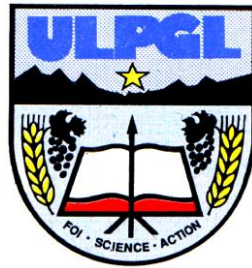


**UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS**

**FACULTE DE SCIENCES DE L'INGÉNIEUR**

**MENTION DE GENIE CIVIL**



BP. 368 GOMA

[www.ulpgl.net](http://www.ulpgl.net)

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT  
D'UN RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DANS UN MILIEU RURAL : CAS  
DE NGANGI III**

Travail présenté et défendu en vue de l'obtention  
du Diplôme de bachelor en sciences de  
l'ingénieur

Par : **KIZITO NEZA Esther**

Directeur : **Prof. Ir. BISHWEKA Chérif**

Encadreur : **Msc. Ir. David MUGANZA**

**ANNÉE ACADÉMIQUE 2022- 2023**

## **Epigraphe**

« L'eau est un droit humain. Personne ne devrait être privé d'accès à l'eau potable. »

**Ban Ki-moon**

## **Dédicace**

Je dédie ce travail à tous ceux qui ont rendu cette expérience possible.

**KIZITO NEZA Esther**

## **Remerciements**

Nous tenons d'abord à remercier notre Dieu Tout-Puissant, qui nous a donné la force, la sagesse et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce mémoire. Sans sa bénédiction, ce travail n'aurait pas pu voir le jour.

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance à l'ULPGL pour nous avoir fourni les ressources et l'environnement propices à la réalisation de ce mémoire.

A notre directeur Prof. Ir BISHWEKA Chérif et à notre encadreur Msc. Ir David MUGANZA nous sommes éternellement reconnaissant pour votre précieux temps, vos conseils avisés et votre soutien constant. Vos connaissances et votre expertise ont été indispensables à la réussite de ce travail.

Nous adressons nos remerciements à nos parents KIZITO Augustin et UWIMANA Judith pour votre amour, votre soutien indéfectible et vos sacrifices tout au long de mon parcours. Vos encouragements et vos prières m'ont porté tout au long de cette aventure.

A tous nos amis, nos camarades et tous ceux qui nous ont soutenu et encouragé tout au long de ce parcours. Vos paroles aimables, vos rires et votre camaraderie ont rendu ce voyage plus agréable.

**KIZITO NEZA Esther**

## Liste de symboles

- a : célérité de l'onde (m/s) ;
- AEP : Approvisionnement en Eau potable ;
- B : valeur du coup de bélier (m) ;
- C : coefficient de rugosité de Hazen-Williams ;
- D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- $D_{int}$  : Le diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm) ;
- g : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ) ;
- H : hauteur géométrique (m) ;
- $H_L$  : perte de charge linéaire (m) ;
- HMT : hauteur manométrique total (m) ;
- $H_s$  : perte de charge singulière (m) ;
- $K_{max h}$  : coefficient d'irrégularité horaire ;
- $K_{max j}$  : coefficient qui tient compte du gaspillage de l'eau ;
- $K_W$  : kilowatt ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- m.c.e : mètre de colonne d'eau ;
- n : nombre d'année entre l'horizon et l'année d'étude ;
- $NPSH_d$  : charge minimale disponible à l'aspiration ;
- $NPSH_r$  : charge minimale requise à l'aspiration ;
- $P_0$  : nombre d'habitants à l'année d'étude ;
- $P_a$  : puissance absorbée ;
- $P_n$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude ;
- $P_u$  : puissance utile ;
- $Q_0$  : consommation non domestique à l'année d'étude ;
- $Q_{d moy}$  : consommation domestique moyenne ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_h$  : Le débit horaire ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{max j}$  : consommation maximale du jour le plus chargé ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_{min j}$  : consommation minimale du jour le moins chargé ( $m^3/j$ ) ;

- $Q_{\text{moy j}}$  : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ );  
 $Q_{\text{moy h}}$  : consommation moyenne horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;  
 $Q_n$  : consommation non domestique à l'horizon d'étude ;  
 $Q_p$  : débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;  
 $Q_{\text{pompage}}$  : débit de pompage ;  
 $Q_r$  : débit de route ( $\text{l/s}$ ) ;  
 $Q_{\text{ref}}$  : débit de refoulement ;  
 $Q_s$  : débit spécifique ( $\text{l/s}$ ) ;  
 $t$  : taux de croissance annuel ;  
 $T_p$  : temps de pompage ;  
 $V$  : vitesse d'écoulement ( $\text{m/s}$ ) ;  
 $V_{\text{inc}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $\text{m}^3$ ) ;  
 $V_r$  : volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;  
 $\alpha_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend du niveau de standard de vie et du confort ;  
 $\beta_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend de nombre d'habitants ;  
 $\Delta H_T$  : les pertes de charge totale (m) ;  
 $\Delta V^-$  : plus petite valeur négative ( $\text{m}^3$ ) ;  
 $\Delta V^+$  : plus grande valeur positive ( $\text{m}^3$ ) ;  
 $\eta$  : rendement de la pompe (%) ;  
 $\rho$  : masse volumique de l'eau.

## Résumé

L'eau, l'élément le plus important dans notre vie et le plus abondant sur notre planète, demeure méconnue dans notre environnement. L'eau potable est une ressource essentielle pour la santé, le développement et la sécurité de populations. Son accessibilité en quantité suffisante et de qualité est cruciale pour toutes les activités économiques, ainsi que pour la survie de l'espèce humaine. Malheureusement de nombreuses communautés en République Démocratique du Congo, notamment dans les zones rurales, sont privées d'un accès à une source d'eau potable améliorée. Et les habitants sont contraints de se tourner vers de sources d'eau non sécurisées comme les tanks, ce qui engendre de nombreux problèmes de santé.

Pour remédier à cette problématique récurrente de manque d'eau potable dans le village Ngangi 3, cette étude s'est donc proposée de concevoir et de dimensionner un réseau de distribution d'eau potable, avec le captage effectué dans le lac Kivu.

La réalisation de cette étude a suivi plusieurs étapes, dont l'estimation des besoins en eau potable pour l'année d'étude avec une population de 53210 habitants et sur une période de 20 ans avec une population de 101860 habitants, le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement sur une distance de 7888 mètres, utilisant une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM125/2D avec un réservoir ayant une capacité de 1662 m<sup>3</sup>.

Le pré dimensionnement de la conduite de distribution a été fait, ainsi qu'une simulation sur le logiciel Epanet dans le but de garantir un bon fonctionnement de l'ensemble du réseau, même aux heures de pointe.

Les résultats de l'étude démontrent, lors d'une simulation sur une durée de 24 heures, la présence de pressions et de vitesses adéquats pour un système d'alimentation en eau potable, notamment aux heures de pointe, à savoir de 7h00 à 8h00, de 8h00 à 9h00, de 9h00 à 10h00, de 15h00 à 16h00, de 16h00 à 17h00, de 17h00 à 18h00 et de 18h00 à 19h00.

**Mots clés : réseau, alimentation, zone rurale, Ngangi 3, Epanet, distribution, réservoir.**

## Abstract

Water, the most important element in our lives and the most abundant on our planet, remains little known in our environment. Drinking water is an essential resource for the health, development and safety of populations. Its accessibility in sufficient quantity and quality is crucial for all economic activities, as well as for the survival of the human species. Unfortunately, many communities in the Democratic Republic of Congo, particularly in rural areas, are deprived of access to an improved source of drinking water. Inhabitants are forced to turn to unsafe water sources such as tanks, leading to numerous health problems. To remedy this recurring problem of a lack of drinking water in the Ngangi III village, this study set out to design and size a drinking water distribution network, using Lake Kivu as a catchment.

The study was carried out in a number of stages, including estimating drinking water requirements for the study year and over a 20-year period, and sizing the 7888-metre delivery pipe using a PM125/2D horizontal-axis multistage centrifugal pump.

Pre-sizing of the distribution pipe was carried out, as well as a simulation using Epanet software, with the aim of guaranteeing smooth operation of the entire network, even at peak times.

The results of the study demonstrate, during a 24-hour simulation, the presence of adequate pressures and velocities for a drinking water supply system, particularly during peak hours, i.e. from 7:00 to 8:00 am, from 8:00 to 9:00 am, from 9:00 to 10:00 am, from 3:00 to 4:00 pm, from 4:00 to 5:00 pm, from 5:00 to 6:00 pm and from 6:00 to 7:00 pm.

**Key words:** network, distribution, rural environment, Ngangi 3, Epanet, supply, reservoir.



## Liste de tableaux

Tableau II-1 : besoin sanitaire [12].....	34
Tableau II-2 : besoin commercial et religieux [11] .....	34
Tableau II-3 : valeurs de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants [3] .....	36
Tableau II-4 : habitudes de consommation d'eau [8] .....	38
Tableau II-5 : valeurs de K [8].....	42
Tableau III-1 : évolution de la population dans le village NGANGI 3 .....	51
Tableau III-2 : résultats des besoins domestiques unitaires et projetés .....	51
Tableau III-3 : besoins scolaires du village NGANGI 3.....	52
Tableau III-4 : besoins sanitaires du village NGANGI 3 .....	52
Tableau III-5 : besoins commerciaux et religieux du village NGANGI 3.....	52
Tableau III-6 : besoins non domestiques à l'horizon d'étude du village NGANGI 3 .....	53
Tableau III-7 : besoins domestiques et non domestiques .....	53
Tableau III-8 : valeurs du diamètre de la conduite d'adduction trouvés .....	55
Tableau III-9 : résultats de différentes conduites calculées .....	55
Tableau III-10 : résultat de la vérification du coup de bélier.....	56
Tableau III-11 : valeurs caractéristiques de la pompe .....	57
Tableau III-12 : calculs de la capacité théorique du réservoir .....	58
Tableau III-13 : données d'entrée du réseau de distribution.....	60
Tableau III-14 : données d'entrée du réseau distribution après correction.....	64

## Liste de figures

Figure I-1 schéma général d'un système d'alimentation en eau potable [2] .....	6
Figure I-2 : cycle d'eau [3] .....	7
Figure I-3 Tuyaux en acier .....	13
Figure I-4 : tuyau en PVC [7] .....	15
Figure I-5 : tuyau en Polyéthylène [7] .....	16
Figure I-6 : couplage en série [8] .....	19
Figure I-7 : couplage en parallèle .....	19
Figure I-8 : schéma d'implosion d'une bulle de cavitation aux abords d'une paroi [8]....	20
Figure I-9 : cheminée d'équilibre [8] .....	22
Figure I-10 : réservoir d'air [8] .....	22
Figure I-11 : soupape de décharge [8] .....	23
Figure I-12 : réseau ramifié [8] .....	27
Figure I-13 : réseau maillé [8] .....	27
Figure I-14 : réseau étagé [8] .....	28
Figure III-1 : réseau établi pour le village NGANGI 3 .....	62
Figure III-2 : courbe de modulation utilisée dans la simulation longue durée .....	62
Figure III-3 : vitesses dans le réseau à 7h 00 .....	63
Figure III-4 : vitesses dans le réseau à 7h00 après correction .....	65
Figure III-5 : répartition de débits dans le réseau après correction.....	66
Figure III-6 : répartition de pressions dans le réseau après correction .....	67
Figure III-7 : répartition de demande dans le réseau après correction.....	68

## Sommaire

Epigraphe .....	i
Dédicace.....	ii
Remerciements.....	iii
Liste de symboles.....	iv
Résumé.....	vi
Abstract .....	vii
Liste de tableaux .....	viii
Liste de figures.....	ix
Sommaire .....	x
Introduction générale .....	1
Chapitre I. Généralités sur l'alimentation en eau potable .....	4
I.1 Introduction .....	4
I.2 L'alimentation en eau potable .....	4
I.2.1 Systèmes d'alimentation en eau potable [4] .....	6
I.3 Notions du cycle d'eau [2].....	6
I.4 Estimation de populations à desservir et du besoin en eau.....	7
I.4.1 Estimation de la population à desservir [4] .....	7
I.4.2 Evaluation de besoin en eau [2].....	8
I.4.3 Niveaux de besoins en eau.....	10
I.4.4 Prévision des besoins pour différents horizons .....	10
I.5 Canalisation ou conduite d'adduction .....	12
I.5.1 Les différents types de tuyaux .....	13
I.6 Système de stockage et de pompage.....	17
I.6.1. Les pompes [7] .....	17
I.6.2 Le réservoir.....	23

I.8 Conclusion partielle .....	29
<b>Chapitre II. Matériels et méthodes de calcul d'un réseau d'AEP .....</b>	<b>30</b>
II.1 Présentation du milieu d'étude.....	30
II.1.1 Situation géographique.....	30
II.2 Calcul des besoins futurs et caractéristiques de la consommation.....	30
II.2.1 Evaluation de la population.....	31
II. 2.2 Evaluation de besoin en eau .....	31
II.2.2 Calcul des besoins en eau .....	33
II.2.3 Étude des variations de la consommation .....	35
II.3 Calcul des éléments du Système d'AEP .....	39
II.3.1 Choix et calcul des conduites d'adduction.....	39
II.3.3 Pompes et Système de pompage .....	41
II.3.4 Calcul du réservoir .....	43
II.4 Eléments de dimensionnement du réseau de distribution .....	45
II.4.1 Le diamètre de conduites.....	46
II.4.2 Le débit spécifique .....	47
II.4.3 Le débit en route.....	47
II.4.4 Le débit au nœud.....	47
II.4.5 Choix et calcul du type de réseau.....	48
II.5 Conclusion partielle.....	50
<b>Chapitre III. Résultats de conception et dimensionnement du réseau d'AEP</b>	
<b>dans le village de NGANGI 3.....</b>	<b>51</b>
III.1 Evaluation de la population .....	51
III.2 Consommation moyenne totale de l'agglomération .....	51
III.2.1 Consommation domestique.....	51
III.2.2 Consommation non domestique.....	51
III.2.3 Consommation max journalier.....	54
III.2.4 Consommation de pointe .....	54
III.3 Données de conception .....	54
III.3.1 Conduite d'adduction.....	54

III.3.2 Pompe .....	56
III.3.3 Réservoir .....	57
III.3.4 Calcul des demandes aux nœuds et pré dimensionnement des conduites du réseau. ....	59
Tableau III-13 : données d'entrée du réseau de distribution.....	60
III.3.5 Ossature du réseau .....	60
III.3.6 Régime de Simulation du modèle .....	62
III.4 Résultats de dimensionnement du réseau AEP du village NGANGI 3 .....	63
III.4. 1 Analyse des vitesses aux heures de pointe.....	63
III.4.2 Evaluation du débit aux heures de pointes.....	66
III.4.3 Analyse des pressions aux heures de pointe .....	66
III.4.4 Evaluation de la demande heures de pointe .....	68
III.5 Conclusion partielle .....	68
Conclusion générale.....	69
Bibliographie.....	71
ANNEXES .....	73

## Introduction générale

De tout temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir de longues distances, a toujours été une priorité absolue pour l'homme, en raison de l'utilité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activités humaines. Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau à la population, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable. C'est alors que vient au niveau de ces deux aspects le véritable problème de l'hydraulique (qui en soit est une science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation naturelle à la surface de la terre). Ce problème se décline donc en termes de qualité de l'eau, mais aussi d'insuffisance de système d'alimentation en eau potable ou de stratégie visant à rendre cette eau potable accessible à la population [1].

Cependant, comme dans chaque point du globe terrestre, l'accès à l'eau potable est un besoin essentiel et important pour assurer la santé, le bien être mais aussi la survie de la population y existante, en particulier dans les zones rurales où les ressources en eau peuvent être limitées, ces zones sont confrontées malheureusement à des défis majeurs d'approvisionnement en eau potable [2]. C'est dans ce cadre que le présent travail se concentre sur le cas du village nommé Ngangi3, village situé dans le territoire de Nyiragongo qui est l'un des territoires de la province du Nord-Kivu, situé au nord du lac Kivu considéré comme principale source d'approvisionnement en eau de la ville de Goma et ses environs ; malgré la présence de quelques bornes fontaines et tanks dans le village, les habitants continuent de parcourir de longues distances pour obtenir de l'eau auprès de sources locales souvent insalubres, les exposant ainsi aux maladies liées à la consommation de l'eau sale.

Pour aborder de manière appropriée cette étude et espérer résoudre le problème d'accès à l'eau potable dans le village Ngangi3, les questions suivantes ont été posé :

- ❖ Quelle serait la meilleure solution à proposer pour une alimentation continue dans le village Ngangi 3 ?

- ❖ Quels sont les facteurs tant techniques qu'environnementaux à prendre en compte pour une bonne conception et un bon dimensionnement du système d'alimentation en eau potable pour ce village ?

Pour répondre à ces différentes questions, les réponses provisoires ont été formulé comme suit :

- ✓ La mise en place d'un système d'alimentation en eau potable qui fonctionne permettra de répondre aux attentes de la population en ce qui concerne la demande en eau de cette dernière.
- ✓ Les facteurs techniques à prendre en compte pour une bonne conception du système alimentation en eau potable dans ce village Ngangi 3 sont : le nombre de la population, la topographie du milieu, l'activité de la population...et les facteurs environnementaux à considérer sont : la qualité de l'eau et la disponibilité de la source de captage.

