

**UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR**

**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE**

Centre de Thiès



GC 493

Département de Génie Civil

**Projet de fin d'études**

En vue de l'obtention du **Diplôme d'Ingénieur de Conception**

**TITRE :**

**Optimisation du système  
d'adduction d'eau multi villages  
de Keur Mbaye Sall**

Présenté par : **Marie TINE FAYE**

**Mamadou DIENG**

Directeurs : **M. Séni TAMBA**

**M. Alassane BA**

**M. Ibrahima THIAM**

Directeur externe : **M. Alassane Taïrou NDIAYE**

Juillet 2007

## Dédicaces de Marie TINE FAYE

Je dédie ce travail :

- ☛ A mon père pour le soutien indéfectible qu'il a manifesté à notre égard durant tout notre cursus scolaire ;
- ☛ A ma mère qui nous a quitté en cours de route, que la terre de Touba lui soit légère ;
- ☛ A mon oncle Fégane TINE pour tout ce qu'il a fait pour moi, je ne saurais le remercier ;
- ☛ A mon frère Romnald TINE pour son soutien et ses précieux conseils ;
- ☛ A mon cher mari et à mes enfants Aïcha et Khadija;
- ☛ A mes frères et sœurs, tantes et grandes mères, cousins et cousines ;
- ☛ A mes amis et camarades de promotion ;
- ☛ A mon camarade Mamadou DIENG pour avoir voulu travailler avec moi dans ce projet.

## Dédicaces de Mamadou DIENG

Je dédie ce travail :

- ☛ A mes parents pour les énormes sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard durant tout mon cursus scolaire ;
- ☛ A mon épouse pour sa compréhension ;
- ☛ A toute ma famille, frères et sœurs, cousins et cousines ;
- ☛ A tous mes camarades de promotion, amis et proches ;
- ☛ A ma camarade Marie TINE FAYE pour avoir voulu travailler avec moi dans ce projet.

## REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à ALLAH Seigneur des mondes, nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Nous voudrions remercier particulièrement :

- Monsieur Sény TAMBA, professeur à L'E.S.P. pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils ;
- Monsieur Alassane BA, professeur à L'E.S.P. pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils ;
- Monsieur Diène FAYE, Directeur de l'Hydraulique pour nous avoir donné un sujet et mis à notre disposition des moyens de travail ;
- Monsieur Alassane Taïrou NDIAYE, ingénieur à la Direction de l'Hydraulique, notre directeur externe pour sa large contribution ;
- Monsieur Ibrahima THIAM, professeur de topographie à L'E.S.P pour sa contribution ;
- Madame Adu THIAW GAYE, responsable du laboratoire d'assainissement des eaux de l'E.S.P pour les analyses;
- Monsieur Ndiomé DIENG, directeur du bureau d'études SCIEPS pour sa contribution, la documentation fournie et le tirage des plans ;
- Ada FAYE et Diawoye NDIAYE, nos camarades de classe pour leur participation aux mesures topographiques sur le terrain ;
- Monsieur Moundor MADIOUNE, chef de la Division Régionale de l'Hydraulique de Thiès ;
- Monsieur Omar FAYE, chef de la brigade régionale des puits et forages de Thiès ;
- Monsieur Baba NDIAYE, ingénieur à la Direction de la Statistique de Dakar ;
- Monsieur Sidi DIOP et tout le bureau de l'ASUFOR de Keur Mbaye Sall qui n'ont ménagé aucun effort pour nous aider dans les levés topographiques et les enquêtes socio-économiques ;
- A l'ensemble du corps professoral de L'E.S.P centre de Thiès pour l'enseignement de qualité qu'il nous ont dispensé durant toutes ces années d'études ;
- Aux membres de l'administration de L'E.S.P ;
- Aux membres et à l'administration du COUD ;
- A l'ensemble de nos camarades de promotion.

## SOMMAIRE

Le but de ce travail est de mener d'une part une étude sur l'optimisation du système d'adduction d'eau multi villages de Keur Mbaye Sall et d'autre part de mettre en exergue la gestion du forage.

Ce projet est une initiative de la direction de l'hydraulique dans le but de jouer sa partition dans l'optimisation des investissements, la lutte contre la pauvreté et l'atteinte des OMD relatifs à la réduction de moitié d'ici 2015, du nombre de personnes n'ayant pas accès à l'eau potable en 2002

Les études qui ont été menées dans le cadre de ce projet et ayant permis son aboutissement ont suscité une démarche bien élaborée. Elle consistait tout d'abord à faire des enquêtes socio – économiques auprès des villageois, un diagnostic du système hydraulique existant et des levés topographiques.

Sur la base de ces données, nous avons procédé à une analyse du réseau existant et de son mode de gestion, à une évaluation des besoins en eau présents et futurs (sur 15 ans) et enfin aux calculs du réseau et à une estimation financière.

Cette étape déterminante était l'occasion de mettre au point les composantes et les paramètres de calculs du réseau en se basant parfois sur des hypothèses et dans le respect des critères de conception. Après le calcul par la méthode classique, nous avons utilisé le logiciel Epanet 2.0 adapté aux domaines de l'hydraulique pour une vérification.

En tenant compte des extensions prévues, la pression résiduelle dans certains tronçons n'est pas atteinte. Ainsi deux solutions ont été proposées afin de palier à ce problème.

La première consiste en une augmentation des diamètres des tronçons critiques et la seconde à la construction d'un deuxième réservoir de 150 m<sup>3</sup> sur 30 m qui pourra en même temps alimenter le premier réservoir et résoudre les problèmes de pression dans le réseau.

