées sur terrain, d'après le recensement de 2021, la population du village de NZULO est estimée à 4410 habitants[7]. En RDC, le taux d'accroissement démographique est de 3,3%, ce qui implique que la taille de la population en 2023 serait proche de 4706 habitants.

La figure 2.1 illustre le village de Nzulo.

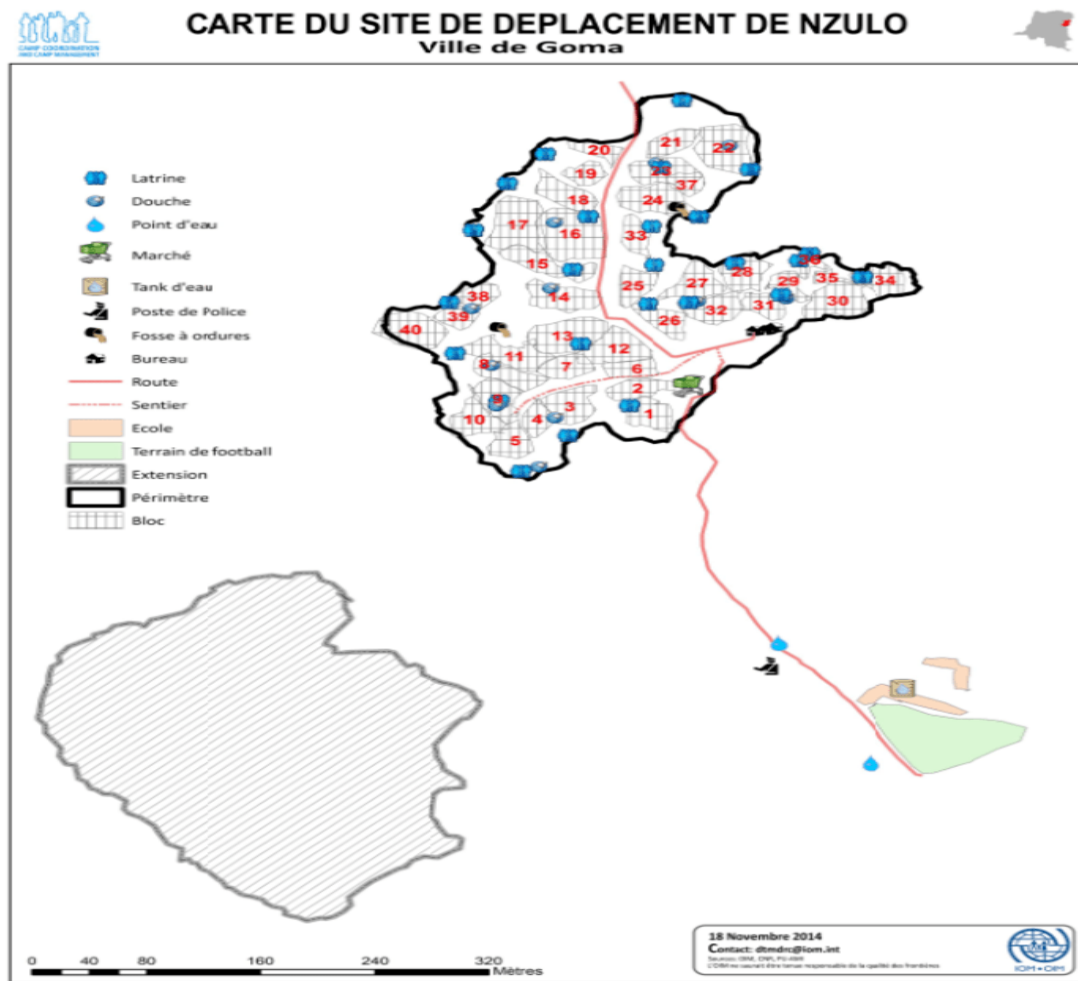


Figure 2.1 : Carte du village de Nzulo [7]

2.2 Evaluation des besoins en eau [8]

Pour appréhender les interactions et les pressions entre usages, il est nécessaire de comprendre quels sont les besoins par rapport à la ressource en eau.

2.2.1 Evaluation de la consommation moyenne d'un habitant par jour

En termes de quantité, La demande en eau est fonction du niveau de vie, de la culture des populations et des niveaux d'équipement sanitaire. Dans notre zone d'étude, la consommation de l'eau est de 35l/j/hab.

La consommation moyenne d'un habitat par jour nous permettra de calculer le débit moyen journalier à l'aide de la formule 2.1 :

$$Q_{moyj} = P \times 35l/j / hab \quad 2.1$$

Avec :

Q_{moyj} : le débit moyen journalier

P : l'effectif de la population

Dans le dimensionnement du réservoir on devra tenir compte du coefficient de pointe qui nous donnera le débit de pointe ou le débit maximum horaire selon la formule 2.2 :

$$Q_{pj} = Q_{moyj} \times K_{pj} \quad 2.2$$

Avec :

Q_{pj} : le débit de pointe ou le débit maximum journalier

K_{pj} : le coefficient de pointe journalier.

2.2.2 Horizon du dimensionnement

L'horizon de dimensionnement est la date jusqu'à laquelle les ouvrages seront en mesure de satisfaire les besoins. Tout projet d'alimentation en eau potable doit être dimensionné pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Cette exigence est difficile à satisfaire car les besoins évoluent. Leur évolution suit deux facteurs qui sont la croissance de la population dans la localité pour laquelle est réalisé le projet et l'augmentation de la consommation en eau par usager.

Le dimensionnement d'un projet d'AEP se fait sur une période comprise entre 5 et 20ans.

Le nombre de consommateurs à l'horizon d'étude est donné par formule 2.3 :

$$P_n = P_a \times (1 + i)^n \quad 2.3$$

Avec

P_n : Population après n années

P_a : Population à l'année de référence

i : Taux d'accroissement de la population

Les données de la banque mondiale stipulent que le taux d'accroissement de la population en RDC est de 3,3%.

2.3 Notions d'hydraulique pour le dimensionnement des éléments

Le système d'alimentation d'eau est constitué par un ensemble d'ouvrages et d'organes ayant pour objet de mettre de l'eau à la disposition des habitants d'une agglomération [20].

2.3.1 Dimensionnement des conduites

Pour dimensionner les conduites nous devons tenir compte des paramètres suivants : le débit (Q), la section (S), la vitesse (V), les pertes des charges (J) et l'énergie [12].

2.3.1.1 Le débit [9]

En hydraulique, le débit caractérise la rapidité du mouvement. Elle s'exprime en m³/s. Le débit est donné par la formule 2.4 :

$$Q = V \times A \quad 2.4$$

Avec V : vitesse et A : section

2.3.1.2 La vitesse [10]

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites doivent être considérées dans une marge de vitesse acceptable conceptuellement. En effet, si ces vitesses sont trop faibles il y aura stagnation et formation de dépôts dans les conduites ce qui aura comme conséquence le développement des bactéries, le désagrément pour le consommateur, et les risques sanitaires.

Les inconvénients des vitesses trop élevées sont les bruits, l'usure prématurée des installations, la dégradation de la qualité de l'eau par ramonage des tuyauteries.

De ce fait, les vitesses de circulation de l'eau doivent être comprises entre 0,8 m/s et 3 m/s. La formule 2.5 illustre la vitesse de circulation :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times d^2} \quad 2.5$$

Avec

V : Vitesse de circulation

Q : Débit

d : Diamètre

2.3.1.3 Les pertes des charges

Les pertes des charges proviennent des frottements visqueux entre les particules fluides (eau) et la paroi (tuyauterie), entre les différentes couches des fluides, l'énergie de l'eau en circulation baisse graduellement, c'est-à-dire sa charge diminue [11].

Elles dépendent de la nature du fluide, de sa vitesse d'écoulement, du diamètre et de la longueur de la conduite ainsi que du régime d'écoulement [11].

L'écoulement dans les tuyauteries d'adduction et de distribution est de type turbulent, lisse ou rugueux [12].

On distingue deux types de pertes de charges :

- Pertes de charges linéaires

Les pertes de charges linéaires se manifestent au niveau de la longueur et elles sont dues à la rugosité [12].

La formule 2.6 illustre les pertes de charges linéaires :

$$H_L = 10,643 \times \frac{L}{d^{4,87}} \times \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} \quad 2.6$$

Avec :

H_L : pertes de charges linéaires

d : diamètre de la conduite

L : longueur de la conduite

C : Coefficient de HAZEN William

Q : Débit [10].

Le tableau 2.1 illustre les Coefficients de HAZEN William

Tableau 2.1 : Coefficients de HAAZEN William [8]

NATURE DU TUYAU	COEFFICIENTS DE HAZEN WILLIAM
Vanne à boule, entièrement ouverte	150
Agrandissement	140
Vanne de rétention, entièrement ouvert	100
Vanne d'arrêt, entièrement ouverte	100
Coude de petit rayon	100
Coude de rayon moyen	130
Coude de grand rayon	100
Coude de 90 degrés	60

• **Pertes de charges singulières** [14]

Ces pertes de charges sont dues aux accidents de canalisation, c'est-à-dire toute modification géométrique de la conduite. On peut y compter les changements de direction, les variations de section, les vannes ou robinets, les appareils de mesure, etc. Elles sont données par la formule 2.7 :

$$H_s = \beta \frac{v^2}{2g} \quad 2.7$$

Avec :

H_s : pertes de charges singulières

β : Coefficient de pertes de charges singulières.

Le tableau 2 montre les différents coefficients de pertes de charges singulières β

Tableau 2.2 Coefficients des pertes des charges singulières [11]

ACCESOIRES	COEFFICIENTS DES PERTES SINGULIERES
Vanne à boule, entièrement ouverte	10
Agrandissement	0,3
Vanne de rétention, entièrement ouvert	2,5

Vanne d'arrêt, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 90 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Crépine ou valve de pied	1,75
Réduction	0,15
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque de la conduite	1

Dans ce cas, la somme des pertes des charges est donnée par la formule 2.8 :

$$H_T = H_L + H_S \quad 2.8$$

H_T Étant les pertes de charges totales

2.3.1.4 Critères de choix du matériau [15]

Une observation structurelle et technique des réseaux AEP permet de constater que les matériaux utilisés pour les conduites sont différents selon les époques. Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction et la distribution sont la fonte, l'acier, l'amiante-ciment, le PVC et le PeHD. L'histoire de pose d'une grande partie des réseaux AEP, de la plupart des pays du monde, est méconnue. A ce sujet, une des rares études disponibles est l'État des lieux du patrimoine des réseaux d'eau potable en Seine-et-Marne établi en 2012 par le conseil général du département Seine et Marne. La date moyenne de pose pour la fonte est 1968. Cependant, il est à noter que la fonte a constamment été posée au cours du temps. En effet, les premières traces de pose de ce matériau remontent à 1918. Encore aujourd'hui, des travaux de rénovation ou d'agrandissement de réseau utilisent la fonte, matériau connu pour sa robustesse.

Le PVC et le Polyéthylène sont des matériaux plus récents, à l'inverse du matériau amiante-ciment principalement posé au début des années 1960.

Outre le prix d'achat des tuyaux, de nombreux facteurs interviennent dans le choix du matériau d'une canalisation. Tous ces facteurs ont une incidence financière soit lors de l'établissement, soit au cours de l'exploitation de la canalisation. On adopte la canalisation la moins chère. Les principaux facteurs à considérer sont la pression, l'étanchéité, le type de joints, la résistance mécanique et aux agents chimiques, la rugosité des parois, les dimensions et l'existence de pièces spéciales.

2.3.2 Dimensionnement de la pompe

Le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide. L'augmentation de la pression du liquide véhiculé par la pompe a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe [16].

2.3.2.1 Calcul de la hauteur manométrique totale de la pompe HMT [10]

On appelle hauteur manométrique d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe par unité de poids du liquide qui la traverse. Elle s'exprime en mètre (m). La Hauteur manométrique varie avec le débit et est représentée par la courbe caractéristique $HMT = f(qv)$ de la pompe considérée.

Elle prend en charge deux éléments :

- La hauteur géométrique $H_{g\acute{e}om}$ qui est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisée en deux parties : la hauteur géométrique d'aspiration, différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration ; la hauteur géométrique de refoulement qui est la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe.

- Outre les pertes de charges linéaires il faut procéder au calcul détaillé des pertes de charge singulières dues aux robinetteries installées sur ces conduites.

La formule 2.9 permet de calculer la hauteur manométrique totale :

$$HMT = H_{g\acute{e}om} + H_T \quad 2.9$$

Avec

H_{MT} : hauteur manométrique totale

$H_{g\acute{e}om}$: hauteur géométrique

H_T : pertes de charges totales

La figure 2.2 montre les caractéristiques d'une installation de pompage.