L'objectif principal de ce travail étant d'effectuer une étude dans le but de concevoir et de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable fonctionnel et fiable dans le village Ngangi 3, les objectifs spécifiques se présentent comme suit :

- 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.
- Réaliser un dimensionnement optimal du réseau hydraulique et des installations nécessaires. Ce deuxième objectif porte sur la conception et le dimensionnement du réseau d'alimentation et de distribution d'eau potable.

Pour bien atteindre les objectifs de ce travail, il est important d'user de certaines méthodes spéciales qui suivent :

- L'analyse minutieuse des documents portants sur l'approvisionnement en eau potable dont les livres, des thèses, des mémoires, des articles et normes publiés ;
- Une descente sur terrain dans le but de recueillir certaines données sur le site ;
- Une proposition d'un dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution à l'aide d'une simulation sur le logiciel Epanet.

Le domaine hydraulique étant très vaste, ce travail se limite à une étude d'un réseau d'AEP sans toutefois dimensionner certains ouvrages comme l'usine de potabilisation d'eau, l'analyse structurale du réservoir et les ouvrages de captage.

Hormis l'introduction et la conclusion, notre travail est subdivisé en 3 chapitres entre autres :

- ❖ Chap1 : Généralités sur l'alimentation en eau potable
- ❖ Chap2 : matériels et méthodes de calcul d'un réseau d'AEP
- ❖ Chap3 : Résultats de conception et dimensionnement du réseau d'AEP dans le village de NGANGI 3



# **Chapitre I. Généralités sur l'alimentation en eau potable**

## **I.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. 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 [2].

## **I.2 L'alimentation en eau potable**

L'eau est définie comme étant un corps liquide à température et à pression ordinaire, incolore, inodore, insipide, dont les molécules sont composées d'un atome d'oxygène et de deux atomes d'hydrogène.

Dans la nature, elle remplit de multiples fonctions selon son état :

- Liquide, elle contribue à la formation du relief en contribuant à l'apparition de la vie et elle reste indispensable à son maintien.
- Gazeuse, elle forme un écran dans l'atmosphère et protège la biosphère du rayonnement ultraviolet solaire [3].

L'alimentation en eau potable est l'un des aspects incontournables pour l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations [4].

Elle désigne le processus par lequel l'eau est acheminée depuis une source d'approvisionnement (comme une rivière, un lac, un puits ou une station de traitement des eaux) vers les zones où elle est nécessaire pour la consommation humaine, l'irrigation, l'industrie et d'autres utilisations.

Ce processus est essentiel pour assurer un approvisionnement fiable en eau potable, ainsi que pour répondre aux besoins en eau pour diverses activités. Pour s'y faire voici les étapes à suivre :

**1.Captage** : Le captage consiste à recueillir soit des eaux souterraines (source, nappe, aquifère), soit des eaux de surface (rivières, lacs) à l'aide d'une prise d'eau et d'une conduite d'adduction qui transporte l'eau vers un réservoir qui doit alimenter de façon continue la station de traitement.

**2.Traitement des eaux** : Parfois les eaux captées ne présentent pas en permanence, les qualités requises, elles doivent faire l'objet d'un traitement, ce traitement peut aussi avoir lieu après le transport.

**3.Adduction** : C'est le transport de l'eau, depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution), il peut avoir lieu avant le traitement. Cette adduction peut s'effectuer par écoulement à surface libre au par un écoulement en charge.

**4.Accumulation ou réservoir** : On a souvent besoin de mettre en réserve une partie de l'eau, soit pour régulariser le débit dans les ouvrages qui précèdent, soit pour assurer une sécurité en cas de panne, ou d'incendie, on l'accumule alors dans des réservoirs spéciaux.

**5.Distribution** : La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs à une pression convenable, le débit d'eau dont ils ont besoin, elle s'effectue par un réseau de conduites sous pression, dimensionnées, pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible.

**6.Pompes** : Sur le circuit précédent, on a souvent besoin d'élever le niveau ou la pression de l'eau, au moyen des pompes, fonctionnant le plus souvent avec un moteur électrique ou à défaut par un moteur diesel [4].

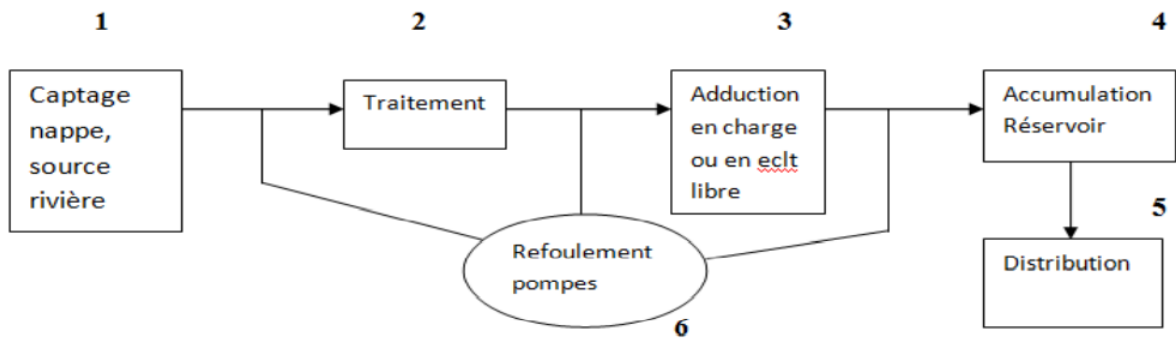


Figure I-1 schéma général d'un système d'alimentation en eau potable [2]

### I.2.1 Systèmes d'alimentation en eau potable [4]

Les systèmes d'alimentation d'eau peuvent être classés selon plusieurs critères :

- **Type de consommateur** : les systèmes de distribution d'eau peuvent être ; domestique ou potable ; agricole ; industriel etc...
- **Type de zone d'alimentation** : on distingue les systèmes d'alimentation en eau des agglomérations urbaines, des agglomérations rurales ainsi que des zones industrielles.
- **D'après les sources d'alimentation en eau** : les systèmes avec l'utilisation des eaux de surface (fleuves, lacs, retenues, mers, etc...) ; les systèmes avec l'utilisation des eaux souterraines et les systèmes combinés.
- **Par la méthode d'amené d'eau** : on distingue les systèmes gravitaires ; les systèmes de refoulement et les systèmes combinés.

### I.3 Notions du cycle d'eau [2]

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.

*La figure I.2* illustre schématiquement le cycle de l'eau en mettant en exergue ses différentes étapes.

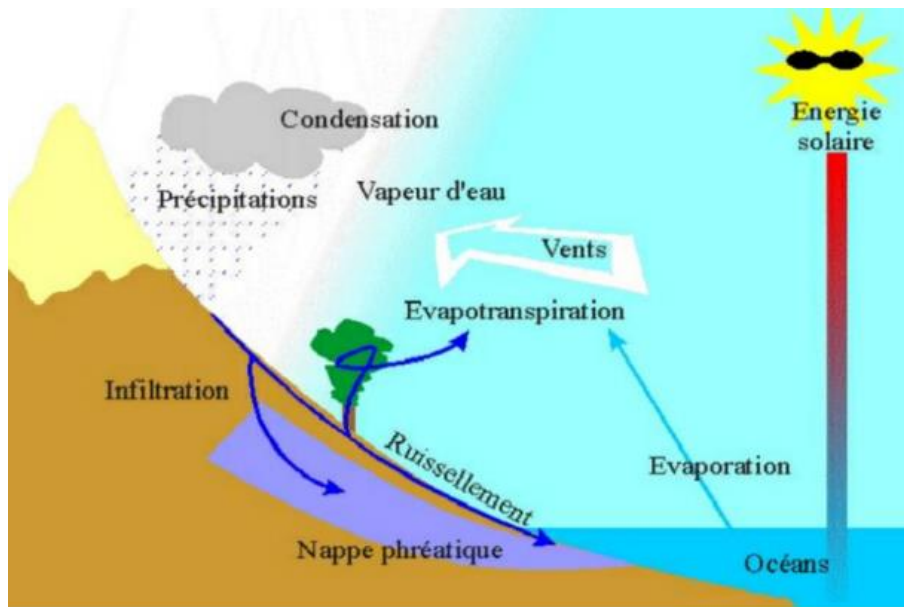


Figure I-2 : cycle d'eau [3]

## I.4 Estimation de populations à desservir et du besoin en eau

### I.4.1 Estimation de la population à desservir [4]

Le concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation des populations qui sont en fonction de la vie économique de la structure à projeter.

- L'estimation à court terme : 5 à 10 ans
- L'estimation à long terme : 10 à 50 ans

Il existe différentes méthodes de prédiction à court et à long terme, on peut citer les suivantes :

- Graphique
- Graphique de comparaison
- Progression géométrique
- Accroissement à taux décroissant
- Méthode logistique

Il faut noter que toutes ces méthodes n'ont qu'une valeur indicative, elles doivent être utilisées avec précaution et en conjonction avec tout élément complémentaire de nature à pouvoir aider à juger le comportement d'une population.

Néanmoins pour avoir plus de précisions sur le nombre de la population à desservir les éléments suivants peuvent nous aider entre autres :

#### **I.4.1.1 Source d'information**

Plusieurs informations sont nécessaires à l'évaluation démographique d'une population.

Les principales sources d'information sont :

- Les recensements.
- Les données relatives à l'émigration et à l'immigration sur le plan national.
- Les répertoires des naissances et décès, les taux de natalité et les taux de mortalité.
- Les plans d'urbanisme, grâce auxquels on connaît l'occupation actuelle et projetée du territoire et on peut estimer la densité de population probable.

#### **I.4.1.2 Progression arithmétique**

Pour la progression arithmétique le rapport entre l'accroissement de population et l'accroissement de temps est constant.

Cette méthode s'applique dans les cas de populations vieilles et stable.

#### **I.4.1.3 Progression géométrique**

Pour le cas de cette approche nous aurons à utiliser l'équation de l'intérêt composé à condition de connaître le pourcentage de croissance annuelle de la population.

S'agissant de notre travail pour estimer le nombre de la population à desservir nous aurons à utiliser cette approche.

### **I.4.2 Evaluation de besoin en eau [2]**

Cette étape est considérée comme la base pour dimensionner les différents ouvrages de traitement, de stockage et de transport à mettre en œuvre.

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 qui sont :

- **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 d'adduction ou 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.

### **I.4.3 Niveaux de besoins en eau**

Il existe trois niveaux de besoins en eau :

1. **La production** qui est la quantité prélevée à laquelle on diminue les pertes au niveau de la production ;
2. **La distribution** qui est la quantité en eau distribuée ;
3. **La consommation** qui est la quantité d'eau consommée par les utilisateurs.

### **I.4.4 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 30 ans.

#### **I.4.4.1 Types de besoins en eau [4]**

##### **I.4.4.1.1 Besoin en eau domestique**

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab.). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs dont : **le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau**, etc. Comme il s'agit dans notre mémoire d'une zone rurale, pour une zone rurale, elle est de 35 l/jour/hab.

##### **I.4.4.1.2 Besoins publics**

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc. Nous citerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins publics.

- ✓ Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.
- ✓ Pour les écoles primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- ✓ Pour les lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.

- ✓ Mosquée : 50 l/j/ fidèle

#### **I.4.4.1.3 Besoins industriels**

Pour ce cas on ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau. Actuellement, les grandes industries sont isolées de la ville (ou situées dans des zones industrielles) et alimentées par des réseaux indépendants. Celles qui consomment beaucoup d'eau doivent avoir leur propre source en eau : puits, forages, barrage, la mer, etc. Notons que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

Puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les besoins publics et industriels (les petites industries), on peut en tenir compte en augmentant légèrement les besoins domestiques.

#### **I.4.4.1.4 Autres besoins**

Parmi les autres besoins d'eau potable, nous rappelons le besoin en eau pour la lutte contre l'incendie dans le sens où toute municipalité doit fournir de l'eau aux pompiers pour que ceux-ci luttent contre les incendies. La quantité d'eau nécessaire dans ce cas est relativement faible, mais puisque cette quantité est utilisée durant de très courtes périodes, les débits sont élevés.

#### **I.4.4.2 Différents types de consommation**

Parmi ces différents types de consommations nous avons :

1. La consommation journalière actuelle, c'est-à-dire le besoin moyen en eau pour la zone et par jour au moment de l'inauguration du projet ;
2. La consommation journalière future, c'est-à-dire le besoin moyen en eau pour la zone après une période égale à l'horizon du projet ;
3. La consommation de pointe actuelle, c'est-à-dire le besoin maximal durant une journée pour la zone au moment de l'inauguration du projet ;
4. La consommation de pointe future, c'est-à-dire le besoin maximal durant une journée pour la zone après une période égale à l'horizon du projet.



5. Le projet doit être conçu de façon qu'il puisse couvrir le besoin de pointe actuel et futur.

### **I.5 Canalisation ou conduite d'adduction**

La canalisation constitue l'ouvrage principal d'un réseau. Elle peut être cylindrique ou ovoïde, préfabriquée le plus souvent. Les parties d'une canalisation exposées au choc doivent être protégées ou exécutées en matériau résistant. Les tuyaux sont souvent de différentes natures : en acier, en cuivre, e béton armé ou non, en amiante ciment, en PVC et parfois en fonte.

Toutes les précautions doivent être prises pour que les tubes conservent, après leur mise en œuvre, leur section circulaire. Chaque type est soumis à des essais rigoureux qui conditionnent sa fiabilité. Les variables fondamentales à leur utilisation sont l'étanchéité, la porosité, la résistance mécanique et la corrosion. Les différents tuyaux, raccords et accessoires employés ainsi que leurs mises en œuvre, types de joints, etc., doivent être fixés par des supports permettant leur démontage.

La conduite d'adduction relie la prise d'eau au réservoir d'eau brute, bassin habituellement construit sur la berge du lac ou du cours d'eau, duquel on pompe l'eau (à l'aide de pompes dites pompes à basse pression) pour l'acheminer vers la station de purification. L'eau se déplace sous l'influence des seules forces dues à la gravité depuis la prise d'eau jusqu'au réservoir d'eau brute : c'est ainsi que le principe des vases communicants qui s'applique ici. L'eau passe donc naturellement de la prise d'eau au réservoir d'eau brute, sans l'intermédiaire de pompes. Les débits sur lesquels on se fonde pour concevoir la conduite d'adduction sont le débit journalier maximal à la fin de la période d'utilisation et le débit journalier minimal au début de cette période qui est le même pour la prise d'eau. Le diamètre de la conduite d'adduction doit en tout temps permettre que les vitesses d'écoulement de l'eau demeurent les limites présentées dans le Tableau I. 1. Si les vitesses d'écoulement sont trop faibles, des dépôts, notamment de sable, risquent de s'accumuler dans la conduite et de l'ensabler. En revanche, des vitesses d'écoulement trop élevées risquent de provoquer une usure prématurée de la conduite et de générer des pertes de charge dues au frottement trop importantes pertes de charge qui peuvent nécessiter une excavation supplémentaire et entraîner des frais de pompage additionnels. Étant donné ces

contraintes, on construit parfois côte à côte deux conduites d'adduction qu'on peut utiliser séparément ou ensemble, de cette façon, les vitesses d'écoulement peuvent se maintenir en tout temps, durant la durée de vie de la conduite. Par ailleurs, la pente de la conduite doit autant que possible être constante si on veut éviter que des sédiments s'accumulent aux points bas ou que l'air s'accumule aux points hauts.

## **I.5.1 Les différents types de tuyaux**

### **I.5.1.1 Les tuyaux en acier**



Figure I-3 Tuyaux en acier

Les conduites en acier sont les plus utilisées dans le réseau de distribution d'un logement. On distingue plusieurs types :

- Les tuyaux en acier pour l'extérieur : Les tuyaux en acier peuvent être livrés en grandes longueurs (jusqu'à 12 m) permettant de réduire le nombre de joints.
- Les tuyaux en acier filé table : Ces tubes sont les plus utilisés pour les canalisations intérieures. La jonction de ces tubes se fait par raccords filetés.
- Tubes en acier étiré mince non file table : Ils s'assemblent par brides ou soudure ou bien par raccords spéciaux à souder par brasure. La protection de ces tubes en acier pour les installations intérieures sera réalisée par galvanisation à chaud ou à froid pour les locaux humides.

#### **Avantages**

Les aciers ont l'avantage de pouvoir supporter une pression de 60 bars pour des diamètres inférieurs à 150 mm et leur flexibilité leur permet de suivre la sinuosité des tracés.

### **I.5.1.2 Les tuyaux en cuivre**

Pour les installations soignées, l'emploi du cuivre est assez répandu. On distingue : le cuivre rouge écroui et le cuivre rouge recuit qui se différencient surtout par leur facilité de façonnage. Le cuivre rouge recuit est indiqué pour les parcours sinueux, tandis que le cuivre écroui, plus rigide, épouse mieux les tracés rectilignes. Ils peuvent résister à une pression du bar.

#### **Avantages et inconvénients**

Les tuyaux en cuivre se travaillent plus facilement, sont résistants, légers et peuvent être peints extérieurement. De par leur malléabilité, ces tuyaux offrent des possibilités de façonnage intéressantes qui peuvent éviter l'utilisation de raccords par cintrage. Cependant, ils se ternissent facilement à l'air.

### **I.5.1.3 Les tuyaux en fonte**

Les tuyaux en fonte se distinguent par la façon dont le joint est exécuté. On relève deux catégories principales de joint :

- Les joints à emboîtement : les tuyaux sont dissymétriques et le joint est réalisé en corde matée dans laquelle est coulée du plomb fondu. Actuellement l'étanchéité est assurée par une bague à lèvres en "caoutchouc".
- Les joints souples avec des rondelles d'étanchéité : une contre bride en forme de U et des boulons en fonte spéciale pour éviter la corrosion.

#### **Avantages et inconvénients**

Le principal avantage est leur remarquable résistance à la pression de l'eau. Une bonne résistance aux chocs d'où la facilité de son transport. Le principal inconvénient c'est l'importance de prix [5] .

#### I.5.1.4 Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC) [6]



Figure I-4 : tuyau en PVC [7]

Les tubes sont fabriqués essentiellement de polychlorure de vinyle, obtenu par polymérisation du chlorure de vinyle non plastifié auquel ont seulement été ajoutés les additifs nécessaires à leur fabrication. Ces additifs ne doivent pas être utilisés, séparément ou ensemble, en quantités telles qu'ils aient une action néfaste sur les propriétés physiques et mécaniques des tubes, et principalement sur les propriétés à long terme.

On privilégie l'usage des tuyaux PVC pour les qualités suivantes, par exemple :

- Légèreté et facilité de mise en œuvre :  
La légèreté du PVC-U permet de réduire les coûts de transport et de manutention des tubes. Une manutention aisée entraîne un gain de temps certain et peut éviter de faire appel à des moyens de levage lourds et coûteux.
- Insensibilité aux courants vagabonds.
- Résistance à la corrosion et propriétés chimiques et durabilité.
- Etanchéité et résistance aux coups de bélier : Grâce à leur module d'élasticité moins élevé que celui de matériaux rigides utilisés dans les canalisations, les conduites en PVC-U limitent naturellement les surpressions dues aux coups de bélier. La souplesse et la déformation momentanée du tube en PVC-U amortissent l'effet du coup de bélier au lieu de le transmettre intégralement le long de la canalisation comme le font les conduites de module d'élasticité supérieur.
- Alimentarité
- Faibles pertes de charge :

- Comportement au feu : Le PVC-U rigide est auto extinguable, mais soumis à haute température il se décompose. Le PVC est naturellement de classe M2 (difficilement inflammable).
- Résistance aux chocs. Il est à noter que le PVC Bi orienté est fortement déconseillé par la DT pour des PN < 25 bars et de façon générale pour la distribution d'eau potable. Par ailleurs les PVC sont perméables aux micropolluants chimiques (solvants, peintures, hydrocarbures...)

Leur usage est déconseillé dans le cas de sols pollués.

### I.5.1.5 Tuyaux en polyéthylène



Figure I-5 : tuyau en Polyéthylène [7]

L'éthylène est un produit de la pétrochimie, sous forme de gaz composé de 2 atomes de carbone et 4 atomes d'hydrogène.

La polymérisation des molécules d'éthylène donne le polyéthylène.

Destiné au transport de l'eau potable, les matériaux constitutifs doivent satisfaire à la réglementation en vigueur concernant le cas de l'eau potable : solubilité, saveur et alimentarité.

On privilégie l'usage des tuyaux en polyéthylène pour les qualités suivantes :

- Diamètres déviation angulaire admissible
- Légèreté et facilité de mise en œuvre grâce aux couronnes
- Insensibilité aux courants vagabonds.
- Résistance à la corrosion.
- Alimentarité.

- Etanchéité et résistance aux coups de bélier.
- Faibles pertes de charge
- Rareté ou absence des fuites
- Flexibilité : rayon de courbure important, ce qui permet d'éliminer beaucoup de raccords.
- Résistance aux secousses Sismiques.
- Très avantageux pour le forage horizontal dirigé.

## **I.6 Système de stockage et de pompage**

### **I.6.1. Les pompes [7]**

#### **I.6.1.1 Types**

Il existe deux grandes catégorisations des pompes

- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes

##### **I.6.1.1.1 Les pompes volumétriques**

Les pompes volumétriques sont des pompes utilisant une énergie de la pression pour aspirer et refouler de l'eau. Ils fonctionnent avec un piston plongeur ou piston avec membrane qui va aspirer par dépression le fluide au travers d'un clapet.

La pompe va ensuite refouler le fluide par une force de pression au travers d'un clapet opposé à celui par lequel il est rentré.

Parmi les pompes volumétriques, nous distinguons encore :

- Les pompes alternatives à piston
- Les pompes rotatives à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages.

#### **Avantages de pompes volumétriques**

- ✓ Faible dépendance du débit de refoulement par rapport à la hauteur de refoulement : conviennent donc bien pour les pompes de dosage et pompes à injection.
- ✓ Adaptées aux pressions élevées ou très élevées ; seul un étage requis.
- ✓ Très bonne puissance d'aspiration, même avec une pâte gazeuse.

- ✓ Adaptation aux fortes viscosités.
- ✓ Débit de refoulement ajustable de manière très précise et reproductible par le biais de la course et du nombre de course.
- ✓ Alimentation cyclique possible.
- ✓ Bien adaptées aux faibles vitesses de rotation d'entraînement.

#### **I.6.1.1.2 Les turbopompes**

Les turbopompes sont des machines dans lesquelles l'énergie transmise au liquide pour servir à l'aspiration et ou refoulement est principalement une énergie cinétique.

Parmi les turbopompes ; nous pouvons citer :

- Les pompes centrifuges : le mouvement du liquide est rigoureusement normal à l'axe, car il pénètre au centre de la roue et est projeté vers l'extérieur par l'action combinée de la force centrifuge et des aubes du rotor.
- Les pompes hélico centrifuges : ce type de pompe à impulser qui est intermédiaire entre deux types extrêmes, centrifuge et à hélice, le mouvement imprimé au liquide est à la fois centrifuge et axial.
- Les pompes axiales : pour ce genre de pompes, le fluide est en déplacement parallèle à l'axe de la pompe.

#### **I.6.1.2 Couplage de pompes [8]**

Dans l'utilisation pratique des pompes on recherche souvent à augmenter la hauteur ou alors augmenter le débit ou soit les deux. Ceci donne donc deux possibilités qu'on peut exploiter entre autres le couplage en série et le couplage en parallèle.

##### **➤ Couplage 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. La Figure I.5 suivante donne un schéma synoptique de l'association en série des pompes.

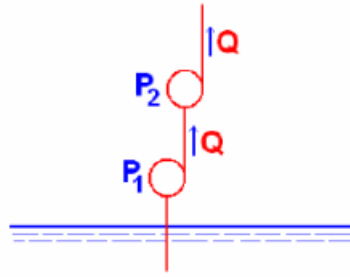


Figure I-6 : couplage en série [8]

➤ **L'association en parallèle**

Deux ou plusieurs pompes sont dites associées en parallèle, lorsqu'elle refoule simultanément dans une conduite commune. Pour la même hauteur de refoulement les débits qui traversent les pompes s'additionnent. La Figure I.7 suivante donne un schéma synoptique de l'association en parallèle.

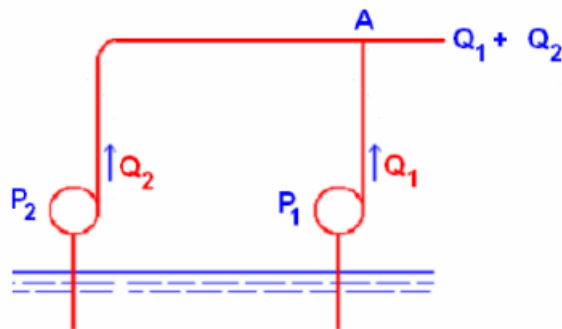


Figure I-7 : couplage en parallèle

Au lieu d'installer les pompes en série, il est plus pratique et judicieux de choisir une pompe à plusieurs étages, les étages identiques agissent comme des pompes en série, mais aussi que le débit total refoulé par deux (ou plusieurs) pompes centrifuges en parallèle est toujours inférieur à la somme des débits lorsque chaque pompe fonctionne seule.

NB : Il est à noter que le choix entre un couplage en série et un couplage en parallèle dépend de l'objectif visé dans le système d'adduction d'eau par contre, pour augmenter la pression dans des systèmes à haute altitude ou à grande distance, ou pour faire face à de pertes de charges importante on fait recours au couplage en série mais si l'idéal dans le projet d'adduction d'eau est celui d'augmenter le débit dans les systèmes avec des besoins



importants en eau, ou pour garantir la continuité du service en cas de panne d'une pompe, on fait recours au couplage en parallèle.

Les pompes utilisées en série et ou en parallèle doivent être compatibles en termes de débit et de pression.

### I.6.1.3 Dysfonctionnement de pompes [8]

#### ➤ Le phénomène de cavitation

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide, ces derniers s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées qui provoque diverses vibrations et bruits. La Figure I.8 suivante illustre le phénomène de cavitation dans une pompe.

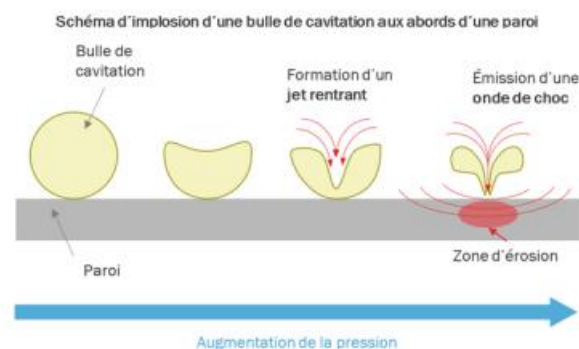


Figure I-8 : schéma d'implosion d'une bulle de cavitation aux abords d'une paroi [8]

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH)<sub>d</sub> fixée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> donnée par le constructeur.

#### ➤ Le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite créant l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se

propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements. Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mauvaise utilisation des appareils de protection.

Par ailleurs les conséquences observées sont :

- Déboîtement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Érosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

La surpression, une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produit à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés). La dépression, elle, est engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10m.c. e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau. Il existe des moyens de protection contre le coup de bélier. Il s'agit notamment des appareils anti-

bélier qui devront avoir pour effet de limiter la dépression et la surpression. Ces appareils sont entre autres :

❖ Cheminée d'équilibre

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible.

A cause de son encombrement, elle est souvent déconseillée en AEP.

La figure I.9 illustre une cheminée d'équilibre.

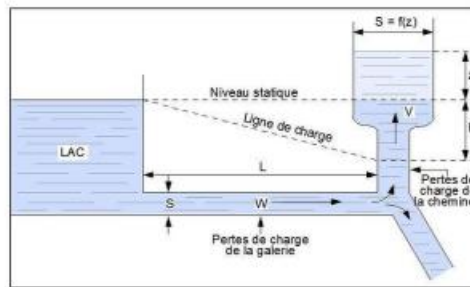


Figure I-9 : cheminée d'équilibre [8]

❖ Réservoirs d'air

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier. La Figure I. 10 illustre un réservoir d'air.

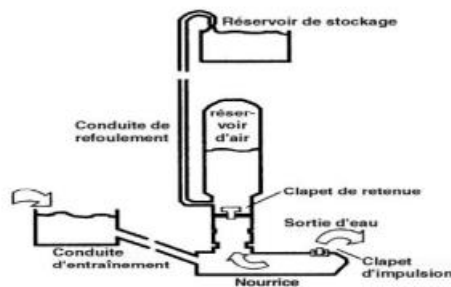


Figure I-10 : réservoir d'air [8]

### ❖ Soupape de décharge

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

La figure I.11 ci-dessous illustre une soupape de décharge.

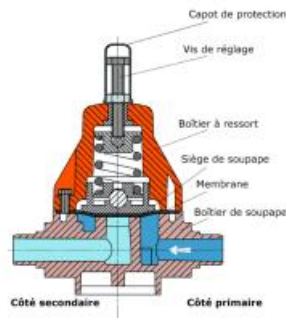


Figure I-11 : soupape de décharge [8]

Les autres éléments qui devront être utilisés pour l'équipement et la protection du réseau d'adduction sont les suivants :

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;  
Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retours ;
- Crépine.

## I.6.2 Le réservoir

### I.6.2.1 Définition

Un réservoir d'eau est une enceinte de confinement de l'eau permettant son stockage pour une utilisation ultérieure. Dans le cadre de l'adduction d'eau, le réservoir est prévu lorsque le débit de la source en 24h est juste suffisant pour couvrir les besoins de la population. En

effet, pour une adduction d'eau gravitaire qui assure quotidiennement un débit sensiblement constant, il est indispensable pour stocker l'eau pendant les heures creuse et la restitution avec un débit suffisant pendant les heures de pointes. Il sert aussi de sécurité pour réserves de secours d'incendie, de permettre en cas de panne de réparer la conduite d'amenée entre source et réservoir sans toutefois interrompre la distribution. En effet, pour une adduction d'eau gravitaire qui assure quotidiennement un débit sensiblement constant, il est indispensable pour stocker l'eau pendant les heures creuse et la restitution avec un débit suffisant pendant les heures de pointes. Il sert aussi de sécurité pour réserves de secours d'incendie, de permettre en cas de panne de réparer la conduite d'amenée entre source et réservoir sans toutefois interrompre la distribution.

### **I.6.2.2 Rôle du réservoir**

Un réservoir a pour rôle celui de la mise en réserve d'un volume d'eau utilisable pour des cas spéciaux tels que :

- La coupure d'électricité ;
- La rupture des tuyaux ;
- L'incendie.

### **I.6.2.3 Emplacement du réservoir**

Pour des raisons économiques, il sera de grande rentabilité de placer le réservoir à proximité du centre de gravité de l'agglomération tout cela dans le but de réduire la quantité des conduites et par conséquent les pertes de charges et les fuites d'eau. L'emplacement choisi pour édifier le réservoir doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, à savoir de donner aux consommateurs une pression suffisante au moment de la consommation de pointe. Ainsi, l'altitude de radier du réservoir doit se situer à niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau en aval de distribution.

### **I.6.2.4 Classification des réservoirs**

Les réservoirs peuvent être classés en plusieurs catégories d'une part selon la forme, le type de construction, l'utilisation ou la destination, les matériaux de construction.

#### **➤ Selon l'utilisation :**

-Réservoir d'eau potable.

- Réservoir des eaux usées
- Réservoir des huiles
- Réservoir des solides (grains de farines)
- Les fosses septiques
  - **Selon leur forme :**
  - Réservoir rectangulaire
  - Réservoir circulaire
  - Réservoir polygonal
    - **Selon le type de construction**
    - Réservoir rectangulaire
    - Réservoir semi enterré
    - Réservoir surélevées (dit château)
    - **Selon les matériaux**
    - Réservoir en maçonnerie de briques ou moellon
    - Réservoir métallique
    - Réservoir en béton

### **I.6.2.5 Choix du type de réservoir**

La forme du réservoir dépend de sa capacité. Généralement, on tient compte de la condition : si le volume est inférieur ou égal à  $3000 \text{ m}^3$  on prend une forme circulaire et une forme rectangulaire si le volume est supérieur à  $3000 \text{ m}^3$ . La hauteur d'eau dans les cuves est comprise entre 3 et 6 m. Le toit de la cuve est généralement vouté ou plat avec des ouvertures d'aération et de visite pour inspection et nettoyage.

Par contre, il faut éviter de mettre l'arrivée de l'eau à proximité du départ.

### **I.6.2.6 Exigences techniques**

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes :

- Étanchéité

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne recevoir aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

- **Résistance**

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquels seront soumis, poids propre, effets climatiques (neiges, vents. etc.) effets dynamiques (séisme), effets de retrait, effets de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

- **Durabilité**

Le réservoir doit durer dans le temps c'est-à-dire, le matériau qui le constitue doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide.

### **I.6.2.7 La zone de distribution**

La zone de distribution du système AEP se situe à l'aval du réservoir de distribution.

La distribution de l'eau à partir du réservoir est assurée par un réseau des canalisations principales sur lequel des branchements sont connectés en vue de l'alimentation en eau des abonnées.

Les canalisations doivent avoir un diamètre convenable pour pouvoir assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles. Les conduites constituant le réseau de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte notamment du débit de pointe.

#### **❖ Classification des réseaux**

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont : le réseau ramifié, le réseau maillé, le réseau étagé et le réseau mixte.