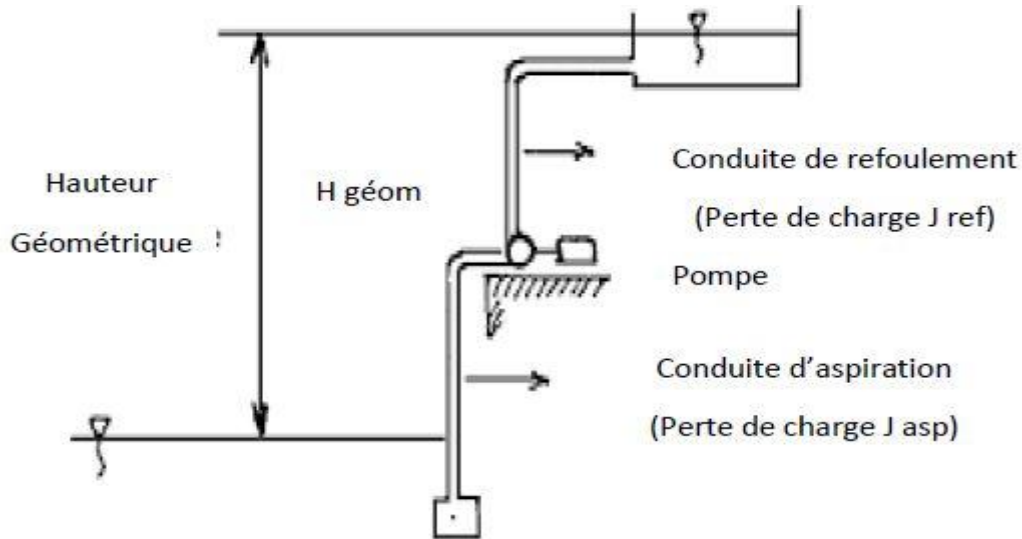


Figure 2.2 : Caractéristiques d'une installation de pompage [10]

2.3.2.2 Hauteur nette d'aspiration [10]

Le $NPSH_d$ est la cote relative de la ligne de charge à l'entrée de la pompe diminuée de la tension de vapeur et exprimé en mètre colonne d'eau. Elle est donnée par la formule 2.10 :

$$NPSH_d = 10 - (H_a + H_{TA}) \quad 2.10$$

Avec

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration

H_{TA} : perte de charge à l'aspiration. La figure 2.3 montre l'hydraulique d'une pompe

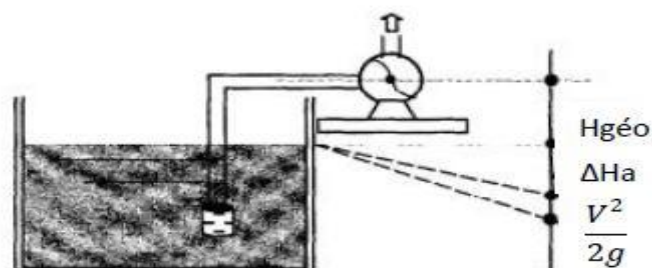


Figure 2.3 : Hydraulique d'aspiration d'une pompe [10]

La pression à l'intérieur de la pompe devra rester supérieure à la tension de vapeur pour éviter aussi le phénomène de cavitation. Inaccessible par les méthodes de calcul ordinaire, elle est donnée par les constructeurs de pompes sous la forme de conditions appelée $NPSH_r$. L'absence de cavitation impose toujours la condition donnée par la formule 2.11:

$$NPSH_d > NPSH_r \quad 2.11$$

La figure 2.4 illustre la détermination de la zone d'utilisation d'une pompe sans cavitation

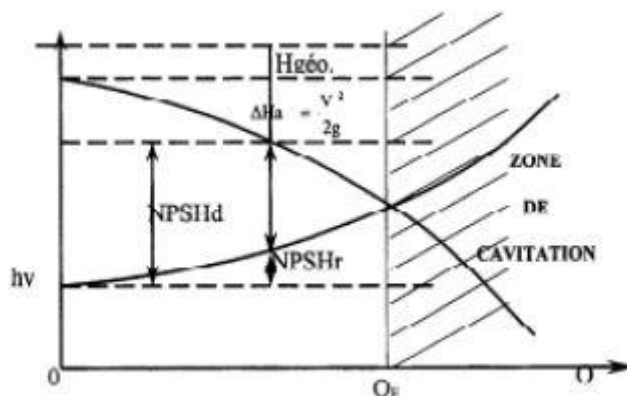


Figure 2.4 : Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe sans cavitation [10]

Signalons que le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'utilisation rationnelle de la pompe qui correspond au point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe avec la courbe caractéristique de la conduite. La figure 2.5 montre le point de fonctionnement d'une pompe.

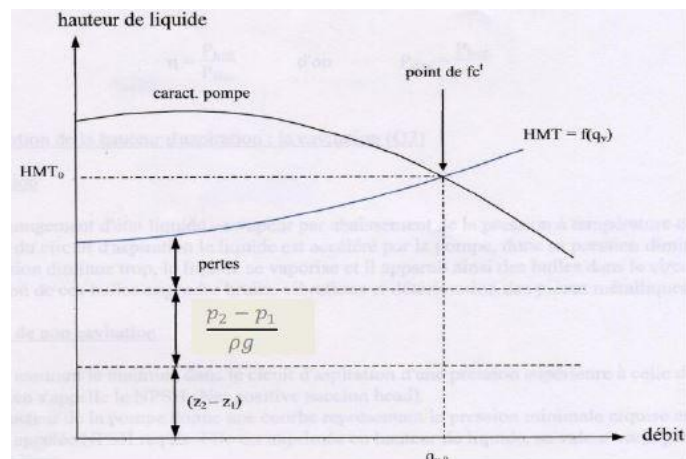


Figure 2.5 : Point de fonctionnement d'une pompe [10]

Dans cette figure, les pertes sont considérées au niveau de l'entrée et de la sortie et :

$\frac{p_2 - p_1}{\rho g}$: Energie due à la pression de l'eau

$z_2 - z_1$: Énergie potentielle

2.3.2.3 Calcul des caractéristiques de la pompe [17]

- Puissance utile

La puissance utile de la pompe est calculée par la formule 2.12 :

$$P_u = Q \times \rho \times g \times HMT \quad 2.12$$

Avec

- P_u : puissance utile (m^3/s)
- ρ : masse volumique du fluide à pomper (kg/m^3)
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2)
- HMT : hauteur manométrique totale de la pompe (m)

- Choix de la pompe

On choisit la pompe en fonction du débit et de la HMT, que l'on lit sur un graphique dite Courbe de HMT représentant différents diamètres des roues pour des pompes données dont voici un exemple sur la figure 2.6 :

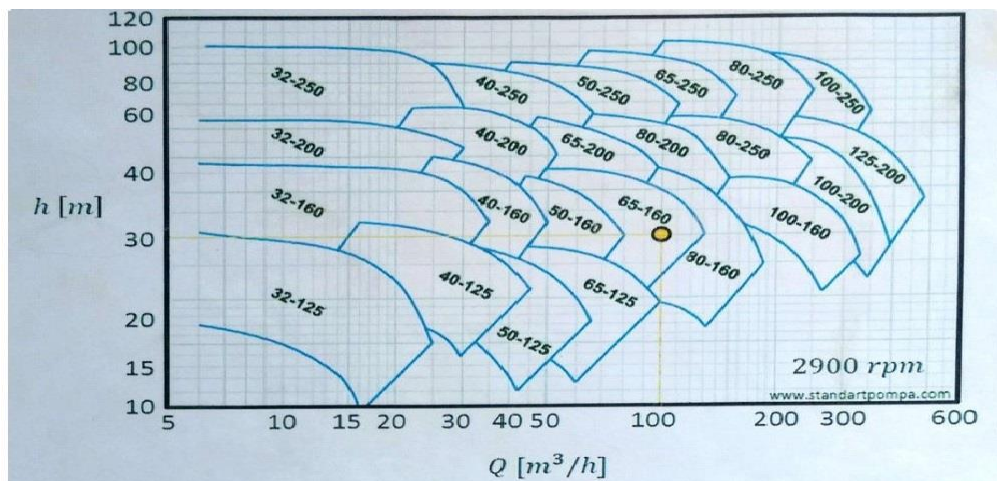


Figure 2.6 : Courbe de HMT pour différents diamètres des roues pour une pompe [17]

Après avoir calculé la hauteur manométrique totale et le débit de pointe horaire, on rapporte ces valeurs dans ce graphique, à l'échelle puis on cherche leur intersection qui nous indiquera quel type de pompe on devra choisir.

2.3.3 Conception et dimensionnement du réseau d'adduction

L'adduction étant définie, comme l'ensemble des techniques permettant d'acheminer l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution [18].

Les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction sont les caractéristiques propres du site de prélèvement qui concernent les variations de débit minimal et maximal, les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification, l'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement et le profil en long du terrain naturel [10].

2.3.3.1 La pression dynamique [11]

Elle représente exercée par un fluide en mouvement et ne dépend donc pas de la surface mais uniquement de la vitesse et de la masse volumique du fluide. Elle est donnée par la formule 2.13 :

$$P_{DYN} = H_{piézo} - \text{Altitude} \quad 2.13$$

2.3.3.2 La pression statique [10]

C'est la pression que mesure un capteur qui se déplace à la même vitesse que le fluide. Autrement dit, la pression statique est la pression du fluide à l'arrêt. C'est de cette pression que découle les propriétés de densité, pour une température donnée et vice versa. Elle est donnée par la formule 2.14:

$$P_{STAT} = P_{DYN} + H_T \quad 2.14$$

Avec H_T : Pertes des charges totales

2.3.3.3 La pression nominale [10]

La pression nominale est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar pour l'élément de canalisation ou de robinetterie comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. On distingue des tuyauteries de pression nominale égale de classification suivante : PN4, PN6, PN10, PN16, PN25. Plus la pression nominale augmente, plus la résistance augmente et la tuyauterie devient très coûteuse.

Pour un point considéré de l'adduction, on détermine la pression nominale de la conduite en amont suivant les règles ci-dessous :

Si la différence d'altitude entre la source et ce point est inférieure à 60m, on choisit une conduite de pression nominale de 6 bars (PN6), pour le tronçon en amont de ce point ;

Si la différence d'altitude entre la source et ce point est comprise entre 60m et 100m, on choisit une conduite de pression nominale de 10 bars (PN10), pour le tronçon en amont de ce point ;

Si la différence d'altitude entre la source et ce point est comprise entre 100m et 160m, on choisit une conduite de pression nominale de 16 bars (PN16), pour le tronçon en amont de ce point ;

Si la différence d'altitude entre la source et ce point est supérieure à 160m, on choisit une conduite de pression nominale supérieure à 16 bars.

2.3.3.4 Diamètre nominal [19]

Ayant la formule pour déterminer le débit Q, le diamètre interne de la conduite D est calculé de sorte que la vitesse V reste dans la marge acceptable.

D'une manière générale, il faut avoir une section économique. Cette section est obtenue avec une vitesse moyenne de 0,6m/sec. Par conséquent, le diamètre est alors obtenu par la formule 2.15 :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad 2.15$$

Après avoir déterminé le diamètre interne de la conduite, on peut choisir le diamètre nominal et la pression nominale.

Le tableau 2.3 donne les valeurs du diamètre nominal et de la pression nominale des conduites en fonction de leurs diamètres intérieurs ainsi qu'en fonction du matériau les constituant :

Tableau 2.3 Diamètre nominal de la tuyauterie en fonction du diamètre intérieur et de la pression nominale

			PVC			ACIER FONTE		
			DIAMETRE INTERIEURS					
FONTE	ACIER	PVC	PN6	PN10	PN16	PN25	PN32	
DN20	3/4"	DE25			21	21,7		
DN25	1"	DE32			26,8	28,2		
DN32	1"1/4	DE40		36	33,6	36		
DN40	1"1/2	DE50		44,8	42	42,3		
DN60	2"	DE63	58,4	56,6	53	54,1	60	
DN80	3"	DE90	83,6	80,9	75,8	81,8	80	
DN100	4"	DE110	102,8	98,8	92,4	106,2	100	
DN150	6"	DE160	149,2	144	137	156,1	150	
DN200	8"	DE200	187	180	170		200	

2.3.4 Dimensionnement du réservoir

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage. Ils constituent les organes régulateurs de pression et de débit qui permettent de gérer les débits selon la demande entre le régime de production et le régime de consommation [20].

2.3.4.1 Calculs forfaitaires [27]

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
- 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine.
- 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

2.3.4.2 Calculs approximatifs [27]

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation. Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs.

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à a ($a = Q_{jmax} / 24$),
- Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement : de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à $2,4 \cdot a$ ($=Q_{jmax}/10$),
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

2.3.4.3 Capacité volumique du réservoir [15]

Le dimensionnement du réservoir tiendra compte des débits de pointe. La grande consommation aura lieu durant certaines périodes de la journée dont les premières heures de la matinée, les heures où les élèves rentrent à la maison, etc.