1. **Le réseau ramifié** : Il est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale. Les réseaux ramifiés sont économiques et elle nécessite moins de conduites et de vanne rendant ainsi sa maintenance plus simple. Néanmoins, en cas de panne d'une conduite l'eau ne peut plus circuler vers les zones desservies par cette conduite, la régulation de la pression

dans ce réseau peut être plus complexe car il y a moins de voies de circulation pour l'eau et les pertes de charges peuvent être plus importantes, car l'eau doit parcourir des distances plus longues pour atteindre certains points. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales vu que le type d'habitation est dispersé et aéré par la présence d'espace ou de terrains agricoles. La figure I.12 ci-dessous illustre le réseau ramifié.

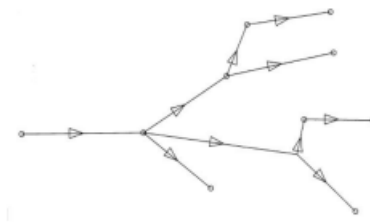


Figure I-12 : réseau ramifié [8]

2. Le réseau maillé : Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé ; contrairement au réseau ramifié. En cas de pannes d'une conduite, l'eau peut toujours circuler par d'autres voies ; le maillage permet de réguler la pression plus facilement, en adaptant le débit dans les différentes branches et la circulation de l'eau est plus uniforme dans ce réseau, ce qui minimise les pertes de charge. Par contre, les coûts d'installation, la maintenance et la gestion d'un réseau maillé peuvent être plus complexes. La figure I.13 ci-dessous illustre le réseau maillé.

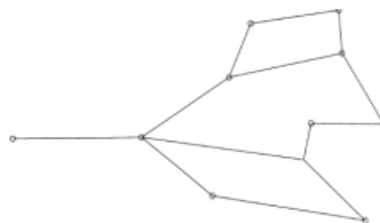


Figure I-13 : réseau maillé [8]

En pratique, les systèmes d'adduction d'eau combinent souvent ces deux types de réseaux. Ils peuvent avoir un réseau maillé principal qui assure la fiabilité et la gestion de la pression, avec des branches ramifiées qui desservent les zones d'habitation ou industrielles. Cette



approche permet de combiner les avantages de chaque type de réseau, tout en minimisant les inconvénients.

En résumé, les réseaux maillés sont idéaux pour les zones à forte densité de population et pour garantir la fiabilité tandis que les réseaux ramifiés sont idéaux pour les zones à faible densité de population, pour minimiser les coûts d'installation et de maintenance.

3. Le réseau étagé : En zone accidentée, il est possible de construire les réseaux indépendants avec des pressions limitées aux environs de 60 mètres de colonne d'eau. Lorsque le secteur à alimenter s'étend sur une dénivellation trop importante, l'alimentation à partir d'un seul réservoir peut être à l'origine de pressions trop élevées en bas du réseau. Des réservoirs intermédiaires doivent alors être intercalés, ce qui permet de diviser le réseau en sous-réseaux d'une dénivellation satisfaisante. Ces réservoirs peuvent être alimentés par la même source, avoir leur propre alimentation, ou même être reliés entre eux. La figure I.14 ci-dessous illustre un réseau étagé.

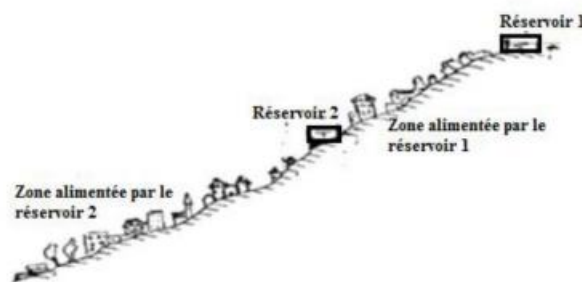


Figure I-14 : réseau étagé [8]

4. Le réseau mixte Un réseau est dit mixte (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

## **I.8 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 ainsi que le système de pompage. Ce chapitre a donc présenté les éléments nécessaires à la compréhension de la thématique traitée dans ce travail.

## **Chapitre II. Matériels et méthodes de calcul d'un réseau d'AEP**

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. L'utilisation de certaines formules nécessite la connaissance du milieu d'étude. Raison pour laquelle dans ce chapitre nous allons faire une brève présentation de notre milieu d'étude et des formules qui nous permettront de dimensionner les différentes parties du réseau[9].

### **II.1 Présentation du milieu d'étude.**

#### **II.1.1 Situation géographique**

Le village de NGANGI 3 est limité :

- Au nord par le groupement MUDJA ;
- Au sud par le quartier KATOYI ;
- A l'est par le quartier KATOYI ;
- A l'ouest par le groupement MUDJA.

### **II.2 Calcul des besoins futurs et caractéristiques de la consommation**

Les consommations en eau varient beaucoup selon les conditions locales et reflètent d'une certaine façon le niveau de vie d'une population. L'estimation de cette consommation est basée sur la consommation journalière moyenne et sera suivie d'une étude des variations des consommations pour des périodes de temps plus brèves, par exemple, un jour ou une heure. La demande est le besoin en eau exprimé pour les consommations domestiques, commerciales et industrielles. A côté de ces consommations il y'en a d'autres tels que les usages publics et les pertes [8].

## II.2.1 Evaluation de la population

On estime le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi d'accroissement géométrique donnée par la formule (II.1) :

$$P_n = P_o(1 + t)^n \quad (II.1)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_o: \text{nombre d'habitants à l'année d'étude;} \\ P_n: \text{nombre d'habitants à l'horizon d'étude;} \\ t: \text{taux d'accroissement annuel de la population;} \\ n: \text{écart d'année entre l'horizon d'étude et l'année d'étude.} \end{array} \right. \quad [8]$$

## II. 2.2 Evaluation de besoin en eau

L'évaluation de la quantité d'eau nécessaire pour une agglomération rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. En général, les besoins en eau potable à satisfaire sont évalués en deux phases :

✓ **Phase 1 :**

- Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation.
- Évaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement.

✓ **Phase 2 :**

- Prévission des besoins en eau pour le futur et c'est pour différents horizons. Notons que l'étude des prévisions doit tenir compte d'une double augmentation :
  - Celle des besoins unitaires ;
  - Celle du nombre d'habitant.

L'évolution du mode de vie, et les déplacements de la population entraîne une augmentation rapide des besoins. Leur satisfaction nécessite des investissements considérables et suppose que les usagers puissent payer les services rendus à leur prix de revient [10].

Pour appréhender les interactions et les pressions entre usagers, il est nécessaire de comprendre quels sont les besoins par rapport à la ressource en eau disponible [8].

### II. 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 du niveau d'équipement sanitaire. Dans notre zone d'étude, la consommation de l'eau est de 35l/j/hab. [11] La consommation moyenne d'un habitant par jour nous permettra de calculer le débit moyen journalier à l'aide de la formule (II.2 ) [11]:

$$Q_{moy_j} = P \times \frac{35l}{hab} \quad (II.2)$$

Avec :

$$\begin{cases} Q_{moy_j} : \text{le débit moyen journalier;} \\ P : \text{l'effectif de la population.} \end{cases}$$

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 (II. 3) :

$$Q_{p_j} = Q_{moy_j} \times K_{p_j} \quad (II.3)$$

[2]

$$\text{Avec : } \begin{cases} Q_{p_j} : \text{le débit de pointe journalier ou le débit maximum journalier} \\ K_{p_j} : \text{le coefficient de pointe journalier.} \end{cases}$$

### II.2.2.2 Horizon du dimensionnement

L'échéance de notre projet de mémoire est fixée à 20 ans. L'horizon du projet est 2043 en considérant l'année 2023 comme année de référence des systèmes d'AEP conçus dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude. Le nombre de consommateurs à l'horizon d'étude est donné par formule (II.4) :

$$P_n = (1 + t)^n \quad (II.4)$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} P_n : \text{population après } n \text{ années ;} \\ P_0 : \text{population à l'année de référence ;} \\ t : \text{taux d'accroissement de la population ;} \\ n : \text{l'horizon d'étude.} \end{array} \right.$  En connaissant le nombre de la

population de deux années successives, nous trouvons pour le cas de ce milieu d'étude un taux d'accroissement de la population de l'ordre de 3,33%.

## II.2.2 Calcul des besoins en eau

### II.2.2.1 Les besoins domestiques

La consommation domestique est la quantité d'eau potable utilisée par les ménages pour leurs besoins quotidiens, tels que la boisson, la cuisine, l'hygiène, le nettoyage, le jardinage, etc. Elle varie selon que le pays est développé ou en voie de développement, selon que le milieu est rural ou urbain. Pour calculer la consommation domestique moyenne journalière, l'expression du débit moyen est utilisée. Elle est donnée par la formule (II.5).

$$Q_{d_{moy}} = \frac{P_n}{1000} \times Q_j \quad (II.5)$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} Q_{d_{moy}} : \text{débit domestique moyen journalier;} \\ P_n : \text{nombre d'habitants à l'horizon d'étude;} \\ Q_j : \text{consommation spécifique ou dotation par habitant.} \end{array} \right.$

### II.2.2.2 Besoins non domestiques

La consommation non domestique inclus tout autre utilisation d'eau que celle dans les ménages. Cette consommation varie selon les habitudes et le niveau d'urbanisation de la région. Rappelons ici que cette étude est réalisée pour une commune rurale. Ainsi les différentes dotations ont été considéré comme suit :

#### A. Besoin scolaire

Pour les édifices d'enseignement, la consommation spécifique est exprimée en l/enfant/jour ou l/élève/jour. Cette consommation spécifique couvre tous les besoins pour le fonctionnement de ces édifices. Cette consommation varie selon que l'établissement

scolaire a ou non un internat [12]. Dans le cadre de ce travail, une valeur de 5 l/élève/jour a été retenue [12].

### B. Besoin sanitaire

Pour les édifices de santé, la consommation spécifique est exprimée en l/visiteur/jour ou l/lit/jour. Cette consommation spécifique couvre tous les besoins pour le fonctionnement de ces édifices (par exemple le nettoyage, la préparation des repas...) [12].

Dans le cadre de ce travail, ce besoin se présente comme suit :

Tableau II-1 : besoin sanitaire [12]

Edifice de santé	Dotation en l/lit/jour
Hôpital avec salle d'opération	200
Centre de santé (soins primaires)	10

### C. Besoin commercial et religieux

Comme consommateurs commerciaux, on considère les hôtels, les marchés et autres. Les besoins sont exprimés en l/hôte ou visiteur/jour ou alors en m<sup>3</sup> /jour [12]. On retient, dans le cadre de ce travail, les valeurs reprises dans le Tableau II.2.

Tableau II-2 : besoin commercial et religieux [11]

Edifice	Dotation en mètre cube par jour
Marché avec bloc sanitaire	0.3
Eglise	0.25
Mosquée	0.3

Pour déterminer l'augmentation de la consommation non domestique, le plus souvent, il y a lieu d'appliquer un taux forfaitaire sur cette consommation, éventuellement égal au taux de croissance démographique. Et cette croissance se calcule suivant la formule (II.6) [12] :

$$Q_n = Q_o(1 + t)^n \quad (II.6)$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} Q_n: \text{consommation non domestique à l'horizon d'étude;} \\ Q_o: \text{consommation non domestique à l'annéed'étude;} \\ t: \text{taux d'accroissement annuelle de la population;} \\ n: \text{écart d'années entre l'horizon et l'année d'étude.} \end{array} \right.$

### II.2.3 Étude des variations de la consommation

La variation annuelle de la consommation dépend de la croissance démographique de la population, de l'importance de la consommation spécifique, du niveau de vie et du type de distribution.

#### II.2.3.1 Étude de la variation de débit

##### A. Consommation journalière maximale

La consommation journalière maximale, représente le débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année, elle s'obtient par la relation (II.7) [13] :

$$Q_{max_j} = K_{max_j} \times Q_{moy_j} \quad (II.7)$$

$K_{max_j}$  : est un coefficient qui tient compte du gaspillage de l'eau, de pertes d'eau et des erreurs d'estimation. Dans le cadre de cette étude, la valeur de  $K_{max_j}$  qui sera prise est égale à 1,3.

##### B. Débit moyen horaire

Ce débit correspond à un débit de consommation moyen pendant l'heure la plus chargée et il est donné par la formule par (II.8) [8]:



$$Q_{moy_h} = \frac{Q_{max_j}}{24} \quad (II.8)$$

### C. Débit maximal horaire

Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée, et il est donné par la formule (II.9) [8]:

$$Q_{max_h} = K_{max_h} \times Q_{moy_h} \quad (II.9)$$

$K_{max_h}$ : est un coefficient d'irrégularité horaire maximal qui est fonction de deux autres coefficients :

- $\alpha_{max}$  : dont la valeur varie entre 1,2 et 1,4. Nous prenons  $\alpha_{max} = 1,3$ .
- $\beta_{max}$ : qui dépend du nombre d'habitation de l'agglomération.

Ses valeurs sont représentées dans le Tableau II.3.

Tableau II-3 : valeurs de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants [3]

Nbre d'ha b. $10^3$	0,2	0,3	0,5	0,7 5	1	1, 5	2, 5	4	6	10	20	50	10 0	30 0	>100 0
$\beta_{max}$	3,5	3	2,5	2,2	2	1, 8	1, 6	1, 5	1,4	1, 3	1, 2	1,1 5	1, 1	1,0 5	1
$\beta_{min}$	0,0 2	0,0 3	0,0 5	0,0 7	0, 1	0, 1	0, 1	0, 2	0,2 5	0, 4	0, 5	0,6	0, 7	0,8 5	1

Ainsi, la valeur de  $K_{max_h}$  sera trouvée par la formule (II.10) suivante :

$$K_{max_h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.10)$$

#### D. Débit minimal horaire

Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la moins chargée, il est donné par la formule (II.11) [8] :

$$Q_{min_h} = K_{min_h} \times Q_{moy_h} \quad (II.11)$$

Avec :

$$K_{min_h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.12)$$

Et  $\alpha_{min}$  varie entre 0,4 et 0,6 et dans le cadre de notre travail nous allons considérer comme valeur de calcul 0,5 ;  $\beta_{min}$  varie en fonction des valeurs reprises dans le *Tableau II.3*.

#### E. Débit horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitants et d'un coefficient P (%) qui lui aussi varie selon les heures de la journée. Les valeurs de P sont déterminées par le *Tableau II.4*.

Tableau II-4 : habitudes de consommation d'eau [8]

Période	Milieu rural : habitation aggloméré
De 0h à 1h	0
De 1h à 2h	0
De 2h à 3h	0
De 3h à 4h	0,2
De 4h à 5h	0,7
De 5h à 6h	1
De 6h à 7h	1,6
De 7h à 8h	1,8
De 8h à 9h	1,8
De 9h à 10h	1,8
De 10h à 11h	1,6
De 11h à 12h	1
De 12h à 13h	1
De 13h à 14h	1
De 14h à 15h	1,4
De 15h à 16h	1,8
De 16h à 17h	1,8
De 17h à 18h	1,8
De 18h à 19h	1,8
De 19h à 20h	1,6
De 20h à 21h	0,7
De 21h à 22h	0,2
De 22h à 23 h	0
De 23h à 00h	0

Le débit horaire est calculé par la formule (II.13)

$$Q_h = P \times Q_{max_j} \quad (II.13)$$

### II.2.3.2 Détermination du débit de pointe

La détermination du débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations, du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation. La

connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP car ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer le débit nous devons aussi de prendre en compte du coefficient d'irrégularité horaire [14].

La détermination du débit de pointe prend également en compte le coefficient d'irrégularité horaire et se calcule par la relation (II.14) [8] :

$$Q_p = K_p \times Q_{moy_j} \quad (II.14)$$

Or  $K_p$  qui est le coefficient de pointe se calcule à partir de la relation (II.15) suivante :

$$K_p = K_{max_j} \times K_{max_h} \quad (II.15)$$

## **II.3 Calcul des éléments du Système d'AEP**

### **II.3.1 Choix et calcul des conduites d'adduction**

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points qui peuvent être :

- ✓ La source et la station de traitement ;
- ✓ La station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- ✓ La source et les stockages ou le réseau de distribution.

Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres [15].

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre

les dépenses de fonctionnement et celles d'inversement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes. Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certains cas la vitesse peut aller jusqu'à 2 m/s. Cette gamme est déterminée respectivement par la formule de BONIN et celle de BRESS. Ces formules sont données comme suites [8].

$$\text{Formule de BONIN} \quad : \quad D = \sqrt{Q} \quad (\text{II. 16})$$

$$\text{Formule de BRESS} \quad : D = 1,5 \sqrt{D} \quad (\text{II. 17})$$

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux. Il résulte de ces formules que la vitesse moyenne la plus économique dans une conduite de refoulement est d'environ 0,60 m/s [16]. Dans le cas d'une adduction par refoulement, il est recommandé d'étaler le débit fourni sur les 24 heures de la journée. Le débit de refoulement sera alors constant. Dans quelques situations on est amené à adopter un débit variable de la station de pompage. Pour les installations moyennes et petites on a tendance, bien souvent, à utiliser l'énergie d'heures creuses, donc de nuit, afin de réduire les frais d'exploitation et, dans bien des cas, la station est exploitée 10 h sur 24 [17]. Ainsi, le débit fourni par la station de pompage dépend donc du régime de fonctionnement choisi, il est en général déterminé par la relation (II.18) [16].

$$Q_{\text{pompage}} = Q_{\text{max } j} \times \frac{24}{T_{\text{pompage}}} \quad (\text{II. 18})$$

Avec  $Q_{\text{pompage}}$  : Le débit de pompage

$T_{\text{pompage}}$  : Le temps de pompage en heure

On considère, dans le cadre de cette étude, que le débit de pompage est constant et réparti sur 24 heures. Donc  $T_{\text{pompage}}$  égale à 24 heures.

## II.3.3 Pompes et Système de pompage

### II.3.3.3 Vérification de dysfonctionnements de la pompe

#### A. La cavitation

Comme indiqué au premier chapitre, pour éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH)<sub>d</sub> fixée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration (NPSH)<sub>r</sub>. La charge minimale disponible à l'aspiration est trouvée suivant deux situations qui sont :

➤ **Pour une alimentation en charge :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{\rho \times g} + H_a - (\Delta H_{asp} + h_v) \quad (II. 24)$$

➤ **Pour une alimentation en dépression :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{\rho \times g} - H_a - (\Delta H_{asp} + h_v) \quad (II. 25)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} H_a: \text{ hauteur d'aspiration en m} \\ \Delta H_{asp}: \text{ les pertes de charges d'aspiration en m} \\ \frac{P_o}{\rho \times g}: \text{ pression du plan d'eau d'aspiration en m. c. e} \\ h_v: \text{ pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à ne temperature donnée} \end{array} \right.$$

#### B. Le coup de bélier

Le calcul de vérification de la dépression et la surpression se fait au travers la détermination des divers paramètres dont [4]:

✓ **La célérité (a) de propagation des ondes :**

Elle est déterminée par la formule d'ALLIEVI qui s'écrit :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K + \frac{D}{e}}} \quad (II. 26)$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} K: \text{coeffiscent qui depend de la nature de la conduite voir tableau II. 6} \\ D: \text{diametre interieur de la conduite en m} \\ e: \text{epaisseur de la conduite en m} \end{array} \right.$

Le Tableau II.5 donne les valeurs de K selon les différents matériaux constituant la conduite.

Tableau II-5 : valeurs de K [8]

Matériau	fer	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	Amiante de ciment	béton	PVC	PEHD	PEBD
K	0,5	0,5	0,59	1	4	5	33	83	5000

✓ **L'intervalle de temps d'un aller-retour :**

Il est déterminé par la relation (II.27) :

$$\theta = \frac{L}{a} \quad (II.27)$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{est la longueur de la conduite} \\ a: \text{célérité de l'onde de choc} \end{array} \right.$

➤ **Valeur maximale du coup de bélier :**

Elle est donnée par la formule (II.28) :

$$B = a \times \frac{V_o}{g} \quad (II.28)$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} a: \text{célérité de l'onde de choc} \\ V_o: \text{la vitesse en m/s} \\ g: \text{la force de gravité en m/s}^2 \end{array} \right.$

Ainsi, la surpression et la dépression se calculent respectivement par la formule (II.29) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Surpression} = H_g + B \\ \text{Dépression} = H_g - B \end{array} \right. \quad (II.29)$$

Avec  $H_g$  et  $B_g$  respectivement la hauteur géométrique et la valeur maximale du coup de bélier.

## II.3.4 Calcul du réservoir

### II.3.4.1 Capacité du réservoir

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

- ✓ **Calcul forfaitaire** : pour ce calcul, 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.
- ✓ **Calcul approximatif** : 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  $a$  ( $a = Q_{\max j}/24$ ) ;
  - Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement : de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à 2,4 ( $=Q_{\max j}/10$ ) ;
  - Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération.

✓ **La méthode analytique** : pour cette méthode, la capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage). Cette méthode est très précise [21].



Dans le cadre de cette étude, la méthode analytique a été retenue et son principe est le suivant :

La détermination du volume des réservoirs se fait à partir des données sur la répartition de réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée. On admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires (qui dépendent du nombre d'habitant considéré), ayant trouvé les excès et les insuffisances d'eau durant une journée, on fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé), et on ajoute à cette somme la valeur de la réserve d'incendie pour trouver le volume du réservoir [20].

Ce principe se résume par la formule (II.30) :

$$V_R = |\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}| + V_{inc} \quad (II.30)$$

Avec :

$V_R$  : volume du réservoir

$|\Delta V^+_{max}|$ : La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé)

$|\Delta V^-_{max}|$ : La plus petite valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant

$V_{inc}$ : Le volume de la réserve incendie.

#### **II.3.4.2 Hauteur d'eau dans le réservoir**

La dépense de construction du réservoir varie avec l'épaisseur de la tranche d'eau, cette épaisseur est en général de l'ordre de 3 à 6 ou exceptionnellement 10 m.

#### **II.3.4.3 Réserve d'incendie**

Il est impératif de prendre des dispositions afin d'éviter le passage de la réserve d'incendie dans le réseau de distribution en service normal.

La réserve d'incendie est calculée à partir du débit d'incendie maximal et sa durée. Pour notre cas, on prendra un débit de  $60m^3/h$  pendant une durée de deux heures, soit  $120 m^3$ .

### **II.3.4.4 Calcul structural du réservoir**

Les réservoirs peuvent être fabriqués sous différentes formes géométriques simples ou complexes avec les formes circulaires, rectangulaires et carrées, les formes cylindriques étant les plus utilisées. Ils peuvent être fabriqués selon le cas et la capacité, en béton armé pour la grande capacité ou en acier pour de petites capacités. Dans le cadre de ce travail, le réservoir circulaire au niveau du sol a été choisi.

#### *A. La constitution générale de réservoirs*

Les réservoirs sont constitués comme suit [8] :

- Une couverture : qui peut être plate ou en coupole ;
- Les parois : elles sont généralement en béton armé ;
- Le radier : il peut être en dalle pleine ou nervuré.

#### *B. Efforts à prendre en compte*

Pour l'étude statique d'un réservoir les effets à prendre en compte sont de natures différentes [22] :

- Poids propre de réservoir et de ses ouvrages annexes ;
- Charge due au liquide contenu ;
- Surcharges diverses d'exploitation. En cas d'un réservoir de grande dimension ( $D > 25$  m), on ajoute des poteaux pour soutenir la couverture et pour renforcer les parois, on ajoute des contreforts.

## **II.4 Eléments de dimensionnement du réseau de distribution**

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 maillé avec une conduite principale et des conduites secondaires qui porteront les bornes fontaines [11].

#### II.4.1 Le diamètre de conduites

La distribution de l'eau à partir du réservoir sera assurée par un réseau de canalisation sur lequel des branchements sont piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés. Les conduites constituant le réseau de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte notamment du débit de pointe [20]. Ainsi, pour le dimensionnement du réseau de distribution, on tient compte du débit de pointe. Connaissant au préalable les débits repartis dans les conduites et les débits aux nœuds, on peut déterminer les diamètres initiaux des conduites principales et secondaires du réseau d'après les valeurs limites des débits et des vitesses. Le diamètre de la conduite se traduit par la formule (II.31) :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad (II.31)$$

Avec

*D* : diamètre de la conduite en mètre

*Q* : débit au nœud

*V* : vitesse d'écoulement compris entre 0,1 à 0,3m/s.

Toute fois la vitesse d'écoulement dans le réseau de distribution restera comprise entre 0,5 et 1,5 m/s afin d'éviter les dépôts et l'érosion dans les conduites.

### II.4.2 Le débit spécifique

Le débit spécifique est calculé par la formule (II.32) [8]:

$$Q_{sp} = \frac{Q_p + Q_{inc}}{\sum L_i} \quad (II.32)$$

Avec

$Q_{sp}$ : Débit spécifique en (l/s/m)

$Q_p$ : Débit de pointe

$Q_{inc}$ : Débit d'incendie

$\sum L_i$ : Est la somme des longueurs de tous les tronçons du réseau

### II.4.3 Le débit en route

Le débit en route c'est le débit uniformément reparti sur le parcours du réseau. Le débit en route de chaque tronçon se calcule comme étant le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon considéré. Il se traduit par la formule (II.33) :

$$Q_{ri} = Q_{SP} \times L_i \quad (II.33)$$

Avec

$Q_{ri}$ : Débit en route du tronçon considéré

$Q_{SP}$ : Débit de pointe

$L_i$ : Longueur du tronçon considéré.

### II.4.4 Le débit au nœud

Le débit de chaque nœud est donné par la formule (II.34) [8] :

$$Q_n = \frac{\sum Q_r}{2} \quad (II.34)$$

Avec

$Q_n$ : Débit au nœud considéré

$\sum Q_r$ : La somme des débits qui arrivent à ce nœud

## II.4.5 Choix et calcul du type de réseau

Après analyse de différentes possibilités qu'offre chaque type de réseau (ramifié ou maillé), cette étude trouve que le réseau maillé est plus préférable. Le réseau maillé peut être calculé manuellement par la méthode de Hardy Cross, une méthode numérique basée sur des itérations, ou à l'aide d'un outil des calculs, le logiciel Epanet.

### A. La méthode de Hardy Cross

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes (équivalentes aux lois de Kirchhoff en électricité) :

- Première loi : En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent :

$$\sum Q_e = \sum Q_s$$

- Deuxième loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique -des pertes de charge est nulle.

$$\sum \Delta H = 0$$

La méthode de Hardy Cross consiste, tout d'abord, à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la première loi. Cette première répartition permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes. Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès

le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi [21].

### **B. Vérification de la condition d'incendie**

Pour un réseau maillé, il faut vérifier les conditions d'incendie. Il s'agit de refaire le calcul du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau. Il faut vérifier alors que les vitesses dans tous les tronçons sont inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds sont supérieures à 10 mètres. Le nombre de débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de l'agglomération et de son risque aux incendies. Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on doit modifier les diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début (pendant l'heure de pointe, ensuite une autre vérification pendant l'heure de pointe + incendies) [21].

### **C. Le logiciel Epanet**

Epanet est un logiciel développé par l'agence en charge de l'environnement aux Etats Unis (U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY-EPA). C'est un logiciel de la simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. Epanet est distribué gratuitement par l'E.P. A depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. On se propose, dans le cadre de ce travail, d'utiliser le logiciel Epanet pour simuler le comportement du réseau principal du village de NGA NGI 3. Le calcul des pertes de charges se fera selon la loi de Hazen-Williams.

## **II.5 Conclusion partielle**

Au cours de ce chapitre, il a été question de présenter le milieu d'étude et d'établir les différentes méthodes de conception et dimensionnement de principaux composants d'un système d'AEP, dont la conduite d'adduction, la pompe, le réservoir ainsi que le réseau de distribution proprement-dit.

## **Chapitre III. Résultats de conception et dimensionnement du réseau d'AEP dans le village de NGANGI 3**

### **III.1 Evaluation de la population**

Tableau III-1 : évolution de la population dans le village NGANGI 3

Années	Evolution de la population
2023	51510
2024	53210
2044	101860

### **III.2 Consommation moyenne totale de l'agglomération**

#### **III.2.1 Consommation domestique**

Les besoins domestiques du village NGANGI 3 se calculent grâce à la formule (II.5) et le résultat est repris dans le tableau III.2 :

Tableau III-2 : résultats des besoins domestiques unitaires et projetés

Année	Dotation en l/jour/hab.	Consommation moyenne journalière en m <sup>3</sup> /jour
2023	35	1862,35
2043	35	3565,1

#### **III.2.2 Consommation non domestique**

##### **III.2.2.1 Besoin scolaire**



Le village de NGANGI 3 compte actuellement 15 écoles et chaque école comprend le niveau primaire et le niveau secondaire.

Le besoin scolaire est reparti dans le tableau III.3 :

Tableau III-3 : besoins scolaires du village NGANGI 3

Catégorie	Nombre d'élèves	Dotation en l/jour/élève	Consommation moyenne journalière en m <sup>3</sup> /jour
Primaire et secondaire	8424	5	42,12
Total			42,12

### III.2.2.2 Besoin sanitaire

Le résultat de besoin sanitaire du village NGANGI 3 est repris dans le tableau III.4 :

Tableau III-4 : besoins sanitaires du village NGANGI 3

Edifice	Nombre	Capacité d'accueil voire nombre de lits	Dotation en l/jour/lit	Consommation moyenne journalière en m <sup>3</sup> /jour
Centre de santé et centre médical	9	101	10	1,11
TOTAL				1,11

### III.2.2.2 Besoin religieuse et commercial

Le total de besoins religieux et commerciaux de ce village est repris dans le tableau III.5 :

Tableau III-5 : besoins commerciaux et religieux du village NGANGI 3

Edifice	Capacité	Dotation en l/jour/personne	Consommation moyenne en m <sup>3</sup> /jour
---------	----------	-----------------------------	--

Marché	-	0,3	0,3
Eglise	-	0,25	0,25
Mosquée	-	0,3	0,3
Total			0,85

### III.2.2.2 Besoins non domestiques et domestique en 2044

Les besoins non domestiques à l'horizon d'étude se calculent grâce à la formule (II.6). Ainsi, le tableau III.6 résume les besoins non domestiques de NGANGI 3.

Tableau III-6 : besoins non domestiques à l'horizon d'étude du village NGANGI 3

Type de consommation	Débit moyen journalier
Non domestique	44,08

Le tableau III.7 reprend le total des consommations domestiques et non domestiques projeté en m<sup>3</sup>/jour.

Tableau III-7 : besoins domestiques et non domestiques

Type de consommation	Débit moyen journalier projeté en m <sup>3</sup> /jour
Domestique	3565,1
Non domestique	84,381
Total	3649,481

### III.2.3 Consommation max journalier

La consommation maximale journalière, s'obtient grâce à la formule (II.7), sachant que cette consommation tient compte des pertes dans le réseau mais aussi du gaspillage de l'eau. Ces pertes sont exprimées par un coefficient  $K_{max_j}$  qui est, dans le cadre de cette étude égale à 1,3.

En appliquant la formule (II.7) on a :

$$Q_{max_j} = 1,3 \times 3649,481 = 4744,3253 \text{ m}^3/\text{j}$$

### III.2.4 Consommation de pointe

La détermination du débit de pointe tient compte du coefficient de pointe, qui lui aussi est fonction du coefficient d'irrégularité horaire. Le coefficient de pointe se calcule grâce à la formule (II.14).

Notons que dans le cadre de ce travail, la valeur de  $K_{max_h}$  retenue est de 1,43.

Ainsi, le coefficient de pointe  $K_p$  est évalué à 1,859.

Sur ce, en appliquant la formule (II.13) on a :

$$Q_p = 1,859 \times 3649,481 = 6784,385179 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les différents besoins ont défini les caractéristiques de consommation.

Le **débit maximum journalier** trouvé nous permettra **de dimensionner la conduite d'adduction** ainsi que **le réservoir de stockage** tandis que **le débit de pointe** trouvé interviendra dans **le dimensionnement du réseau de distribution proprement dit**.

## III.3 Données de conception

### III.3.1 Conduite d'adduction

La conduite d'adduction se calcule suivant les formules (II.16) et (II.17) qui donnent des diamètres calculés mais qui ne sont pas normalisés. Pour cela, on choisit une gamme de diamètres normalisés disponible sur le marché, dont les valeurs avoisinent celle de diamètres calculés.

Le tableau III.8 donne les valeurs calculées de la conduite d'adduction.

Tableau III-8 : valeurs du diamètre de la conduite d'adduction trouvés

Débit de pompage en m <sup>3</sup> /s	Formule utilisée	Diamètre calculé en mm	Diamètre normalisé en mm
0,05491	BONIN	234	250 ; 300 ; 350 ; 400 ;500
	BRESS	351	

Pour trouver la conduite optimale, on calcule la vitesse (formule II.31) pour chaque type de diamètre calculé, les pertes de charges linéaires et singulières (formule II.22 et II.23), les hauteurs géométriques et manométriques.

Sachant que la longueur totale de la conduite d'adduction est de 7888 m, et que le débit de pompage est égal au débit maximal journalier. Notons que pour l'adduction, on choisit la conduite en fonte ductile pour sa capacité à supporter des pressions élevées.

Le Tableau III.9 présente les différents résultats de calculs réalisés.

Tableau III-9 : résultats de différentes conduites calculées

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit de pompage (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge linéaire (m)	Perte de charge singulière	Pertes de charges total	Hg (m)	HMT (m)
200	222,00	0,0549	1,191	64,012	6,401	70,414	146	216,41
250	274		0,964	22,970	2,297	25,267		171,27
300	326,00		0,811	9,854	0,985	10,840		156,84
350	378		0,699	4,793	0,479	5,272		151,27
<b>400</b>	<b>429,00</b>		<b>0,616</b>	<b>2,583</b>	<b>0,258</b>	<b>2,841</b>		<b>148,84</b>

Le choix du diamètre de la conduite s'articule sur une vitesse de [0.5-1,5] m/s ainsi que des faibles pertes de charges et moins d'HMT. Non seulement ces conditions sont prises en considérations, mais aussi le phénomène de coup de bélier et les surpressions et dépressions sont obligatoires à vérifier pour le choix d'un diamètre optimal.