Selon la destination du réservoir, des coefficients horaires sont appliqués aux consommations pour tenir compte des variations horaires comme le montre les tableaux 2.4 :

Tableau 2.4 : Coefficients horraire

Temps (h)	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
Coefficients	0.8	0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	0.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
Temps (h)	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
Coefficients	8.4	8.4	7.2	7.2	7.2	7.2	7.5	4	4	4	2	2

En raison des pertes d'eau résultant d'une utilisation non rationnelle de la part de certains utilisateurs, ainsi que d'autres causes imprévisibles, il est nécessaire d'augmenter la capacité opérationnelle du réservoir en appliquant un coefficient de sécurité de 20%. Cela garantira une réserve suffisante pour maintenir un débit de 60 m³/h pendant une période de 2 heures afin de répondre aux besoins en matière de défense contre l'incendie.

Le volume du réservoir sera donc calculé par la formule 2.16 :

$$V_{rés} = V_{max} + \left(1 + \frac{20}{100}\right) \quad 2.16$$

Avec

- $V_{rés}$: volume du réservoir
- V_{max} : Capacité pratique du réservoir
- $\left(1 + \frac{20}{100}\right)$: coefficient de pointe journalière

A ce volume $V_{rés}$, on doit ajouter 60 m³/h pour la défense contre l'incendie.

2.3.4.4 La géométrie du réservoir [21]

La géométrie du réservoir est donnée par :

a) Forme

La forme d'un réservoir est déterminée par sa surface (vue en plan) et sa hauteur. Le plus souvent, les petits réservoirs sont carrés ou rectangulaires, bien que la forme circulaire soit la moins coûteuse pour les raisons suivantes :

- Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu et on sait que la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle.
- Connaissant la hauteur et la surface, le développement de la paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux.

b) Dimensions

Pour un réservoir circulaire, les dimensions sont le diamètre et la hauteur.

La formule 2.17 nous permet de calculer le diamètre en supposant une hauteur h :

$$V = \frac{\pi d^2}{4} h, \quad d = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \quad 2.17$$

2.3.5 Dimensionnement du réseau de distribution [11]

Les conduites du réseau de distribution assurent le transport de l'eau du réservoir vers les bornes fontaines. Le réseau de distribution comprend le réseau ramifié et le réseau maillé.

Le réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires (celles qui ont les plus grands diamètres) aux conduites tertiaires (celles qui transportent et distribuent l'eau aux usagers. C'est sur ces conduites que sont installés la plupart des points de livraison : branchements privés, bornes fontaines). L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement.

Le réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande. Il n'y a pas de zones mortes (zones non alimentées) tant qu'il y a un minimum de consommation ; ce qui contribue à préserver la qualité de l'eau. Chaque point du réseau maillé peut être alimenté par deux nœuds. En raison de ces deux degrés de liberté, la sécurité dans la distribution et la qualité du service sont plus grandes. En cas de rupture de conduite, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes. Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié.

Dans le cadre de ce travail nous allons dimensionner un réseau ramifié avec une conduite principale et des conduites secondaires qui porteront les bornes fontaines.

2.3.5.1 Calcul du nombre de personnes desservis par un robinet

Le nombre de personnes desservies par un robinet est donné par la formule 2.18:

$$N = \frac{P_{10}}{R} \quad 2.18$$

Avec

N : le nombre de personnes desservis par un robinet ;

P_{10} : le nombre de personnes à l'horizon d'étude ;

R : le nombre de robinets.

2.3.5.2 Dimensionnement des bornes fontaines

La formule 2.19 de BRESSE nous permet de calculer le débit des bornes fontaines :

$$No = N(1 + \alpha)^n \quad 2.19$$

Avec

- Q_{BF} : débit des bornes fontaines

- C_S : consommation spécifique

- P_O : population desservie par la borne fontaine

- T : temps de fonctionnement de la borne fontaine

2.3.5.3 Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement des conduites du réseau de distribution se fera de la même manière que le réseau d'adduction.

2.4 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, après avoir exposé le contexte de l'étude, nous avons décrit en détail la méthodologie utilisée pour calculer le débit d'approvisionnement en eau potable (AEP). Nous avons également abordé la présentation du site de l'étude, l'évaluation des besoins en eau de la population du site en question, ainsi que le développement des concepts en hydraulique et des expressions nécessaires pour dimensionner le réseau d'adduction, de stockage et de distribution du site étudié.

Chapitre 3 Présentation et interprétation des résultats obtenus

En se basant sur les données collectées dans le cadre de cette étude et en appliquant les formules exposées dans le chapitre précédent, il sera possible de procéder à la détermination des besoins en eau ainsi qu'au dimensionnement de la pompe, du réservoir, du réseau d'adduction, et du réseau de distribution ; ce qui sera fait dans ce chapitre.

3.1 Détermination des besoins en eau

3.1.1 Evaluation de la population

Comme mentionné dans le chapitre précédent, le recensement de l'année 2021 a révélé que la population du village de Nzulo s'élevait à 4 410 habitants. En utilisant la formule 2.3, nous pouvons estimer que la population du village de Nzulo en 2023, année de référence de cette étude, est de :

$$P_n = P_a(1 + i)^n = 4410(1 + 0,033)^2 = 4706$$

En 2023 la population du village de Nzulo sera estimée à 4706 habitants.

3.1.2 Evaluation de la consommation moyenne d'un habitant par jour

Dans le village de Nzulo, la consommation de l'eau est estimée à $\frac{35l}{hab}/jour$.

3.1.3 Besoin actuel en eau

Le débit journalier est donné par formule (2.1) :

$$Q_j = 4706 \times 35 = \frac{164710 \text{ litres}}{hab} = 164,7 m^3/Jr$$

Le besoin en eau actuel dans le village de Nzulo est de $164,7 m^3/Jr$

3.1.4 Besoin en eau à l'horizon

L'étude s'étend sur une période de 15 ans avec un taux d'accroissement i de la population équivalent à 3,3%. Après cette période, le réseau sera considéré comme détérioré.

Ainsi, il y aura à peu près 7659 habitants dans le village de Nzulo d'ici 15 ans.

Le débit journalier projeté sera alors :

$$Q_{15j} = P_{15} \times 35 = 7659 \times 35 = 268065 \frac{\text{litres}}{\text{Jr}}$$

Le débit journalier est donc de 268,065 m³/jr.

3.1.5 Détermination du débit à capter

En prenant en considération les pertes d'eau dues à une utilisation non rationnelle par certains usagers ou à d'autres causes imprévisibles,, le débit journalier de 268,065m³/jr se verra majoré avec un coefficient de sécurité de 20% pour déterminer le débit à capter quotidiennement.

Le débit à capter après 15 ans sera donc :

$$Q_{15c} = Q_{15j} \times 20\% + Q_{10j} = 268,065 \times (1 + 20\%) = 321,678 \text{m}^3/\text{Jr}$$

Le débit à capter quotidiennement sera donc de 321,678 m³/jr.

3.2 Dimensionnement de la conduite

Le débit à capter vaut : $\frac{268,065}{8,3600} \text{m}^3/\text{s}$

Il vaut donc 0.0094 m³/s.

La vitesse d'écoulement dans la conduite $V = 1 \text{m/s}$ [22]

Le diamètre sera donné par la formule (2.5) :

$$d = \sqrt{\frac{4 \times 0,0094}{3,14 \times 1}} = 0,1094 \text{ m} = 110 \text{ mm}$$

3.3 Dimensionnement de la pompe

Voici les données de base qui vont servir pour dimensionner la pompe.

- Débit à capter $Q_{15c} = 0,0094$

- Vitesse d'écoulement $V = 1\text{m/s}$
- Longueur d'aspiration $L_a = 8\text{m}$
- Longueur de refoulement $L_r = (278 - 8)\text{m} = 270\text{m}$
- Cote initiale $h_o = 1474\text{m}$
- Cote finale $h = 1497\text{m}$
- Hauteur de refoulement $H_r = h - h_o = 23\text{m}$
- Hauteur d'aspiration $H_a = 7\text{m}$
- Diamètre de la conduite $d = 0,110\text{m}$
- Coefficient de HAZEN William $C = 100\text{m}$

3.3.1 Calculs des pertes de charges

3.3.1.1 Au niveau de l'aspiration

- Pertes de charges linéaires

La formule (2.6) nous permet d'écrire :

$$H_L = 10,643 \times \frac{8}{0,2^{4,87}} \times \left(\frac{0,0094}{100}\right)^{1,852} = 0,00753\text{m}$$

- Pertes de charges singulières

Par hypothèse, on prend $H_s = 20\%$ de H_L

$$H_s = \frac{20}{100} \times 0,00753\text{m} = 0,001505\text{m}$$

Au niveau de l'aspiration les pertes de charges totales valent :

$$\Delta H_a = H_s + H_L = 0,00753 + 0,001505\text{m} = 0,009035\text{m}$$

3.3.1.2 Au niveau du refoulement

a) Pompe 1

- Pertes de charges linéaires

La formule (2.6) nous permet d'écrire :

$$H_L = 10,643 \times \frac{195}{0,1492^{4,87}} \times \left(\frac{0,0094}{100}\right)^{1,852} = 0,764\text{m}$$

- Pertes de charges singulières

Par hypothèse, on prend $H_s = 20\%$ de H_L

$$H_s = \frac{20}{100} \times 0,764 = 0,153m$$

Au niveau du refoulement les pertes de charges totales valent :

$$\Delta H_a = H_s + H_L = 0,153m + 0,764m = 0,917m$$

b) Pompe 2

- Pertes de charges linéaires

La formule (2.6) nous permet d'écrire :

$$H_L = 10,643 \times \frac{83}{0,1492^{4,87}} \times \left(\frac{0,0094}{100}\right)^{1,852} = 0,326m$$

- Pertes de charges singulières

Par hypothèse, on prend $H_s = 20\%$ de H_L

$$H_s = \frac{20}{100} \times 0,326 = 0,066m$$

Au niveau de l'aspiration les pertes de charges totales valent :

$$\Delta H_a = H_s + H_L = 0,326m + 0,066m = 0,392m$$

3.3.2 Calculs des hauteurs manométriques totales

La hauteur manométrique est donnée par la formule (2.9) :

$$H_m = H_g + \Delta H_T$$

a) Pompe 1

$$H_g = H_r + H_a = 12m + 8m = 20m$$

$$H_{m1} = 20m + 0,917m = 20,917m$$

La hauteur manométrique totale de la première pompe est de 20,917m

b) Pompe 2

$$H_{m2} = 11m + 0,392m = 11,392m$$

La hauteur manométrique totale de la première pompe est de 11,392m

3.3.3 Choix des pompes

Connaissant $H_{m1} = 20,917m$ pour la première pompe, $H_{m2} = 11,392m$ pour la deuxième pompe et le débit à capter quotidiennement vaut $321,678 m^3/jr$ ce qui donne un débit horaire $Q = 40,21m^3/h$, on fait le choix des pompes dans des diagrammes de H_m en fonction de Q (qui nous donnent le point de fonctionnement de la pompe).

La Figure 2.6 du chapitre précédent nous guide dans le processus de sélection des pompes en identifiant le point d'intersection entre les courbes représentant la hauteur manométrique totale de chaque pompe et le débit, ce qui nous conduit à découvrir les caractéristiques suivantes : 50-125 (5N0 : diamètre à l'entrée et à la sortie de la pompe – 125 : diamètre du la roue (rotor) de la pompe). La deuxième pompe aura elle aussi la même caractéristique.

3.3.4 Couplage des pompes

Les calculs hydrauliques du réseau d'adduction nous ont montrés que nous avons besoin de grouper deux pompes en série pour faciliter le refoulement.

Le refoulement de la pompe 1 débouche dans l'aspiration de la pompe 2, celui de la pompe 2 débouche dans le réservoir. Le débit est identique à travers les deux pompes, et les hauteurs de relevage générées par chaque pompe se cumulent.

Pour éviter la cavitation, le $NPSH$ disponible est de **2,862315591**.

3.3.5 Puissance des pompes

Connaissant $H_{m1} = 20,917m$ pour la première pompe, $H_{m2} = 11,392m$ pour la pompe 2 et le débit $Q = 0,0094 m^3/s$ et d'après la formule (2.11), la puissance utile sera :

a) Pompe 1

$$P_u = 0,0094 \times 1000 \times 9,81 \times 20,917m = 1928,84w = 2kw$$

On opte pour une pompe de **2,2kw** qui est la puissance normalisée.

b) Pompe 2

$$P_u = 0,0094 \times 1000 \times 9,81 \times 11,392m = 1050,5w = 1,05kw$$

On opte pour une pompe de **1,5kw** qui est la puissance normalisée.

3.4 Dimensionnement du réseau d'adduction

Les formules de dimensionnement du réseau d'adduction citées dans le chapitre précédent et les données terrain nous permettent de compléter le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Calculs hydrauliques du réseau d'adduction

Tronçon	Altitude (m)		Distance (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tuyauterie			PN (bar)	JL (m)	JS (m)	Jc (m)	Hpiézo Amont
	Amont	Aval				Type	DE(m)	DI(m)					
C-P0	1474	1486	195	0,0094	0,537	PVC	0,16	0,1492	6	0,00234	0,4570	0,4570	1486,45
P0-R	1486	1497	83	0,0094	0,537	PVC	0,16	0,1492	6	0,00234	0,1945	0,6516	1497,65

De ce qui précède, la conduite d'adduction aura un diamètre commercial de 160 mm avec un débit de 0.0094 m³/s nominale de 6 bars.