En calculant la célérité de propagation des ondes (formule II.26), l'intervalle de temps d'un aller-retour (formule II.27), la valeur maximale du coup de bélier (formule II.28), la surpression et la dépression (formule II.29), on arrive à bien se positionner en ce qui concerne le choix du diamètre optimal de la conduite. Le Tableau III.10 donne les différentes valeurs calculées pour chaque conduite.

Tableau III-10 : résultat de la vérification du coup de bélier

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Coefficient K	épaisseur (mm)	Célérité a (m/s)	Vitesse (m/s)	Valeur du coup de bélie B(m)	Hg (m)	Surpression (m)	Dépression (m)
200	222	0,59	22,0	1289,2	1,19	156,5	146	302,52	-10,52
250	274		24,0	1274,9	0,96	125,0		271,00	21,00
300	326		26,0	1263,2	0,81	104,4		250,43	41,57
350	378		28,0	1253,4	0,70	89,3		235,31	56,69
400	429		29,0	1240,6	0,62	78,4		224,40	-67,60

Après une analyse approfondie de vitesse, pertes de charge, HMT, surpression et dépression, on opte pour un diamètre D=400 mm en fonte ductile, qui assure une vitesse de 0,62 m/s pour la conduite de refoulement. La surpression est de l'ordre de 22,44 bars.

Comme la conduite choisie est en fonte ductile et ayant une pression de fonction admissible PFA40 bars (Annexe D), donc il n'y a pas de risque coup de bélier. Il n'est donc pas nécessaire d'installer un anti-bélier.

### III.3.2 Pompe

Pour pouvoir sélectionner une pompe adéquate pour la station de pompage, le choix a été effectué à l'aide du logiciel CAPRARI. La pompe retenue est celle qui a donné les meilleures caractéristiques selon les données d'entrée suivantes :

- Débit : 54,9l
- HMT : 148,84m
- H<sub>g</sub> : 146m

En consultant le catalogue des pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

### Les caractéristiques de la pompe choisie :

La pompe sélectionnée est une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM125/2D dont les caractéristiques principales sont données dans le tableau III.11.

Tableau III-11 : valeurs caractéristiques de la pompe

Q(l/s)	HTM(m)	Pa (Kw)	$\eta$ (%)	N(tr/min)	NSPH <sub>r</sub> (m)
54,9	176	120	74,8	2950	4,68

L'ensemble des caractéristiques ainsi que les courbes de la pompe choisie sont mentionnés en Annexe C.

### III.3.3 Réservoir

La détermination de la capacité du dépend d'une zone à une autre, et ça dépend des caractéristiques de la zone à alimenter. Elle est déterminée sur la base d'une répartition théorique des débits de distribution. Dans le cadre de ce travail, on se sert de données fournies dans le tableau 1.4.

#### III.3.3.1 Capacité théorique et réelle

Pour le dimensionnement du réservoir on considère le débit maximal journalier  $Q_{max j}$  égal à  $4744,3253 \text{ m}^3 /j$ .

Le tableau III.12 donne les différents résultats de la capacité théorique du réservoir.

Tableau III-12 : calculs de la capacité théorique du réservoir

Horaire	P	Qh	Consommation	Différence	cumulé	
					DV+	DV-
0 à 1	0	197,676	0	197,676	197,676	
1 à 2	0	197,676	0	197,676	395,352	
2 à 3	0	197,676	0	197,676	593,028	
3 à 4	0,2	197,676	39,5352	158,141	751,169	
4 à 5	0,7	197,676	138,3732	59,303	810,472	
5 à 6	1	197,676	197,676	0,000	810,472	
6 à 7	1,6	197,676	316,2816	-118,606	691,866	
7 à 8	1,8	197,676	355,8168	-158,141	533,725	
8 à 9	1,8	197,676	355,8168	-158,141	375,584	
9 à 10	1,8	197,676	355,8168	-158,141	217,444	
10 à 11	1,6	197,676	316,2816	-118,606	98,838	
11 à 12	1	197,676	197,676	0,000	98,838	
12 à 13	1	197,676	197,676	0,000	98,838	
13 à 14	1	197,676	197,676	0,000	98,838	
14 à 15	1,4	197,676	276,7464	-79,070	19,768	
15 à 16	1,8	197,676	355,8168	-158,141		-138,373
16 à 17	1,8	197,676	355,8168	-158,141		-296,514
17 à 18	1,8	197,676	355,8168	-158,141		-454,655
18 à 19	1,8	197,676	355,8168	-158,141		-612,796
19 à 20	1,6	197,676	316,2816	-118,606		-731,401
20 à 21	0,7	197,676	138,3732	59,303		-672,098
	0,2	197,676	39,5352	158,141		-513,958
22 à 23	0	197,676	0	197,676		-316,282
23 à 24	0	197,676	0	197,676		-118,606
∑	24,6	4744,224	4862,8296	-118,606		

Le volume réel du réservoir se calcule grâce à la formule (II.30).

Nous avons donc :

$$V_R = |810,742| + |-731,401| + 120 = 1662,143m^3$$

Donc la capacité de notre réservoir est de **1662 m<sup>3</sup>** qui est inférieur à **3000 m<sup>3</sup>** et cela justifie notre choix de la forme circulaire de notre réservoir.

### III.3.3.2 Détermination du diamètre du réservoir

Après avoir calculé la capacité pratique du réservoir et ayant fixé au préalable la hauteur (H=6m) de ce dernier on détermine le diamètre de l'ouvrage par la méthode de Patrice FONLLADOSA :

$$D_{int} = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi H}} \quad (III.1)$$

Ainsi, le diamètre intérieur du réservoir est  $D_{int} = \sqrt{\frac{4 \times 1662}{3,14 \times 6}} = \mathbf{18,784m}$

Nous choisissons un diamètre intérieur pratique du réservoir égal à **20m**.

Comme notre diamètre est inférieur à 25 m donc au cas où nous faisons le dimensionnement structural de notre réservoir, nous n'aurions pas à ajouter des poteaux pour soutenir la couverture ni de contreforts pour renforcer les parois en cas de surcharge.

### III.3.4 Calcul des demandes aux nœuds et pré dimensionnement des conduites du réseau.

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

Dans le cadre de cette étude, la plage de vitesse considérée est de 0,5 à 1,5m/s et la pression aux nœuds doit être entre 10 et 60 m.

En sachant que la longueur totale du réseau de distribution est de 19395 m et que le débit de pointe est de 78,5 l/s, on peut facilement calculer le débit spécifique (formule II.32), le débit en route (formule II.33) et le débit au nœud (formule II.34).



Les diamètres initiaux des conduites principales et secondaires du réseau d'après les valeurs limites des débits et des vitesses sont déterminés par la formule (II.31).

Le tableau III.13 donne les valeurs initiales d'entrée du modèle.

Le calcul des diamètres initiaux du modèle étant calculé suivant une vitesse de 1,5m/s tout en ayant à l'esprit que nous sommes dans un cas critique.

Tableau III-13 : données d'entrée du réseau de distribution

Nœud	tuyaux associés au nœud	Longueur du tuyau (m)	Diamètre (mm)	Rugosité PEHD	débit spécifique (l/s)	Débit en route (l/s)	Moitié du débits en route (l/s)	Débit au noeuds (l/s)	Altitude du nœud (m)
R	T1	962	180	150	0,004	3,848	1,924	3,064	1608,000
	T2	570	138	150	0,004	2,280	1,140		
N1	T1	962	180	150	0,004	3,848	1,924	4,978	1591,000
	T3	795	163	150	0,004	3,180	1,590		
	T12	732	157	150	0,004	2,928	1,464		
N2	T3	795	163	150	0,004	3,180	1,590	2,992	1574,000
	T4	701	153	150	0,004	2,804	1,402		
N3	T4	701	153	150	0,004	2,804	1,402	3,298	1560,000
	T5	382	113	150	0,004	1,528	0,764		
	T13	566	138	150	0,004	2,264	1,132		
N4	T5	382	113	150	0,004	1,528	0,764	2,122	1552,000
	T6	679	151	150	0,004	2,716	1,358		
N5	T6	679	151	150	0,004	2,716	1,358	1,948	1548,000
	T7	295	99	150	0,004	1,180	0,590		
N6	T7	295	99	150	0,004	1,180	0,590	2,838	1542,000
	T8	1124	194	150	0,004	4,496	2,248		
	T8	1124	194	150	0,004	4,496	2,248		
N7	T9	452	123	150	0,004	1,808	0,904	3,152	1560,000
	T9	452	123	150	0,004	1,808	0,904		
N8	T1	962	180	150	0,004	3,848	1,924	3,322	1569,000
	T10	247	91	150	0,004	0,988	0,494		
	T10	247	91	150	0,004	0,988	0,494		
N9	T11	574	139	150	0,004	2,296	1,148	1,642	1565,000
	T11	574	139	150	0,004	2,296	1,148		
N10	T11	5743	439	150	0,004	22,972	11,486	4,604	1571,000
	T12	732	157	150	0,004	2,928	1,464		
	T13	566	138	150	0,004	2,264	1,132		

### III.3.5 Ossature du réseau

Le réseau tient sa source sur le Lac Kivu. L'adduction est faite par refoulement et une pompe centrifuge multicellulaires hautes pressions à axe horizontal de marque PM125/2D a été utilisé.

Le réservoir est placé à une altitude élevée de 1608 m et pré dimensionné pour reprendre les consommations de pointes par une distribution gravitaire au réseau.

L'altitude finale du réservoir sera connue après simulation dans le logiciel Epanet suivant les résultats des pressions aux différents nœuds du modèle.

Le réseau est constitué dans son ensemble de :

- 11 Nœuds dont 10 nœuds de demande ;
- 1 Bâche B1 (source) ;
- 1 Réservoir R1 ;
- 14 Arcs (conduites) dont 1 conduite en refoulement ;
- 1 Pompe ;
- Le réseau de distribution a une longueur totale de 19395 m ;

La conduite d'adduction a une longueur totale de 7888 m. Le système d'alimentation mis en place a donc une tuyauterie de longueur totale égale à 27283 m.

Les conduites utilisées dans la partie distribution sont en PE80 est à pression nominale PN6.3 bars.

### III.3.6 Régime de Simulation du modèle



Figure III-1 : réseau établi pour le village NGANGI 3

Pour évaluer la consommation au cours de la journée, les coefficients horaires illustrés par la Figure III.2 ont été utilisés. Ces coefficients ont été tiré du Tableau I.8.

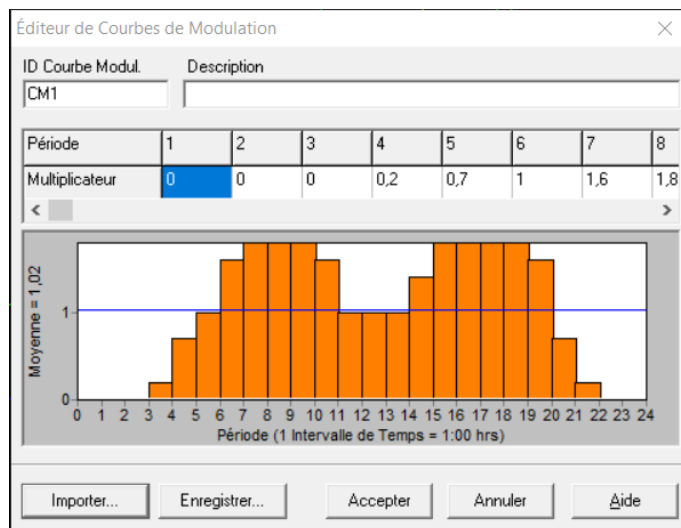


Figure III-2 : courbe de modulation utilisée dans la simulation longue durée

### III.4 Résultats de dimensionnement du réseau AEP du village NGANGI 3

#### III.4. 1 Analyse des vitesses aux heures de pointe

Rappelons que la norme préconise que la vitesse dans le réseau de distribution doit se situer dans l'intervalle de 0,5 et 1,5 m/s pour éviter, d'une part les dépôts dans la conduite et d'autre part l'usure rapide des conduites. Ainsi, les vitesses se présentent comme suit (Figure III.3) dans le village NGANGI 3 :

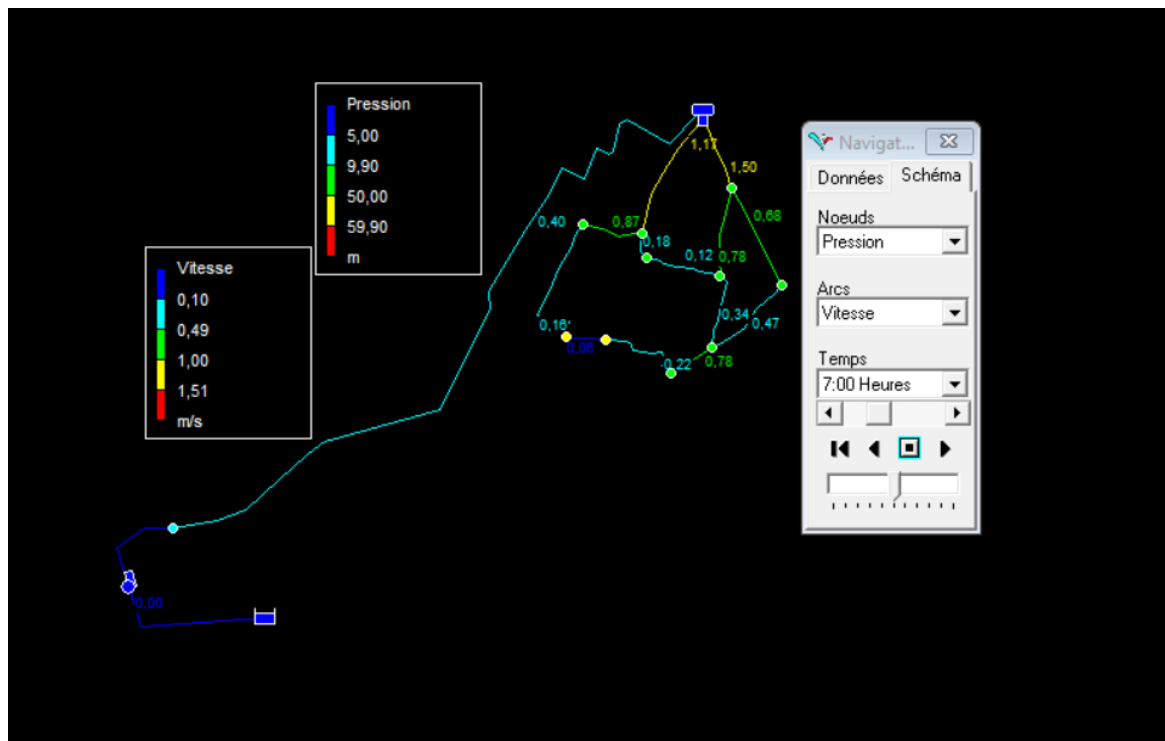


Figure III-3 : vitesses dans le réseau à 7h 00

En lisant sur la légende de la vitesse, nous pouvons conclure que notre système ne marche pas puisque la norme préconise une vitesse variant entre 0,5 et 1,5 m/s.

D'où, nous avons eu à corriger nos valeurs d'entrées et nous avons adopté les valeurs suivantes :

Tableau III-14 : données d'entrée du réseau distribution après correction

Nœud	tuyaux associés au nœud	Longueur du tuyau (m)	Diamètre (mm)	Rugosité PEHD	débit spécifique (l/s)	Débit en route (l/s)	Moitié du débits en route (l/s)	Débit au noeuds (l/s)	Altitude du nœud (m)
R	T1	962	160	150	0,004	3,848	1,924	3,064	1608,000
	T2	570	180	150	0,004	2,280	1,140		
N1	T1	962	160	150	0,004	3,848	1,924	4,978	1591,000
	T3	795	160	150	0,004	3,180	1,590		
N2	T12	732	125	150	0,004	2,928	1,464	2,992	1574,000
	T3	795	160	150	0,004	3,180	1,590		
N3	T4	701	110	150	0,004	2,804	1,402	3,298	1560,000
	T4	701	110	150	0,004	2,804	1,402		
N4	T5	382	90	150	0,004	1,528	0,764	2,122	1552,000
	T13	566	63	150	0,004	2,264	1,132		
N5	T5	382	90	150	0,004	1,528	0,764	1,948	1548,000
	T6	679	20	150	0,004	2,716	1,358		
N6	T6	679	20	150	0,004	2,716	1,358	2,838	1542,000
	T7	295	75	150	0,004	1,180	0,590		
N7	T7	295	75	150	0,004	1,180	0,590	3,152	1560,000
	T8	1124	110	150	0,004	4,496	2,248		
N8	T8	1124	110	150	0,004	4,496	2,248	3,322	1569,000
	T9	452	123	150	0,004	1,808	0,904		
N9	T9	452	123	150	0,004	1,808	0,904	1,642	1565,000
	T1	962	160	150	0,004	3,848	1,924		
N10	T10	247	91	150	0,004	0,988	0,494	4,604	1571,000
	T10	247	91	150	0,004	0,988	0,494		
N10	T11	574	75	150	0,004	2,296	1,148	4,604	1571,000
	T11	574	75	150	0,004	2,296	1,148		
N10	T12	732	125	150	0,004	2,928	1,464	4,604	1571,000
	T13	566	63	150	0,004	2,264	1,132		

Après simulation dans le logiciel Epanet, notre réseau est en état de marche et se comporte de la manière suivante :

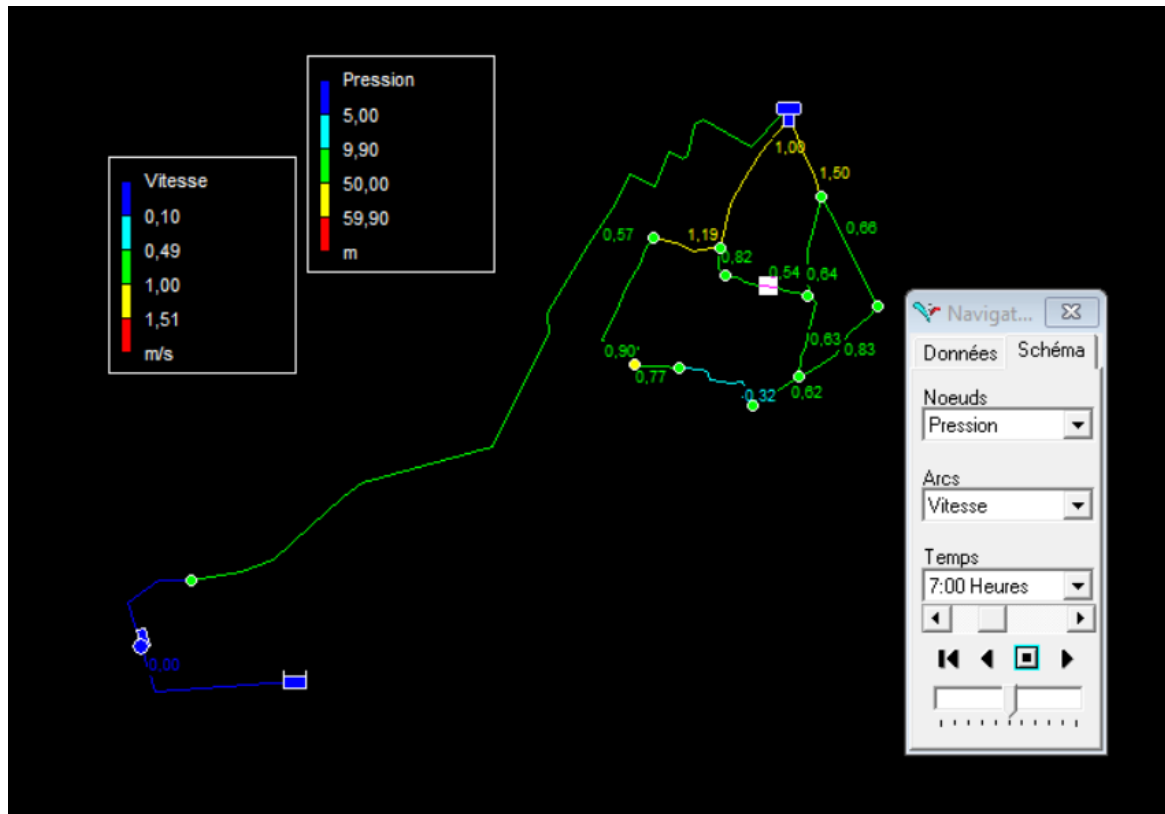


Figure III-4 : vitesses dans le réseau à 7h00 après correction

On constate que la valeur maximale de la vitesse dans le réseau est de 1,50 m/s (tuyau p4) et la valeur minimale est de 0,32 m/s (tuyau p8). Afin d'éviter les problèmes de stagnation de l'eau dans les conduites où les vitesses d'écoulement sont inférieures à 0,5 m/s, nous avons prévu, lors de la mise en œuvre, des dispositifs de purge régulière tels que des décharges systématiques en certains points (bouches de lavage, d'arrosage ou manœuvres des pompes). Ces décharges permettent de créer un écoulement turbulent qui remet en suspension les particules déposées au fond des conduites et les évacue vers l'extérieur. Ainsi, on maintient la qualité de l'eau potable et on réduit les risques de corrosion (en cas d'utilisation de conduite en acier) et d'obstruction des conduites.

### III.4.2 Evaluation du débit aux heures de pointes

Les débits se présentent à la figure III.5 :

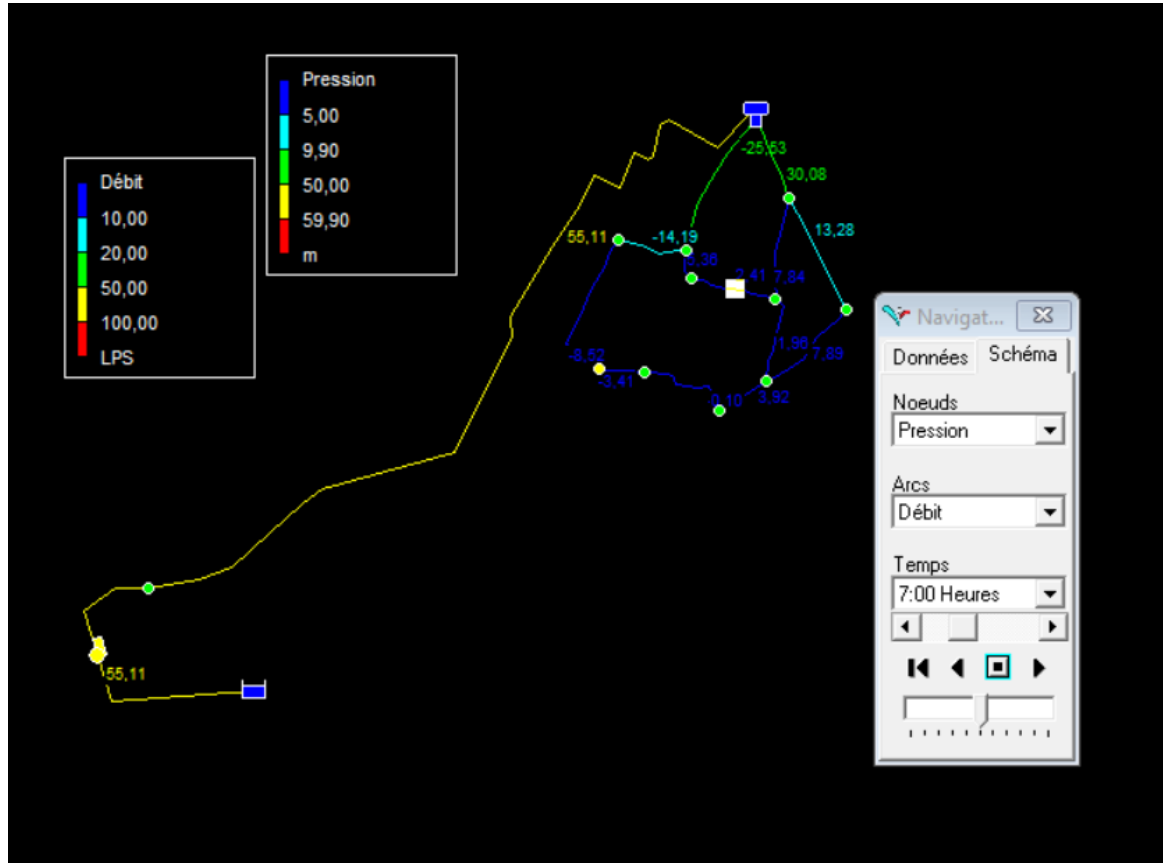


Figure III-5 : répartition de débits dans le réseau après correction

On constate que la valeur maximale du débit est de 55,11l/s transité par le tuyau p2 alors que la valeur minimale du débit transité par le tuyau p8. Cette valeur est de 0,1 l/s. Les débits sont nuls entre 22 heures et 23 heures, entre 23 heures et 0 heure, entre 0 heure et 1 heure, entre 1 heure et 2 heures, en fin entre 2 heures et 3 heures du matin, heures pour lesquelles la consommation est nulle.

### III.4.3 Analyse des pressions aux heures de pointe

Rappelons que la norme préconise que la pression dans le réseau de distribution doit se situer dans l'intervalle de 1 et 6 bars soit 10 et 60 m.c.e. pour éviter, d'une part une diminution du débit d'eau dans les conduites, ce qui peut affecter la capacité du réseau à

fournir suffisamment d'eau aux consommateurs et d'autre part des fuites ou des ruptures des conduites, ce qui peut causer des pertes d'eau importantes et des dommages aux infrastructures. Ainsi, les pressions se présentent comme suit (Figure III.6) dans le réseau conçu pour le village NGANGI 3.

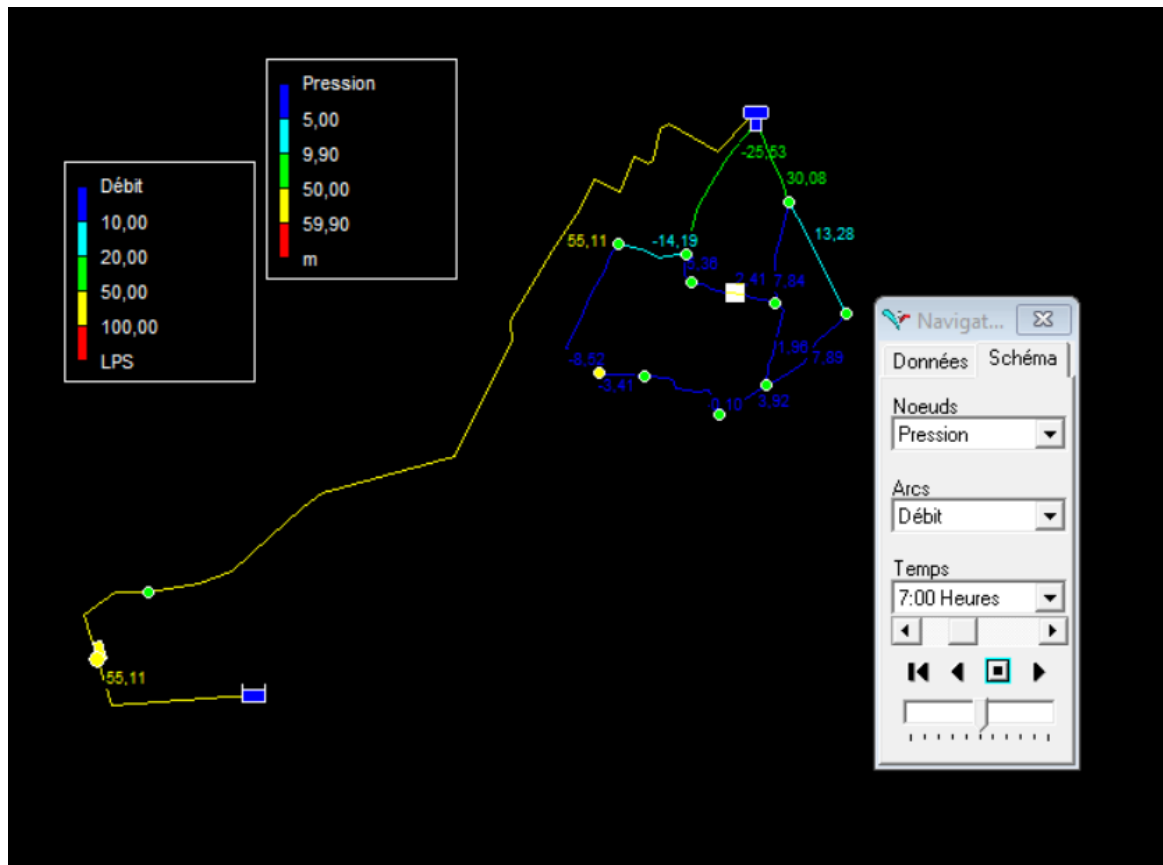


Figure III-6 : répartition de pressions dans le réseau après correction

Ainsi, la valeur maximale de la pression est de 55,11m (réservoir) et la valeur minimale devient 0,10 m (nœud 10). Pour les pressions inférieure à 10m on sera obligé de surélever le réservoir.



### III.4.4 Evaluation de la demande heures de pointe

La demande dans le réseau se présente comme suit :

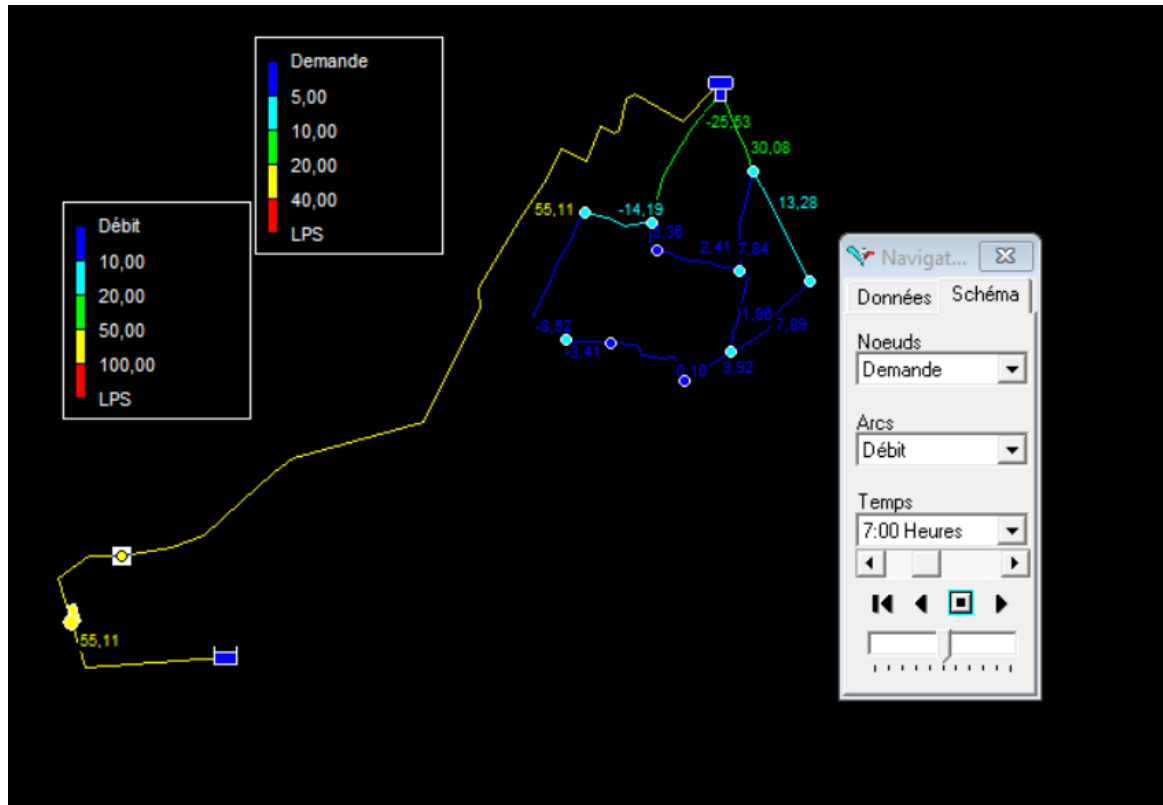


Figure III-7 : répartition de demande dans le réseau après correction

On constate que la valeur maximale de la demande est de 30,08 l/s (nœud 3) et la valeur minimale est de 0,1 l/s (nœud 7).

### III.5 Conclusion partielle

Dans la globalité, ce chapitre a traité sur le dimensionnement proprement-dit du réseau conçu pour le village NGANGI 3. Les résultats trouvés témoignent du bon fonctionnement du réseau dans son état général.

Les vulnérabilités du réseau peuvent favoriser l'entrée d'eau contaminée par siphonage.

## Conclusion générale

L'alimentation en eau potable repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages. Cette étude qui concerne l'AEP dans le village NGANGI 3, a été réalisée à l'horizon 2043 soit une durée de 20ans, où la population atteindra un nombre de 101860 habitants.

Après estimation des besoins futurs, le constat a été qu'à long terme, les besoins domestiques sont de l'ordre de  $3565,1\text{m}^3 / \text{j}$  et les besoins non domestiques de l'ordre de  $84,381\text{ m}^3 / \text{j}$  soit un total de  $3649,481\text{ m}^3 / \text{j}$ .

Pour répondre à ce besoin, le calcul a donné les valeurs suivantes :

- La consommation maximale journalière :  $Q_{max_j} = 4744,3253\text{ m}^3 / \text{j}$  soit  $54,91/\text{s}$  ;
- La consommation maximale horaire :  $Q_{max_h} = 197,68\text{ m}^3 / \text{h}$  ;
- La consommation de pointe :  $Q_p = 6784,385179\text{ m}^3 / \text{j}$ .

Le dimensionnement de la conduite d'adduction a conduit au choix d'un diamètre économique  $D = 400\text{ mm}$ . La nature de la conduite étant la fonte ductile PFA40.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du catalogue de la marque italienne « CAPRARI », qui a fourni une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM125/2D. Dans le but de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, une vérification a été effectuée.