3.5 Dimensionnement du réservoir

3.5.1 Capacité volumique du réservoir

Nous avons choisi un mode de consommation discrète de **24 heures par jour**.

Le débit journalier est de **268,065m³/j**. Le tableau 3.2 va permettre la détermination de la capacité volumique du réservoir.

Tableau 3.2 : Détermination de la capacité volumique du réservoir

Période	Ch	Temps T (h)	Qe (m ³ /h)	Qsp(m ³ /h)	Vsp (m ³)	Vsc (m ³)	Vep (m ³)	Vec (m ³)	Vec-Vsc (m ³)
0 -2	0	2	33,51	0	0	0	67,02	67,02	67,02
2 - 6	0,35	4	33,51	11,7285	46,914	46,914	134,04	201,06	154,146
6 -7	2,5	1	33,51	83,775	83,775	130,689	33,51	234,57	103,881
7 - 12	1,2	5	33,51	40,212	201,06	331,749	167,55	402,12	70,371
12- 14	1,7	2	33,51	56,967	113,934	445,683	67,02	469,14	23,457
14 -19	1,9	5	33,51	63,669	318,345	764,028	167,55	636,69	-127,338
19 - 22	0,3	3	33,51	10,053	30,159	794,187	100,53	737,22	-56,967
22 - 24	0,15	2	33,51	5,0265	10,053	804,24	67,02	804,24	0

La capacité volumique du réservoir est donnée par la somme de la plus grande consommation et de la faible consommation (en valeur absolue) dans la colonne du déséquilibre :

$$\text{Capacité théorique} = |154,146| + |-127,338| = 281,484m^3$$

La formule (2.14) nous de calculer la :

$$\text{Capacité pratique} = 281,484 \times \left(1 + \frac{20}{100}\right) = 337,7808 m^3$$

$$\text{Assurance incendie} = \frac{60m^3}{h} \times 2h = 120m^3$$

$$V_{rés} = 337,7808m^3 + 120m^3 = 457,79m^3$$

On opte pour un volume total du réservoir de **460 m³**.

3.5.2 Dimensionnement

Nous allons considérer un réservoir cubique de base rectangulaire, de section 10m × 13m.

Avec un volume total de 460 m³, la hauteur H du réservoir sera :

$$H = \frac{460}{130} = 3,6m$$

On va aussi prendre une hauteur libre de 0,4m.

De ce qui précède la hauteur totale de notre réservoir est de **4m**.

Bref, notre réservoir aura un volume de **460 m³**, de forme parallélépipède rectangle avec **10m** × **13m** de section du fond du réservoir et **4 m** de hauteur.

3.5.2.1 Caractéristiques géométriques

La figure 3.1 illustre les caractéristiques géométriques du réservoir.

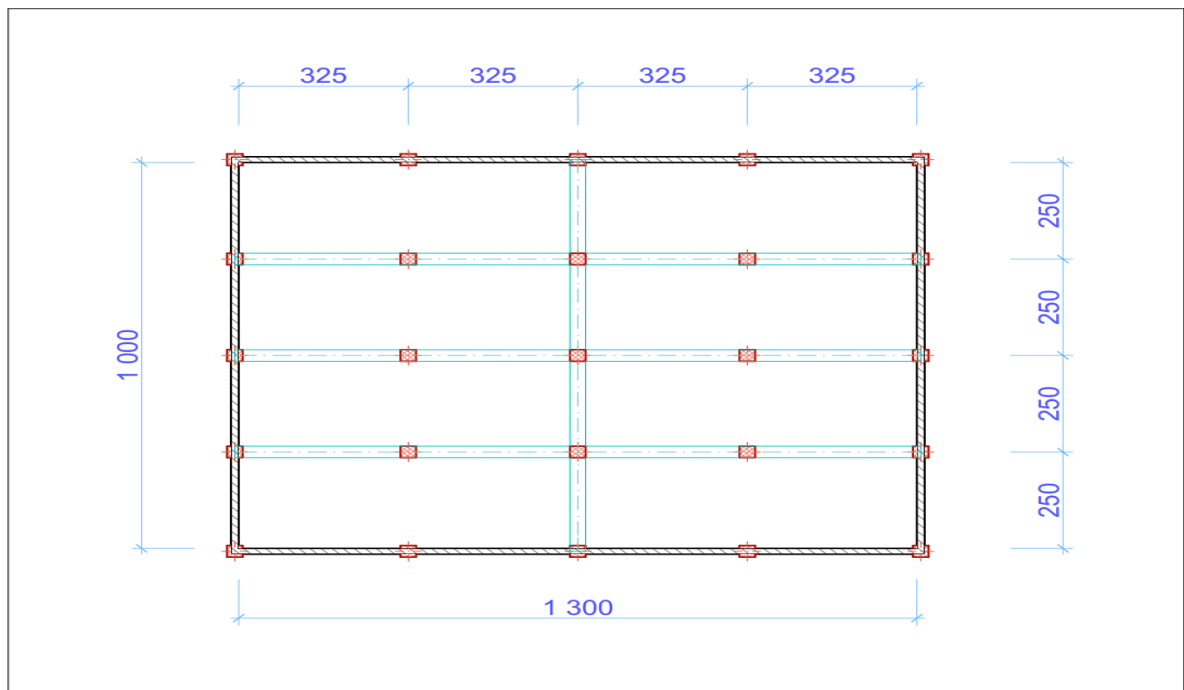


Figure 3.1 : Caractéristiques géométriques du réservoir (Source logiciel ArchiCAD)

Nous avons dimensionné les différents éléments porteurs de ce réservoir à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis ».

3.5.2.2 Chargement

Pour dimensionner ce réservoir, nous avons pris en considération plusieurs charges qui sollicitent cette structure.

Ce réservoir étant entièrement en béton armé, son poids volumique de **25 kN/m³** permet de calculer la charge permanente de chaque élément, en y associant bien sûr les différentes dimensions des éléments selon le cas ; ce que le logiciel Robot fait automatiquement.

Concernant les charges d'exploitations, nous en avons utilisé plusieurs et cela en fonction de l'usage de chaque élément.

Pour la dalle de couverture, les poteaux et les poutres, nous avons considéré une charge d'exploitation de **1,5 kN/m²**, qui correspond à une charge d'un ouvrier d'entretien avec son matériel.

Pour les voiles et le radieux général, nous avons considéré le poids volumique de l'eau qui est à peu près **1000 kg/m³**. Outre le poids volumique de l'eau, les voiles sont aussi sollicitées par le vent qui a une charge de **90 kN/m²** [34], le radieux lui repose sur un sol de contrainte admissible **1,03 Mpa** [34].

3.5.2.3 Analyse structurale, dimensionnement et résultats

La figure 3.2 montre la modélisation du réservoir en utilisant le logiciel Robot.

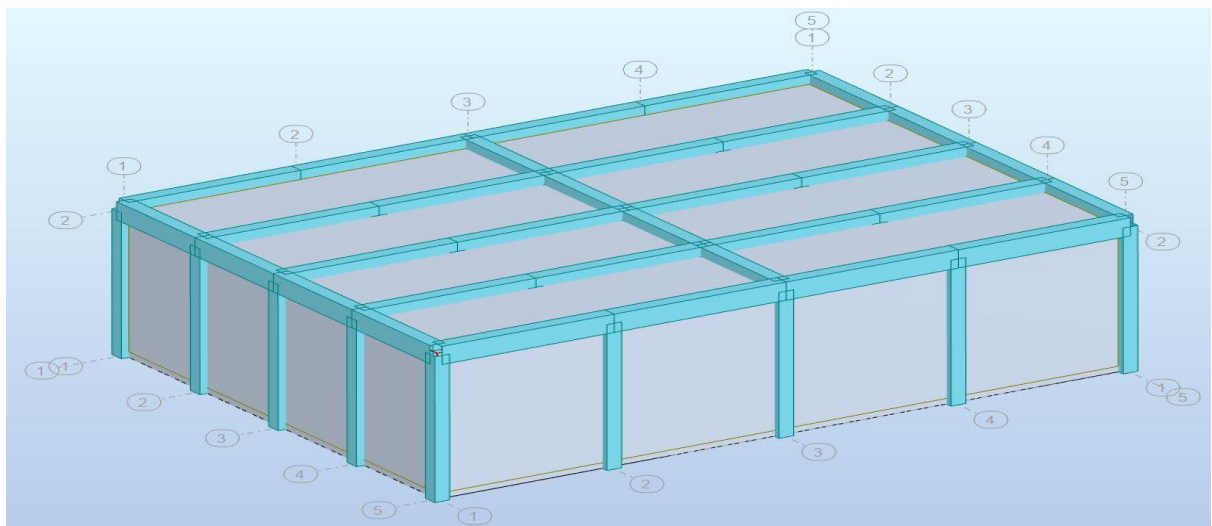


Figure 3.2 : Modélisation du réservoir (source logiciel RSA)

a) Dalle de couverture : Nous avons choisi un panneau de dimension de 6,5m × 2,5m (Portant donc dans un sens) avec une épaisseur de 15cm.

En considérant ces dimensions et les charges citées ci-haut, les résultats sont tels que :

- Moment

Notre dalle ayant deux nappes, nous avons les valeurs de moments données dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Valeurs des moments de la dalle

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Mxx (kN*m/m)	1,27	0,01	1,27	0,01
Myy (kN*m/m)	1,39	0,37	1,39	0,37

- Ferrailage

Le tableau 3.4 illustre le ferrailage réelle ferrailage.

Tableau 3.4: Ferrailage réelle

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm ² /m)	4,91	4,52	4,62	4,52

- Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont en annexe.

- b) Poutre

Notre poutre la plus chargée est une poutre doublement appuyé de deux côtés, de portée de 3,5m avec une section de 30cm×50cm.

En considérant ces dimensions et les charges citées ci-haut, les résultats sont tels que :

- Moment et effort tranchant

Le tableau 3.5 illustre le moment et l'effort tranchant

Tableau 3.5 : Moment fléchissant et effort tranchant

M (kN*m)	189,57
T (kN)	218,96

La figure 3.2 illustre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

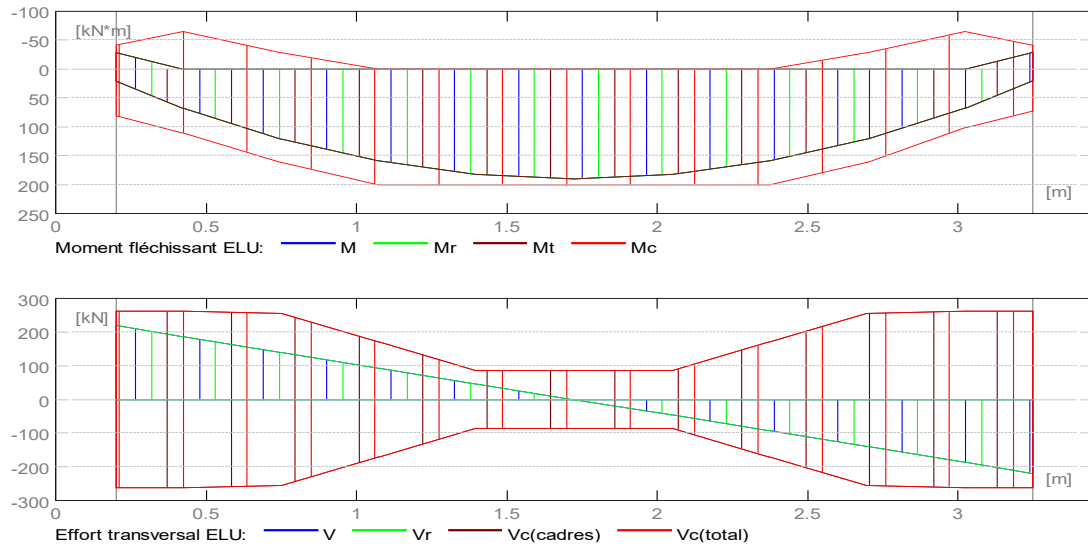


Figure 3.3 : Moment fléchissant et effort tranchant

- Ferrailage

Le tableau 3.6 donne les sections de ferrailage.

Tableau 3.6 : Ferrailage

	As	At
Ferrailage (cm ²)	11,13	5,04

- Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont en annexes.

c) Poteaux

Notre poteau le plus chargé est 4m de longueur avec une section de 30cm×30cm.

En considérant ces dimensions et les charges citées ci-haut, les résultats sont tels que :

- Effort tranchant

Le tableau 3.7 illustre l'effort tranchant.

Tableau 3.7 : Effort tranchant

N(kN)	104,08
-------	--------

- Ferrailage

Le tableau 3.8 donne le ferrailage.

Tableau 3.8: Ferrailage

	As	At
Ferrailage (cm ²)	10,68	3,56

- Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont en annexe.

d) Voile

Nous avons choisi un panneau de dimension de 4m × 3,25m avec une épaisseur de 15cm.

En considérant ces dimensions et les charges citées ci-haut.

- Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont en annexe.

e) Radier général

Nous avons choisi un panneau de dimension de 6,5m × 2,5m (Portant donc dans un sens) avec une épaisseur de 30cm.

- Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont en annexe.

3.6 Dimensionnement du réseau de distribution

3.6.1 Calculs du nombre de personnes desservis par robinet

D'après la formule (2.16), le nombre de personnes desservis par un robinet est donné par :

$$R = 6\text{ robinets} \times 20\text{ bornes fontaines} = 120\text{ robinets}$$

$$N = \frac{7659}{120} = 63,825 = 64\text{ Personnes}$$

Le nombre de personnes desservis par robinet est de **64 personnes**.

3.6.2 Calculs du nombre de personnes desservis par robinet

Le nombre de bornes fontaines dans le cas de notre étude est de 20 et le débit est donné par la formule (2.16) :

$$Q_{BF} = \frac{Cs \times Po}{T \times 3600}$$

$$T = 24h$$

$$Po = \frac{7659}{20} = 382,95, \text{ soit } 383 \text{ personnes.}$$

$$Cs = Q_{nj} \text{ en } \frac{\text{litres}}{s}, Q_{nj} = \frac{268,065m^3}{j}, \text{ soit } 3,103\text{ litres/s}$$

$$Q_{BF} = \frac{3.103 \times 383}{24 \times 3600} = 0,013756\text{ litre/s}$$

Le débit des bornes fontaines est **0.000013756 m³/s**.

3.6.3 Calcul du débit dans la conduite principale

Nous allons considérer un coefficient de pertes d'eau entre réservoir et les robinets de 20%.

$$Q_{10j} = 268.065 \text{ m}^3/\text{jr}$$

Le débit à distribuer est donc :

$$Q_{10j} = 268,065 \times (1 + 0,2) = 321,679\text{m}^3/\text{jr}$$

Nous avons proposé un mode de distribution de 24 heures par jour.

Le débit à distribuer sera donc de :

$$\frac{321,679}{24} = \frac{13,40325m^3}{h}, \text{ soit } Q_{10d} = 0,003724m^3/s$$

Après 15 ans, le débit à distribuer est de **0.003724m³/s**.

Le tableau 3.3 illustre les calculs du réseau de distribution.

Tableau 3.9 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

Tronçon	Altitude (m)		Distance (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tuyauterie				JL (m)	JS (m)	Jc (m)	Hpiézo (m)	
	Amont	Aval				type	DE (mm)	DI (m)	PN (bar)				Amont	Aval
1	1497	1496	38	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,017233	0,0172	1497	1496,
2	1496	1495	21	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,009523	0,0267	1496,98277	1496,
3	1495	1492	27	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,012244	0,0390	1496,97324	1496,
4 (BF)	1492	1492	38	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	7,46E-05	0,0390	1496,961	1496,
5	1492	1480	134	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,060770	0,0998	1496,961	1496,
6 (BF)	1480	1480	85	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000166	0,1000	1496,90023	1496,
7	1480	1473	56	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,025396	0,1254	1496,9002	1496,
8	1473	1473	28	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,012698	0,1381	1496,8748	1496,
9	1473	1472	27	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,012244	0,1503	1496,8748	1496,
10 (BF)	1472	1472	28	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	5,49E-05	0,1504	1496,8626	1496,
11 (BF)	1472	1467	145	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000284	0,1506	1496,8626	1496,
12	1473	1473	85	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,038548	0,1892	1496,8621	1496,
13 (BF)	1473	1473	42	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	8,24E-05	0,1893	1496,8236	1496,

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL : Application

NZULO

14	1473	1472	86	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,039001	0,2283	1496,8236	1496,
15 (BF)	1472	1472	71	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000139	0,2284	1496,7846	1496,
16	1472	1472	41	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,018593	0,2470	1496,7846	1496,
17 (BF)	1472	1472	47	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	9,23E-05	0,2471	1496,766	1496,
18	1472	1472	56	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,025396	0,2725	1496,766	1496,
19	1472	1472	64	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,029024	0,3015	1496,7406	1496,
20 (BF)	1472	1471	93	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000182	0,3017	1496,7116	1496,
21	1472	1472	44	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,019954	0,3217	1496,766	1496,
22 (BF)	1472	1472	113	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000221	0,3219	1496,746	1496,
23	1472	1472	67	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,030385	0,3523	1496,746	1496,
24	1472	1472	38	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,017233	0,3695	1496,7156	1496,
25 (BF)	1472	1472	45	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	8,83E-05	0,3696	1496,7156	1496,
26	1472	1472	78	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,035373	0,4050	1496,6984	1496,
27 (BF)	1472	1472	81	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000159	0,4051	1496,663	1496,
28 (BF)	1472	1471	94	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000184	0,4053	1496,663	1496,
30 (BF)	1472	1471	95	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000186	0,4055	1496,663	1496,

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL : Application

NZULO

31	1497	1496,5	113	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,051246	0,0512	1497	1496,
32 (BF)	1496,5	1496,5	19	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	3,73E-05	0,0512	1496,9488	1496,
33	1496,5	1496	83	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,037641	0,0889	1496,9488	1496,
34	1496	1490	99	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,044897	0,1338	1496,9112	1496,
35 (BF)	1496	1494	103	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000202	0,1340	1496,9112	1496,
36	1490	1486	44	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,019954	0,1539	1496,8663	1496,
37	1486	1480	64	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,029024	0,1830	1496,8463	1496,
38 (BF)	1480	1480	108	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000212	0,1832	1496,8173	1496,
39	1486	1486	101	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,045804	0,2290	1496,8463	1496,
40 (BF)	1486	1483	42	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	8,24E-05	0,2291	1496,8005	1496,
41	1486	1484	58	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,026303	0,2554	1496,8005	1496,
42 (BF)	1484	1484	27	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	5,30E-05	0,2554	1496,7742	1496,
43	1484	1480	115	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,052153	0,3076	1496,7742	1496,
44 (BF)	1480	1480	53	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000104	0,3077	1496,722	1496,
45	1480	1480	162	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,073468	0,3811	1496,722	1496,
46	1480	1480	50	0,003724	0,213	PVC	160	0,1492	6	0,00045351	0,022675	0,4038	1496,6485	1496,
47 (BF)	1480	1480	166	0,000013756	0,005	PVC	40	0,0582	6	1,964E-06	0,000326	0,4041	1496,6258	1496,

3.7 Evaluation de l'impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique

Les formes de pollution de l'eau sont multiples, qu'elles proviennent des sources d'approvisionnement d'eau brute ou des réseaux de distribution; elles peuvent être causées par des microorganismes, des substances toxiques, des contaminants biogéniques tel que les engrais, de la matière organique ou des éléments radioactifs, sans compter la pollution visuelle ou esthétique et la pollution thermique; ces éléments sont soit naturellement présents dans l'environnement, soit le résultat des activités humaines; d'une façon ou d'une autre, la qualité de l'eau potable est alors dégradée [17]. À ces sources de pollution il faut ajouter les apports de contaminants qui proviennent de l'atmosphère et qui ont parfois été transportés sur de très grandes distances avant de retomber dans l'eau [34]. La détérioration de la qualité des eaux souterraines en milieu rural, causée par la pollution diffuse d'origine agricole, contribue aussi à limiter l'approvisionnement en eau potable à partir de puits individuels dans certaines régions [35].

Les défauts d'étanchéité du réseau provoquent des pertes d'eau, sources de gaspillage, qui affectent la bonne gestion des ressources en eau, de plus, ces faiblesses du réseau peuvent, en cas de baisse de pression (rupture de canalisation), permettre une entrée d'eau sale par siphonage [26]. La recherche et la réparation des fuites permettront non seulement d'améliorer les performances du réseau en matière de rendement mais aussi de diminuer les risques de contamination de l'eau qui est à l'origine des maladies tels que la diarrhée, le choléra, la fièvre typhoïde [5]. Des compteurs seront installés au niveau de chaque nœud ainsi qu'au niveau de la conduite de refoulement pour suivre les fuites sur les différents tronçons.

3.8 Conclusion partielle

A l'issus de cette étude, la population du village Nzulo a été estimée à environ **7 659 habitants** le long d'un horizon de 15 ans. Le débit d'eau à capter sera donc de **268,065 m³ par jour soit 0,0094 m³/ s**. Le réseau d'adduction est constitué d'une conduite **PN6 de 160 mm** de diamètre. Il a été montré qu'il est préférable de grouper deux pompes en série pour faciliter l'arrivée de l'eau au réservoir.

Nous avons aussi montré qu'avec deux pompes en série, le refoulement de la pompe 1 qui est de **2,2 kw** débouche dans l'aspiration de la pompe 2 de **1,5 kw**, celui de la pompe 2 débouche dans le réservoir. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque pompe s'ajoutent.

En ce qui concerne le réservoir, la conception a conduit à la proposition d'un réservoir de forme parallélépipédique rectangulaire avec un volume de **460 m³**. Ce volume est fait de **4 m** de hauteur, **13 m** de longueur et **10 m** de largeur. Le réservoir est constitué d'un radier général de **30 cm** d'épaisseur, des poteaux de section **30 cm x 30 cm**, des voiles de section **20 cm x 400cm**, des poutres de section **30 cm x 50 cm** et une dalle de **15 cm** d'épaisseur.

Pour le réseau de distribution, nous avons montré qu'il doit être constitué d'une conduite principale **PN6 de 160 mm** de diamètre et des conduites secondaires **PN6 de 40 mm** de diamètre ; nous avons montré que les nombres de bornes fontaines à y installer est évalué à **20** en raison de **6 robinets** par borne fontaine.

Les vulnérabilités du réseau peuvent favoriser l'entrée d'eau contaminée par siphonnage. Par conséquent, la recherche et la réparation des fuites ne contribueront pas seulement à améliorer l'efficacité globale du réseau, mais elles réduiront également significativement les risques de contamination de l'eau, qui sont responsables de maladies telles que la diarrhée, le choléra et la fièvre typhoïde.

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

Conclusion générale

Le village de NZULO, à l'instar de nombreux autres villages en République Démocratique du Congo, fait face à une pénurie d'eau potable en quantité adéquate. Cette recherche s'efforce de trouver une solution à cette problématique. L'objectif principal de cette recherche est d'étudier l'approvisionnement en eau potable dans le village de Nzulo. Les objectifs spécifiques comprennent la détermination des besoins réels de la population en matière de consommation quotidienne d'eau potable, la conception optimale d'un réseau hydraulique et des installations nécessaires, ainsi que l'évaluation comparative de différentes technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique.

Des questions clés ont été posées, notamment celles concernant les besoins réels de la population en eau potable pour la conception d'un réseau hydraulique efficace et économique. De plus, afin de permettre une comparaison, nous avons examiné l'incidence des diverses technologies d'approvisionnement en eau potable en milieu rural sur la santé publique.

Les hypothèses formulées sont basées sur les données démographiques, permettant d'évaluer les besoins de la population en eau potable à long terme. De plus, l'impact des différentes technologies d'approvisionnement en eau potable sur la santé publique a été évalué pour permettre une comparaison efficace.

Les résultats de cette étude révèlent que la population du village de Nzulo est estimée à environ **7 659 habitants** sur une période de **15 ans**. Le débit d'eau nécessaire est de **268,065 m³** par jour, soit 0,0094 m³/s. Le réseau d'adduction comprend une conduite **PN6 de 160 mm** de diamètre, deux pompes en série (2,2 kW et 1,5 kW) et un réservoir de **460 m³** de volume.

Le réseau de distribution comprend une conduite principale **PN6 de 160 mm de diamètre**, des conduites secondaires **PN6 de 40 mm de diamètre** et **20 bornes-fontaines**, chacune équipée de **6 robinets**. Cependant, des faiblesses dans le réseau peuvent entraîner une entrée d'eau sale par siphonage, augmentant ainsi les risques de contamination de l'eau et de maladies telles que la diarrhée, le choléra et la fièvre typhoïde.

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

En conclusion, cette étude invite les futurs chercheurs à explorer davantage les aspects tels que la station de pompage, le traitement de l'eau et d'autres solutions pour améliorer l'approvisionnement en eau potable du village de Nzulo.

Bibliographie

- [1] D. Benzannache, *Polycopie cours d'Alimentation en Eau Potable*, Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2021.
- [2] M. Elezarus, *Les stratégies d'Approvisionnement en Eau dans les opérations de construction en périphérie urbaine de Daloa*, Daloa: Université Jean Lorougnon Gued-Daloa, 2023.
- [3] UNICEF, *Statistiques annuelles et études menées*, Goma, 2020.
- [4] Unesco, «la valeur de l'eau (Rapport mondial des nations unies sur la mise en valeur des ressources en eau),» wwap, 2021.
- [5] D. Professeur PierreAubry, *Maladies liées à l'eau*, Bordeaux: Centre René Labusquière, 2023.
- [6] Unicef, «étude de la capacitation des communautés rurales et pre-urbaines à adhérer au paiement des services d'eau potable pour les usagers pour assurer le maintien du bon fonctionnement des points d'eau réalisés dans le cadre du programme national école et village,» Cerade, Mai 2019.
- [7] cnure, *L'eau source de vie*, dpi/2378, 2005.
- [8] Lencastre, *Hydraulique générale*, Paris: édition Eyrolles, 1999.
- [9] I. calvo, *Analyse territoriale du régime institutionnel des ressources eu eau: le cas du bassin versant de l'Audomarois*, Mendieta, 2006.
- [10] Y. Coffi, *L'amélioration des conditions d'accès à une eau potable pour l'eau de boisson dans les milieux ruraux du Bénin, mémoire inedit, université du Québec*, Montréal: Université du Québec, 2007.
- [11] J. Benjamin, *Structure et propriétés de l'eau*, santé vivante, 2010.