Les résultats de calcul ont montré que l'installation conçue n'a pas besoin d'un anti-bélier. L'adduction ayant été réalisée avec un régime constant, soit 24 heures de pompage, après calcul, la capacité de  $1662\text{ m}^3$  a été retenue comme capacité du réservoir. De cette valeur, les dimensions du réservoir ont été tirées. Ainsi, le réservoir choisi est de forme circulaire de diamètre intérieur égale à  $20\text{ m}$  et de hauteur égale à  $6\text{ m}$ .

Pour l'étude du réseau de distribution, un réseau maillé avec des conduites en PEHD a été choisi comme mode de distribution. Après simulation avec le logiciel EPANET, il a été constaté qu'aux heures de pointe, la vitesse maximale dans le réseau est de 1,5m/s et la vitesse minimale est de 0,32m/s. Afin d'éviter les problèmes de stagnation de l'eau dans les conduites où les vitesses d'écoulement sont inférieures à 0,5 m/s, des dispositifs de purge régulière tels que des décharges systématiques en certains points (bouches de lavage, d'arrosage ou manœuvres des pompiers) seront prévus lors de la mise en œuvre.

Concernant les pressions dans le réseau, le constat a été qu'aux heures de pointe, la valeur maximale de la pression est de 55,11 m (réservoir) et la valeur minimale est 0,11 m (nœud 7).

L'œuvre humaine étant de nature imparfaite, nous appelons à l'indulgence de nos futurs lecteurs suites aux différentes lacunes qu'ils pourront déceler dans ce travail. Nous suggérons, par la même occasion, aux futurs chercheurs de combler les vides laissés par ce travail entre autres le dimensionnement du réservoir et l'estimation totale du coût du projet.

## Bibliographie

- [1] B. N. Divine, «dimensionnement d'un reseau de distribution d'eau potable par la méthode du model rugueux de references: himbi,» GOMA, 2017.
- [2] M. K. Alife, «etude en vue d'approvisionnement en eau potable en milieu rural: application au village de NZULO,» GOMA, 2023.
- [3] DICTIONNAIRE.
- [4] BENZANNACHE, COURS D'AEP.
- [5] R. BALLE, Dimensionnement des reseaux d'alimentation en eau potable et d'evacuation des eaux usées dans un logement(conception assistée par ordinateur), DAKAR, 1992.
- [6] v. environnement, guide technique eau, 2009.
- [7] M. GLORIA, Conception et dimensionnement d'un reservoir destiné à l'adduction d'eau au quartier HIMBI, GOMA, 2021.
- [8] K. K. Magloire, «conception et dimensionnement d'un reseau d'alimentation en eau potable dans la commune rurale de Kyondo en territoire de Beni,» Goma , 2023.
- [9] N. K. MALIRO, «Avant projet d'adduction d'eau potable dans le groupement de KIBATI en territoire de NYIRAGONGO,» GOMA, 2019.
- [10] S. A. ABDERAMANE, «Analyse du fonctionnement du reseau d'alimentation en eau potable de la commune d'EL HADJAR,» ANNABA, 2016.
- [11] M. K. Alife, «étude en vue d'approvisionnement en eau potable en milieu rural:application au village de NZULO,» GOMA, 2022 2023.
- [12] PTOTOS, Manuel pour les adductions villageoises.
- [13] D. e. A.M.ELHASSEN, Dimenssionnement de reseau d'AEP par logiciels ArcGIS et Epanet de la nouvelle ville de M'SILA, M'SILA, 2018.
- [14] M. B. Mourad, alimentation en eau potable de la ville de CHEBLI ( W BLIDA), TLEMCEN, 2012 2013.

- [15] D. ZOUNGRANA, Cours d'alimentation en eau potable, 2003.
- [16] M.MOUSSA, Alimentation en eau potable, Tunis, 2002.
- [17] A.DUPONT, Hydraulique urbaine: élévation et distribution des eaux, 4éd,vol.2, Paris.
- [18] J.Benjamin, structure et propriétés de l'eau, 2010.
- [19] T.Kayobola, «approvisionnement en eau potable en milieu rural en RDC face à l'objectif de developpement durable, exemple de la province de Maniema,» 2020.
- [20] H. Nadjette, «Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Zenati,» Juillet 2019.
- [21] D. B. Naziha, cours d'alimentation en eau potable 3eme annee de licence, 2020-2021.
- [22] Z. Amira et R. Saida, étude d'exécution d'un reservoir de capacité de 5000 m3 assis à la zone industrielle MECHTA fatima wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ, université de Mohamed El-Bashir, 2022.
- [23] F.G.Brière, «distribution et collecte des eaux,» Québec .

# *ANNEXES*

## Annexe A État des Arcs du Réseau à 7h 00

État des Arcs du Réseau à 7:00 Heures					
	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.	Facteur Friction	État
ID Arc	LPS	m/s	m/km		
Tuyau 2	55,11	0,57	0,77	0,016	Ouvert
Tuyau 3	-25,53	1	4,74	0,017	Ouvert
Tuyau 4	30,08	1,5	11,39	0,016	Ouvert
Tuyau 5	13,28	0,66	2,5	0,018	Ouvert
Tuyau 6	7,89	0,83	5,93	0,019	Ouvert
Tuyau 7	3,92	0,62	4,31	0,02	Ouvert
Tuyau 8	0,1	0,32	7,26	0,028	Ouvert
Tuyau 9	-3,41	0,77	8,08	0,02	Ouvert
Tuyau 10	-8,52	0,9	6,82	0,018	Ouvert
Tuyau 11	-14,19	1,19	10,2	0,017	Ouvert
Tuyau 12	5,36	0,82	7,3	0,019	Ouvert
Tuyau 13	2,41	0,54	4,24	0,021	Ouvert
Tuyau 14	7,84	0,64	3,14	0,019	Ouvert
Tuyau 15	1,96	0,63	6,8	0,021	Ouvert
Pompe 1	55,11	0	-155,33	0	Marche

## Annexe B États des Nœuds du Réseau à 7h 00

État des Nœuds du Réseau à 7:00 Heures			
	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	LPS	m	m
Noeud 2	0	1618,33	10,33
Noeud 3	8,96	1605,75	14,75
Noeud 5	5,39	1603,76	29,76
Noeud 6	5,94	1599,61	39,61
Noeud 7	3,82	1597,96	45,96
Noeud 8	3,51	1593,03	45,03
Noeud 9	5,11	1595,41	53,41
Noeud 10	5,67	1603,08	43,08
Noeud 11	5,98	1607,69	38,69
Noeud 12	2,96	1605,89	40,89
Noeud 13	8,29	1603,45	32,45
Bâche 1	-55,11	1463	0
Réservoir R1	-0,5	1612,25	4,25

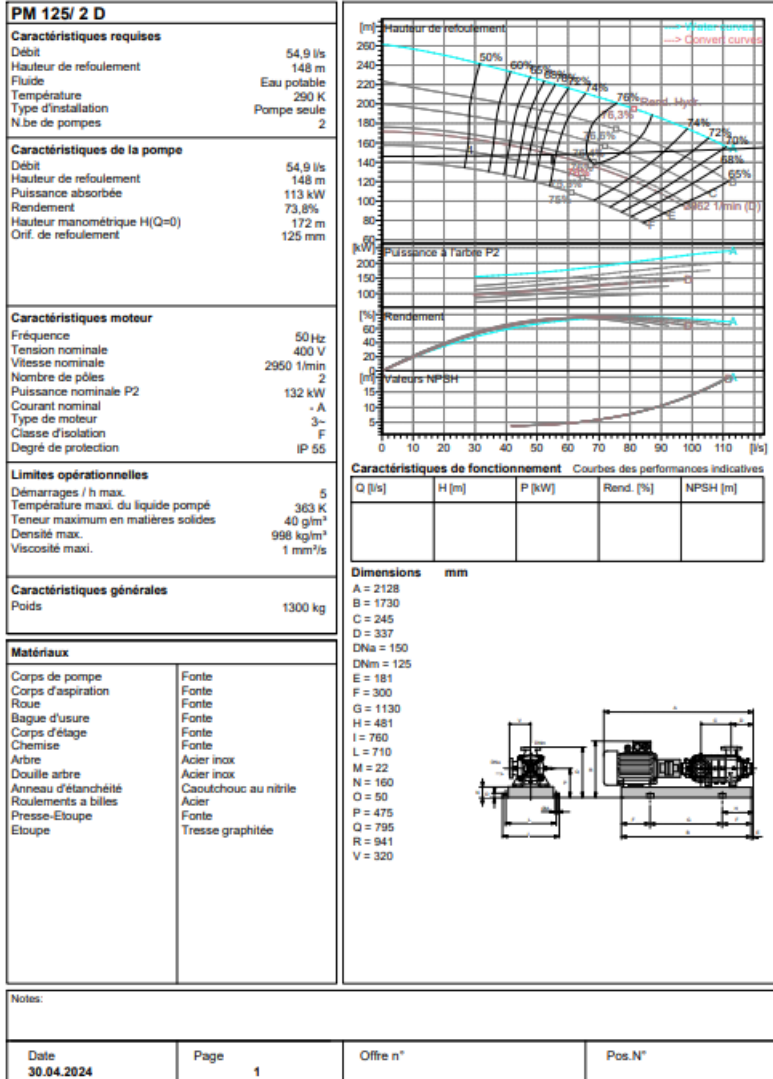


## Annexe C. Courbe caractéristique de la pompe

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

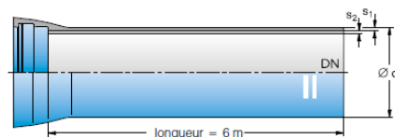


PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

## Annexe D. Catalogue de tuyaux en fonte ductile

### Tubes à emboîture TYTON® avec protection extérieure zinc et époxy.

Avec tulipe TYTON® d'après la norme EN 545  
intérieur : ciment de haut fourneau (ZMA)  
extérieur : protection zinc et epoxy



DN	d <sub>1</sub> [mm]	pression PFA <sup>1)</sup> [bar]	épaisseur minimum de paroi s <sub>1</sub>	ZMA s <sub>2</sub>	poids <sup>2)</sup> [kg] ~	
					1 m de tube avec tulipe	tube de 6 m
80	98	100	4,7*	4	14,0	84
100	118	100	4,7*	4	17,2	103
125	144	64	4,8*	4	21,5	129
150	170	64	5,1*	4	26,8	161
200	222	64	5,5*	4	37,7	226
250	274	50	5,2**	4	45,0	270
300	326	50	5,7	4	58,0	348
350	378	40	6,0**	5	73,0	438
400	429	40	6,4**	5	87,8	527
500	532	40	7,5**	5	124,8	749
600	635	30	6,7	5	138,0	828
700	738	30	7,8	6	187,5	1.125
800	842	30	8,9	6	239,3	1.436
900	945	30	10,0	6	297,3	1.784
1000	1048	30	11,1	6	361,8	2.171

<sup>1)</sup> PFA: Pression de fonction admise; <sup>2)</sup> valeur théorique sur la base d'épaisseur minimum revêtement zinc, couche époxy et ciment intérieur inclus;  
\*épaisseur de paroi classe K10 d'après la norme EN 545 de 2006; \*\*épaisseur de paroi classe K9 d'après la norme EN 545 de 2006

## Annexe E. Catalogues de tuyaux en PEHD



SDR 21		PN 6.3 PE 80		PN 8 PE 100		SDR 17		PN 8 PE 80		PN 10 PE 100	
Ø	ép. mm	Pds kg/m	Force daN	Pds kg/m	Force daN	Ø	ép. mm	Pds kg/m	Force daN	Pds kg/m	Force daN
20	-	-	-	-	-	20	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	25	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	32	2,0	0,19	147	0,19	184
40	2,0	0,24	186	0,25	232	40	2,4	0,29	232	0,29	289
50	2,4	0,37	293	0,37	366	50	3,0	0,45	362	0,45	452
63	3,0	0,57	462	0,58	577	63	3,8	0,72	577	0,72	721
75	3,6	0,82	659	0,83	824	75	4,5	1,01	813	1,02	1016
90	4,3	1,18	945	1,18	1181	90	5,4	1,45	1171	1,46	1464
110	5,3	1,77	1422	1,78	1778	110	6,6	2,16	1749	2,17	2186
125	6,0	2,26	1830	2,27	2287	125	7,4	2,76	2230	2,77	2787
140	6,7	2,83	2289	2,84	2861	140	8,3	3,46	2801	3,48	3501
160	7,7	3,71	3005	3,73	3756	160	9,5	4,52	3663	4,54	4579
180	8,6	4,66	3777	4,69	4721	180	10,7	5,71	4642	5,74	5802
200	9,6	5,78	4683	5,81	5854	200	11,9	7,05	5735	7,09	7169
225	10,8	7,30	5927	7,34	7409	225	13,4	8,94	7265	8,99	9081
250	11,9	8,93	7260	8,98	9074	250	14,8	10,96	8919	11,02	11148
280	13,4	11,27	9153	11,33	11441	280	16,6	13,77	11202	13,84	14003
315	15,0	14,17	11529	14,24	14411	315	18,7	17,44	14196	17,53	17745
355	16,9	17,99	14639	18,08	18299	355	21,1	22,19	18050	22,31	22563
400	19,1	22,94	18639	23,06	23299	400	23,7	28,05	22649	28,19	28561
450	21,5	29,01	23603	29,16	29504	450	26,7	35,53	28956	35,72	36195
500	23,9	35,79	29152	35,98	36440	500	29,7	43,90	35786	44,13	44732
560	26,7	44,80	34480	45,03	45600	560	33,2	55,00	44808	55,29	56010
630	30,0	56,59	-	56,88	-	630	37,4	69,66	-	70,02	-
710	33,9	72,05	-	72,43	-	710	42,1	88,39	-	88,85	-
800	38,1	91,33	-	91,81	-	800	47,4	112,08	-	112,66	-
900	42,9	115,56	-	116,16	-	900	53,3	141,77	-	142,52	-
1000	47,7	142,77	-	143,51	-	1000	59,3	175,22	-	176,14	-
1100	52,4	172,55	-	173,46	-	1100	-	-	-	213,02	-
1200	57,2	205,49	-	206,56	-	1200	-	-	-	-	-

SDR 9		PN 16 PE 80		PN 20 PE 100		SDR 7,4		PN 20 PE 80		PN 25 PE 100	
Ø	ép. mm	Pds kg/m	Force daN	Pds kg/m	Force daN	Ø	ép. mm	Pds kg/m	Force daN	Pds kg/m	Force daN
20	2,3	0,13	105	0,13	131	20	3,0	0,16	124	0,16	155
25	3,0	0,21	160	0,21	200	25	3,5	0,24	193	0,24	241
32	3,6	0,32	262	0,33	328	32	4,4	0,38	312	0,39	389
40	4,5	0,51	410	0,51	512	40	5,5	0,60	487	0,60	608
50	5,6	0,79	638	0,79	797	50	6,9	0,93	762	0,94	953
63	7,1	1,25	1017	1,26	1272	63	8,6	1,47	1199	1,48	1499
75	8,4	1,76	1434	1,77	1792	75	10,3	2,09	1708	2,11	2135
90	10,1	2,54	2068	2,56	2585	90	12,3	3,00	2449	3,02	3061
110	12,3	3,78	3079	3,80	3849	110	15,1	4,50	3672	4,52	4590
125	14,0	4,87	3982	4,90	4977	125	17,1	5,79	4728	5,82	5909
140	15,7	6,12	5000	6,16	6250	140	19,2	7,27	5943	7,31	7428
160	17,9	7,97	6517	8,02	8146	160	21,9	9,46	7749	9,51	9686
180	20,1	10,09	8235	10,14	10293	180	24,6	11,96	9794	12,02	12243
200	22,4	12,48	10193	12,54	12741	200	27,4	14,80	12117	14,88	15146
225	25,2	15,79	12900	15,87	16125	225	30,8	18,70	15234	18,80	19155
250	27,9	19,41	15876	19,51	19845	250	34,2	23,09	18909	23,21	23636
280	31,3	24,40	19944	24,52	24929	280	38,3	28,95	23717	29,10	29646
315	35,2	30,86	25233	31,03	31541	315	43,1	36,65	30024	36,84	37530
355	39,7	39,20	32069	39,40	40087	355	48,5	46,47	38085	46,71	47606
400	44,7	49,72	40689	49,99	50861	400	54,7	59,02	48390	59,33	60488
450	50,3	62,96	51508	63,29	64385	450	61,5	74,67	61213	75,06	76516
500	55,8	77,58	63502	77,99	79377	500	-	-	-	-	-
560	-	-	-	-	-	560	-	-	-	-	-
630	-	-	-	-	-	630	-	-	-	-	-
710	-	-	-	-	-	710	-	-	-	-	-
800	-	-	-	-	-	800	-	-	-	-	-
900	-	-	-	-	-	900	-	-	-	-	-
1000	-	-	-	-	-	1000	-	-	-	-	-
1100	-	-	-	-	-	1100	-	-	-	-	-
1200	-	-	-	-	-	1200	-	-	-	-	-

Force daN : force de tirage maximum à la traction lors de la pose à 20°C