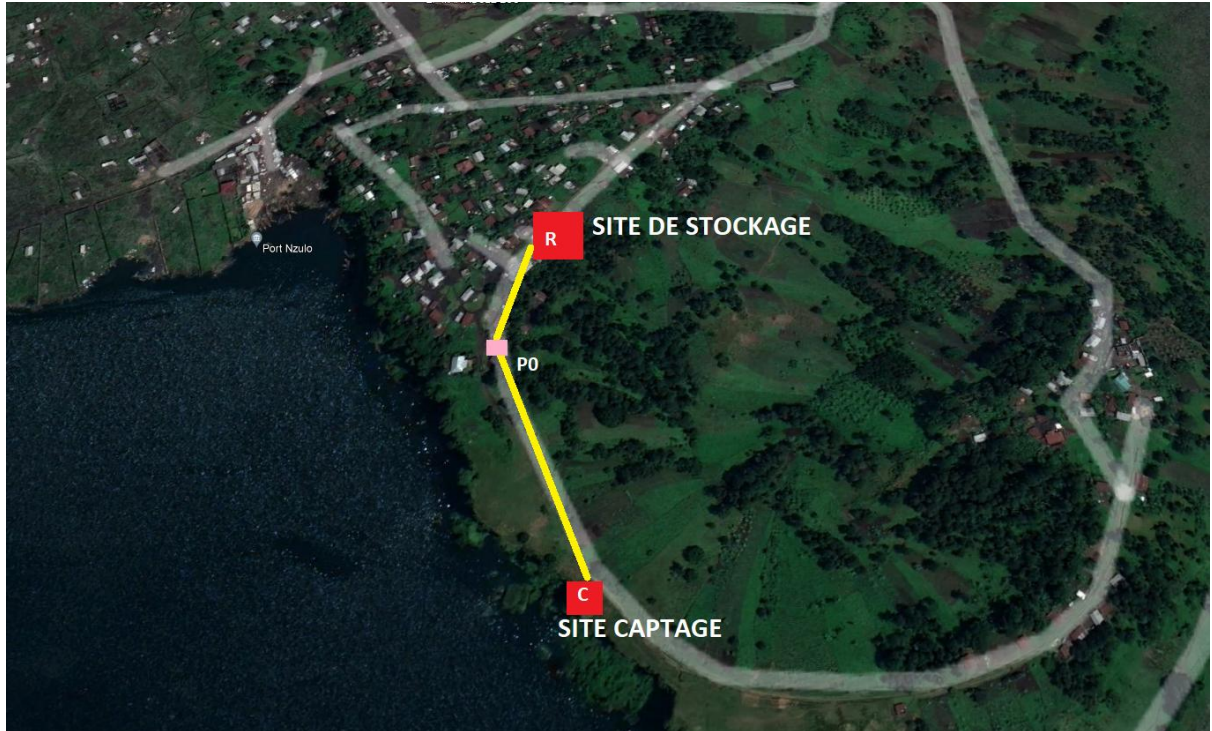
- [12] T. Kayobola, *Approvisionnement en eau potable en milieu rural en rdc face à l'objectif 6 de développement durable, exemple de la province de Maniema*, Thèse Doctorale, Université Selinus, 2020.
- [13] G. d. Marsily, *Le cycle de l'eau*, Paris: Fondation la main à la pate, pour l'éducation à la science.
- [14] M. Kaniki, *Avant-projet d'adduction en eau potable dans le village turunga, travail de fin de cycle*, Goma: ulpgl/fsta, 2022.
- [15] N. Kayihembako, *Avant-projet d'adduction d'eau potable du groupement de kibati dans le territoire de nyiragongo, travail de fin de cycle, ulpgl Goma/fsta*, Goma: ulpgl/fsta, 2019.
- [16] D. Zoungrana, *Cours d'approvisionnement en eau potable*, Ouagadougou: Ecole inter-etats d'ingénieurs de l'équipement rural, 2003.
- [17] H. Ross, *L'eau et la santé publique*, Montréal: Bureau d'audiences publiques sur l'environnement, 1999.
- [18] F. A. Sagesse, *STRATÉGIES DE LUTTE CONTRE LE CONFLIT PARC-COMMUNAUTE LOCALE DANS LE VILLAGE DE NZULO*, memoire ULPGL/FSDC, Goma, Janvier 2023.
- [19] M. I. G. B. e. D. B. AMBOKO, *Cours d'Hydraulique Urbaine*, ULPGL/FSTA, Goma, 2022.
- [20] D. Benzannache, *Polycopie cours d'ALIMENTATION EN EAU POTABLE*, Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2021.
- [21] P. MAKENGO, *Cours d'hydrologie et notions d'hydraulique*, Goma: ULPGL, 2021.
- [22] P. M. K. Haddy, *Cours des Machines Transformatrices de l'Energie*, G3 FSTA, Goma: ULPGL, 2021.
- [23] I. D. MUGANZA, *Cours de Mécanique des Fluides*, G2 FSTA, Goma: ULPGL, 2020.

- [24] A. BENAMAR, *Etude de dimensionnement du reseau d'alimentation en eau potable de la vile d'Ain El Hadjar*, 2020.
- [25] M. Goni, *Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville de ATI au TCHAD*, *memoire 2iE*, 2015.
- [26] A. BOUAZIZ, *Sécurité des réseaux d'adduction d'eau potable en présence de défaut superficiel sous l'effet du phénomène de coup de bélier*, *Thèse de Doctorale*, Université de Lorraine, 2016.
- [27] R. YUCEF, *Alimentation en eau potable du secteur OUSSAMA (Wilaya de Bejaia)*, *Université Abderrahmane MIRA de Bejaia*, 2019.
- [28] M. S. Flory, *ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE GOMA-OUEST : Quartier Lac Vert*, *memoire inedit ULPGL/FSTA*, Goma, 2015.
- [29] R. Smail, *Etude d'adduction gravitaire et par refoulement des localités Talahlou et Houadchia, Commune El Mokrani, w. Bouira, Rapport de soutenance en licence professionnel en Hydraulique*, Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira, 2020.
- [30] M. K. Syntyche, *Avant-projet d'adduction en eau potable dans le village de Turunga*, *TFC inedit ULPGL/FSTA*, Goma, 2022.
- [31] B. Amine, *Dimensionnement du reseau d'AEP de la commune de M'chedallah*, *Memoire de master en Hydraulique*, Université AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA, 2022.
- [32] N. M. Baraka, *AVANT-PROJET DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UN SYSTEME D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LE QUARTIER NDOSHO : Ville de Goma*, *memoire inedit ULPGL/FSTA*, Goma: ULPGL, 2013.
- [33] B. Naziha, *Polycopie du Cours d'ALIMENTATION EN EAU POTABLE*, Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2021.
- [34] W. Joshua, *Etude en vue du dimensionnement d'un tunnel immergé reliant la province du nord-kivu à celle du sud-kivu via la localite de Nzulo*, Goma: Ulppl/fsta, 2021.

- [35] Normand, *Outils d'évaluation du risque ecotoxicologique des contaminants atmosphériques*, Université de Sherbrooke, 2012.
- [36] Moumtaz, *Contamination nitrée des eaux souterraines d'un bassin versant agricole hétérogène*, 2023.
- [37] JUnit.org. [En ligne]. Available: <http://www.junit.org>. [Accès le 2 Janvier 2019].
- [38] N. K. MALIRO, *Avant-projet d'adduction d'eau potable dans le groupement de KIBATI TERRITOIRE DE NYIRAGONGO, TFC Inedit*, Goma: ULPGL, Octobre 2019.

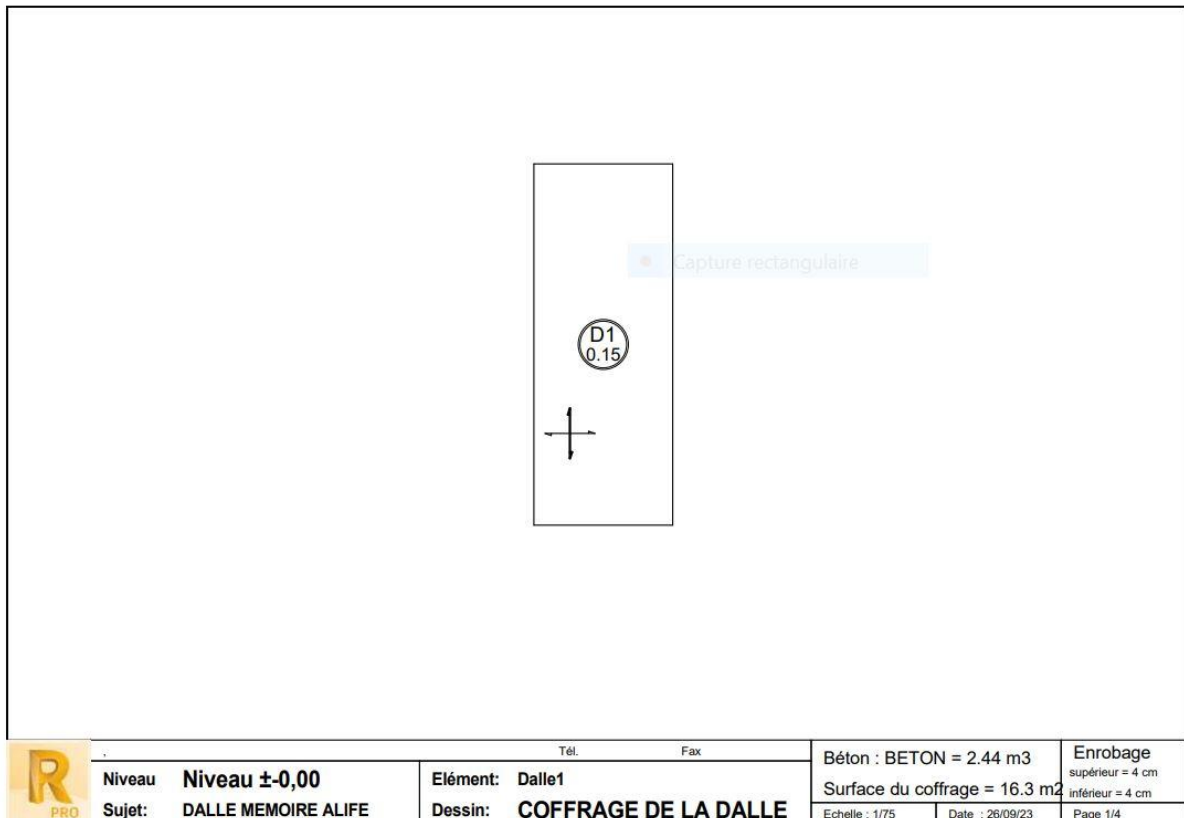
Annexes

Annexe A Réseau d'adduction

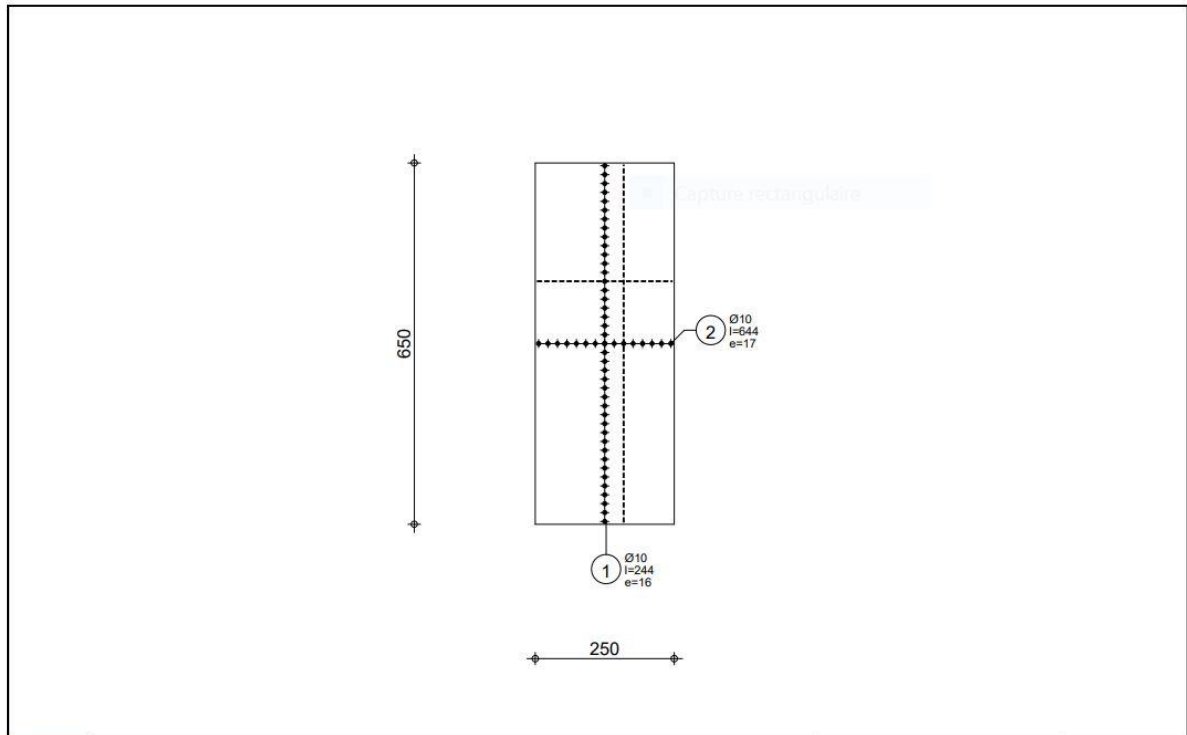


Annexe B Le réservoir

B.1 Dalle



ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO



R PRO	Niveau	Niveau ±-0,00	Élément:	Dalle1	Béton : BETON = 2.44 m3	Enrobage supérieur = 4 cm inférieur = 4 cm
	Sujet:	DALLE MEMOIRE ALIFE	Dessin:	FERRAILLAGE SUPERIEUR	Acier HA 500 = 235 kg	
				Tél.	Fax	
				Echelle : 1/75	Date : 26/09/23	Page 3/4

Application au village de NZULO

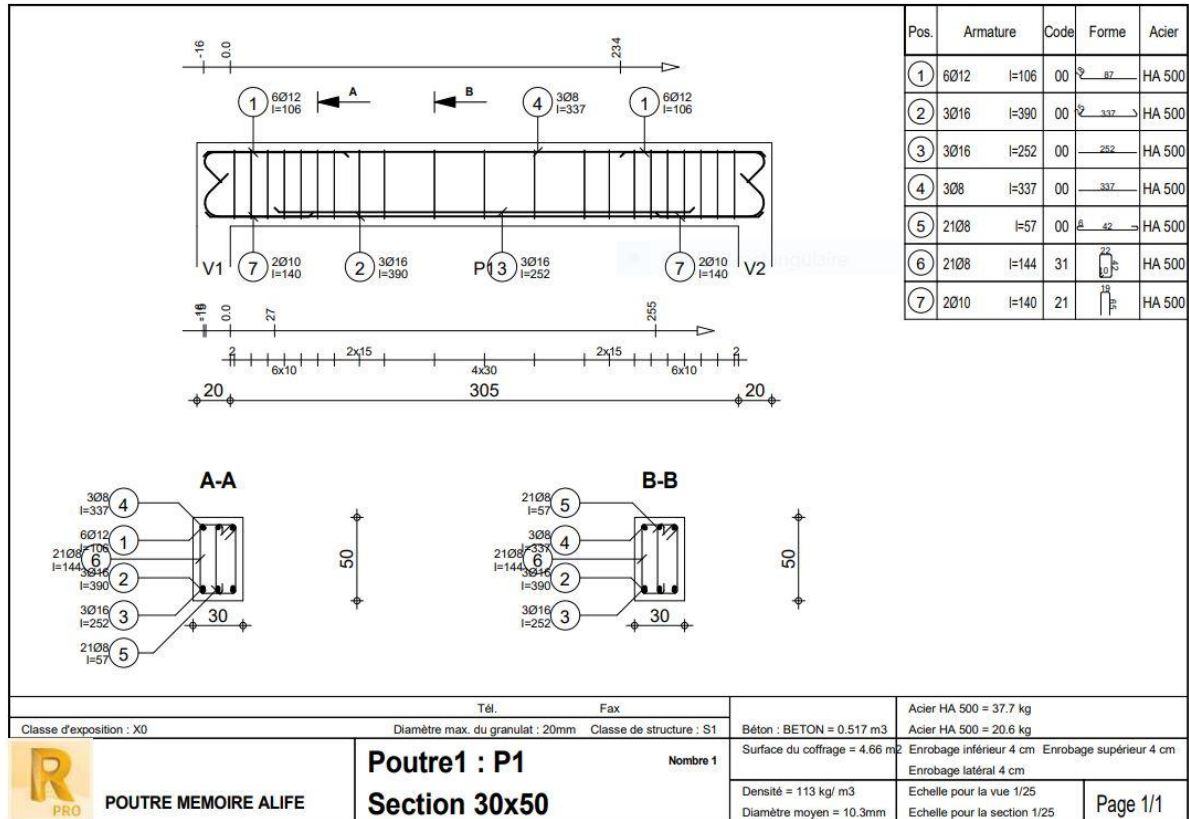
Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
①	Ø10	l=244	00	HA 500	41
②	Ø10	l=644	00	HA 500	15
③	Ø12	l=244	00	HA 500	26
④	Ø12	l=644	00	HA 500	10

● Capture rectangulaire

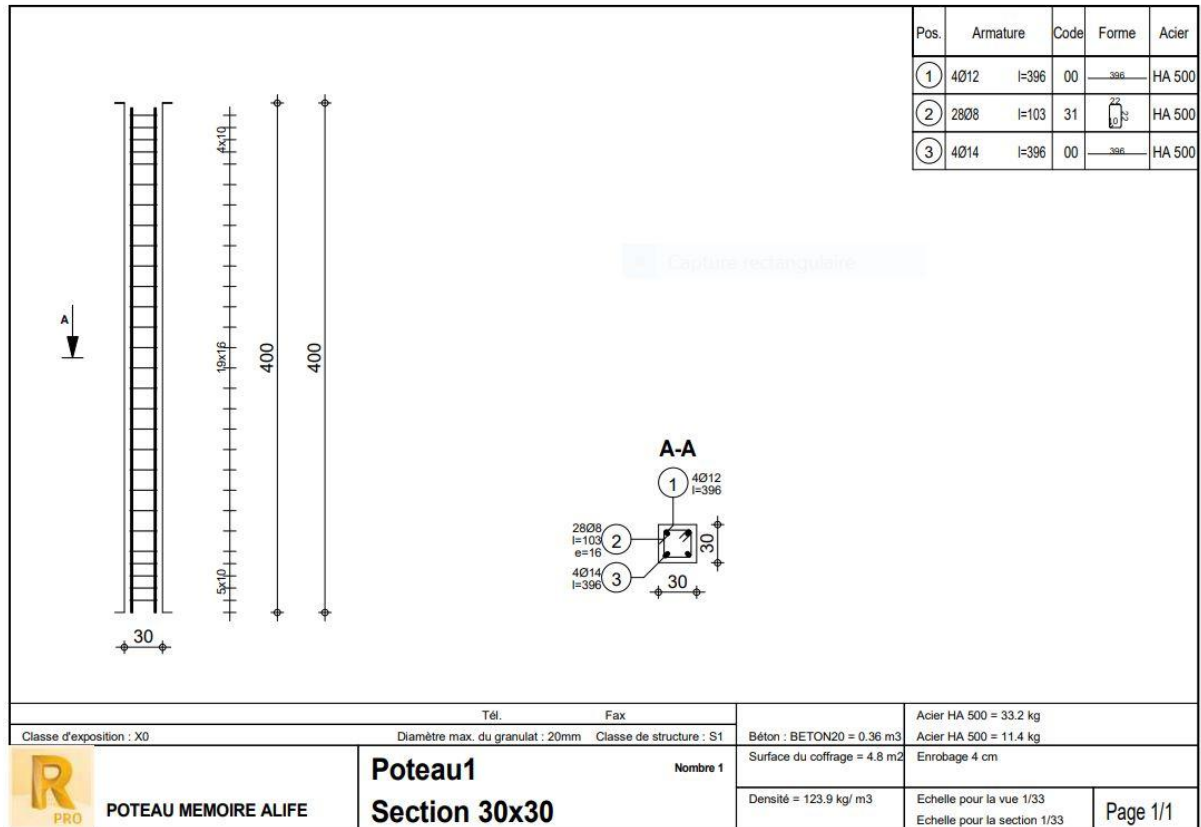
R PRO	Tél.	Fax	Béton : BETON = 2.44 m3	Enrobage supérieur = 4 cm inférieur = 4 cm
	Niveau : Niveau ±-0,00	Elément: Dalle1	Acier HA 500 = 235 kg	Date : 26/09/23
Sujet: DALLE MEMOIRE ALIFE		Dessin: NOMENCLATURE	Page 4/4	

ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

B.2 Poutre



B.3 Poteau



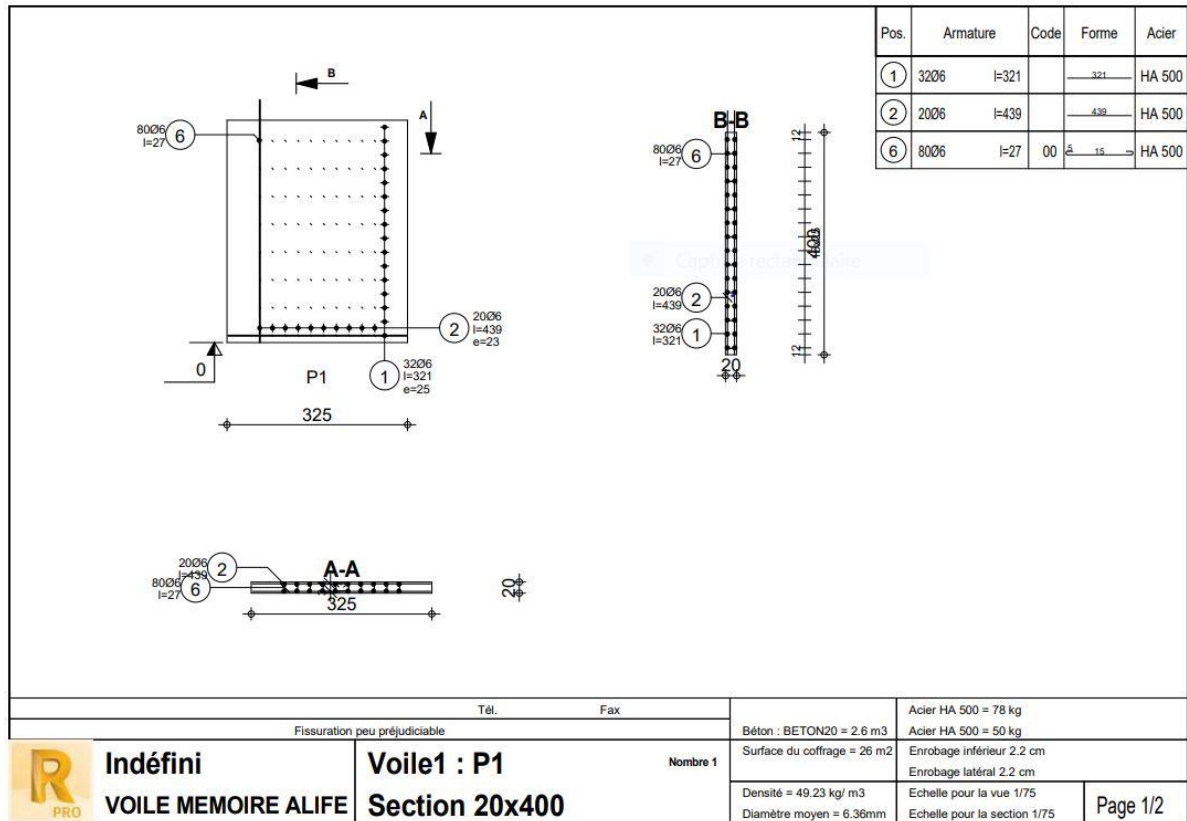
Poteau1
Section 30x30

Nombre 1

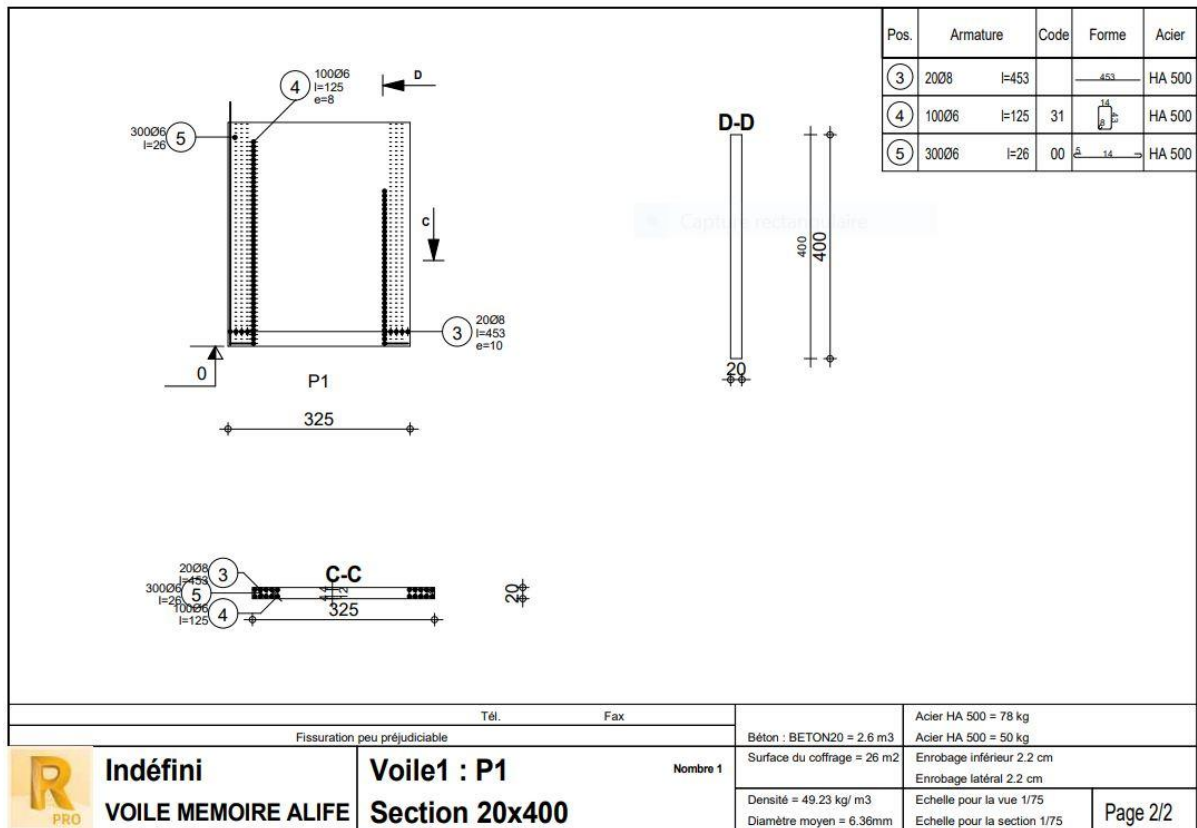
Béton : BETON20 = 0.36 m3
Surface du coffrage = 4.8 m2
Densité = 123.9 kg/ m3


Acier HA 500 = 33.2 kg
Acier HA 500 = 11.4 kg
Enrobage 4 cm
Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/33

B.4 Voile

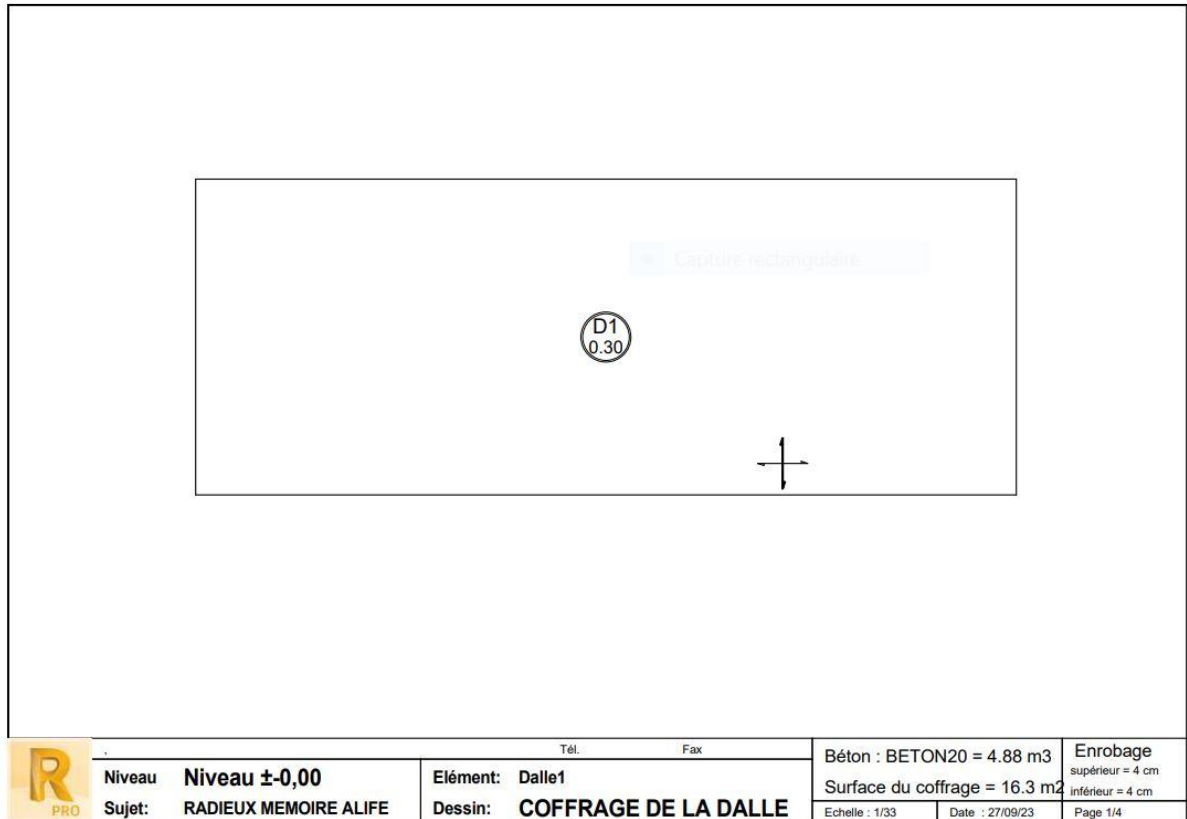


ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

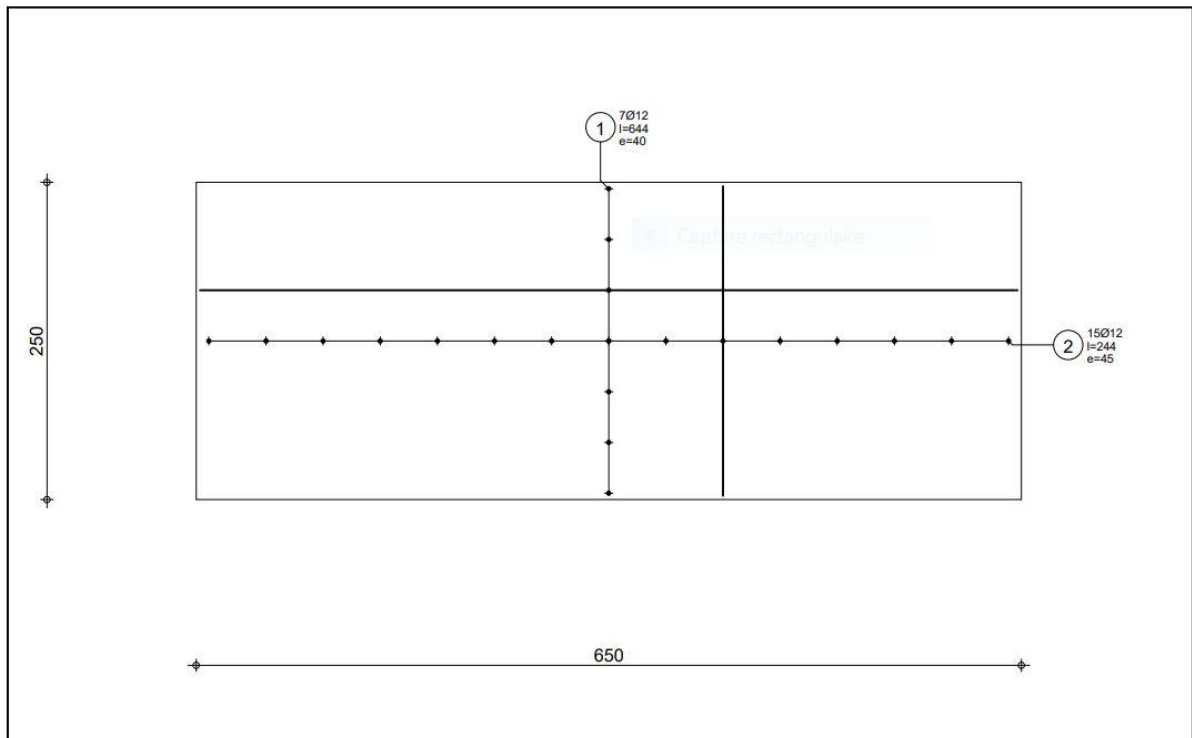


Tél.		Fax		Acier HA 500 = 78 kg	
Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON20 = 2,6 m3		Acier HA 500 = 50 kg	
 Indéfini VOILE MEMOIRE ALIFE	Voile1 : P1 Section 20x400	Nombre 1	Surface du coffrage = 26 m2		Enrobage inférieur 2.2 cm
			Densité = 49.23 kg/ m3		Echelle pour la vue 1/75
			Diamètre moyen = 6.36mm		Echelle pour la section 1/75
					Page 2/2

B.5 Radieux général

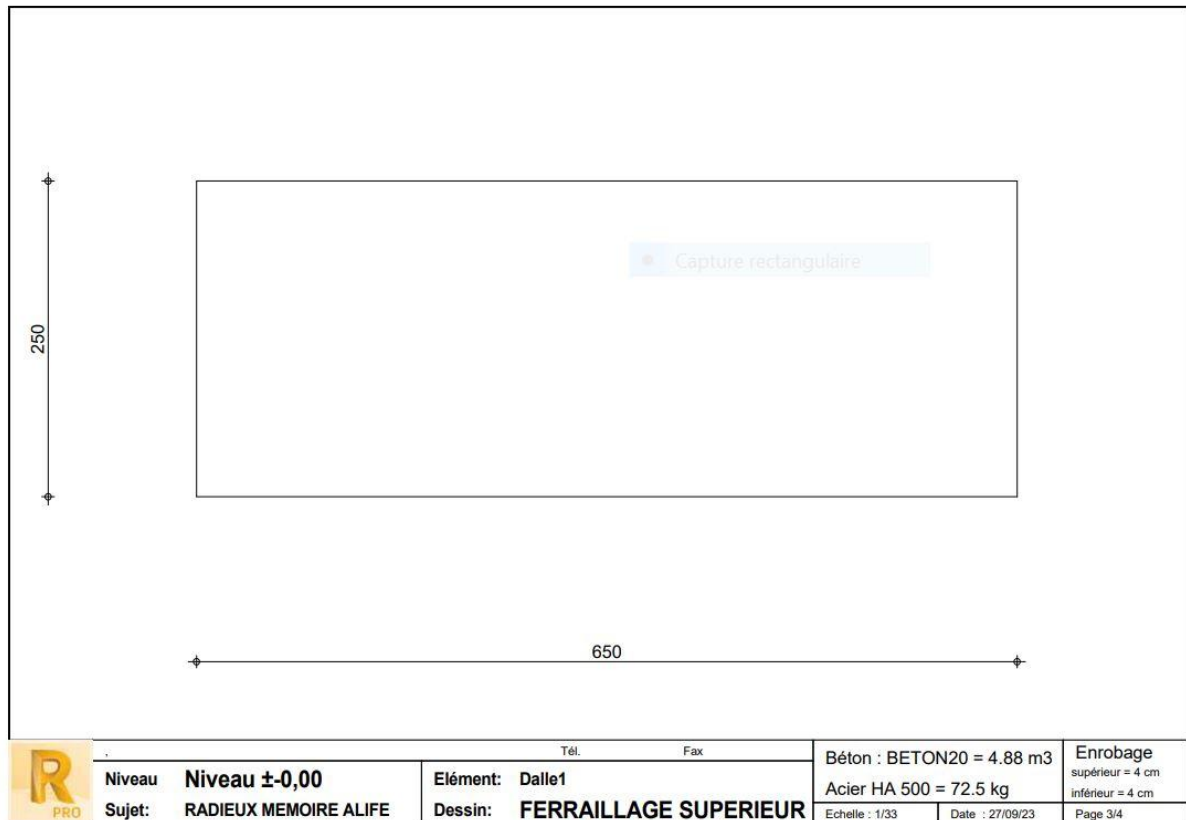


ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO




R PRO	Niveau	Niveau ±-0,00	Élément:	Dalle1	Béton : BETON20 = 4.88 m3	Enrobage
	Sujet:	RADIEUX MEMOIRE ALIFE	Dessin:	FERRAILLAGE INFERIEUR	Acier HA 500 = 72.5 kg	supérieur = 4 cm inférieur = 4 cm
				Tél.	Fax	
				Echelle : 1/33	Date : 27/09/23	Page 2/4


ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO



ETUDE EN VUE D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL :
Application au village de NZULO

Pos.	Armature	Code	Forme	Acier
①	7Ø12	I=644	00	HA 500
②	15Ø12	I=244	00	HA 500



	Tél. _____ Fax _____		Béton : BETON20 = 4.88 m3	Enrobage supérieur = 4 cm inférieur = 4 cm
	Niveau : Niveau ±-0,00	Elément: Dalle1	Acier HA 500 = 72.5 kg	
Sujet: RADIEUX MEMOIRE ALIFE	Dessin: NOMENCLATURE	Date : 27/09/23	Page 4/4	

Annexe C Réseau de distribution