## TABLE DES MATIERES

<b>Introduction.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : GENERALITES</b>	
<b>1. Présentation de la zone d'étude.....</b>	<b>4</b>
<b>2. Les différents systèmes d'AEP en milieu rural.....</b>	<b>6</b>
2. 1. Le système d'AEP mono village.....	6
2. 2. Le système d'AEP multi villages.....	6
<b>CHAPITRE II : ETATS DES LIEUX</b>	
<b>1. La zone I.....</b>	<b>9</b>
1. 1. Le forage.....	9
1. 1.1. Structure.....	9
1. 1.2. Caractéristiques.....	9
1. 1.3. Qualité de l'eau.....	10
1.1.3.1. <i>Caractéristiques organoleptiques.....</i>	<i>10</i>
1.1.3.2. <i>Caractéristiques physico – chimiques.....</i>	<i>10</i>
1.1.3.3. <i>Caractéristiques bactériologiques.....</i>	<i>11</i>
1.2. L'unité de pompage.....	11
1.3. L'ouvrage de stockage.....	12
1.4. Les canalisations.....	12
1.5. Les bornes fontaines.....	12
1.6. Les branchements particuliers.....	13
1.7. L'abreuvoir.....	14
1.8. La potence de remplissage.....	14
1.9. Les ouvrages annexes.....	14
1.10. Taux actuel d'utilisation de l'eau.....	15
<b>2. La Zone II.....</b>	<b>17</b>
<b>CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU</b>	
<b>1. Etudes socio-économiques.....</b>	<b>20</b>
1. 1. Estimation de la population.....	21
1. 2. Estimation du cheptel.....	22
1. 3. Estimation des superficies de maraîchage.....	23
1. 4. Conclusion.....	23
<b>2. Etude de la consommation en eau.....</b>	<b>24</b>

2. 1. Consommation de la population.....	24
2. 2. Consommation du cheptel.....	24
2. 3. Consommation des services publics.....	25
2. 4. Consommation journalière globale actuelle et future.....	25
2. 5. Le facteur de pointe.....	27
2. 6. Détermination de la réserve .....	27
2. 6.1. Réserve d'équilibre.....	28
2. 6.2. La réserve incendie.....	29
2. 6.3. Réserve d'urgence et de production.....	29
2. 6.4 La réserve maximale .....	30
2. 6.5 La réserve souhaitable.....	30
2.6.6 La réserve minimale .....	30
<b>3. Disponibilité en ressources hydriques.....</b>	<b>30</b>
3. 1. Introduction.....	30
3. 2. Données hydrogéologiques générales.....	31
3. 3. Comparaison entre disponibilités en eau et besoins actuels et futurs.....	31
3. 3.1 Comparaison Ressource – Demande.....	31
3. 3.2 Comparaison Ressource – Offre.....	32
3. 3.3 Comparaison Offre – Demande.....	32
<b>CHAPITRE IV : CALCUL DU RESEAU</b>	
<b>1. Description et schéma du réseau.....</b>	<b>34</b>
1.1. Type de réseau.....	34
1.2 Installations nouvelles.....	34
1.3 Description du réseau.....	35
<b>2. Le stockage.....</b>	<b>36</b>
2.1 La capacité .....	36
2.2 Le calage .....	37
<b>3. Détermination des débits dans les conduites.....</b>	<b>37</b>
3.1 Introduction.....	37
3.2 Consommation journalière.....	37
3.3 Calcul des débits.....	37
<b>4. Les vitesses d'écoulement.....</b>	<b>40</b>
<b>5. Calcul des diamètres.....</b>	<b>41</b>
<b>6. Calcul des pertes de charges.....</b>	<b>41</b>

6.1. Les pertes de charges linéaires.....	41
6.2. Les pertes de charges singulières .....	42
<b>7. Calcul des pressions.....</b>	<b>43</b>
<b>8. Solutions préconisées.....</b>	<b>48</b>
8.1. Solution 1.....	48
8.2. Solution 2.....	50
<b>9. Vérification avec EPANET.....</b>	<b>52</b>
9.1. Présentation du logiciel EPANET.....	52
9.2. Méthode de calcul.....	52
9.3. Paramètres d'entrée du réseau.....	52
9.3.1. Les nœuds de demande.....	53
9.3.2. Les réservoirs.....	53
9.3.3. Les bâches infinies.....	53
9.3.4. Les conduites.....	54
9.3.5. Les vannes.....	54
9.4. Les Résultats de la simulation.....	54
9.4.1. Courbe de modulation.....	55
9.4.2. Simulation du réseau : horizon 2022 avec les extensions prévues.....	55
9.4.3. Simulation de la solution 1.....	56
9.4.4. Simulation de la solution 2.....	57
9.5. Analyse des résultats .....	57

## **CHAPITRE V : EVALUATION FINANCIERE ET COMPTE D'EXPLOITATION PREVISIONNEL**

<b>1. Les investissements .....</b>	<b>59</b>
1.1. Solution 1.....	60
1.2. Solution 2.....	61
<b>2. Compte d'exploitation prévisionnelle.....</b>	<b>62</b>

## **CHAPITRE VI : LA GESTION DU FORAGE DE KEUR MBAYE SALL**

<b>1. Historique de la gestion des forages en milieu rural.....</b>	<b>68</b>
<b>2. La réforme de la gestion des forages ruraux ( REGEFOR).....</b>	<b>70</b>
2.1. Les principes de la réforme.....	70
2.1.1. Les principes politiques.....	70
2.1.2. Les principes opérationnels.....	70
2.2. Les intervenants dans la réforme.....	71

2.2.1. L'Asufor.....	71
2.2.2. Le Gérant.....	71
2.2.3. L'opérateur de maintenance principal (O.M.P) et local (O.M.L).....	72
2.2.4. L'Opérateur financier décentralisé.....	72
2.2.5. L'administration.....	72
2.2.5.1. l'Administration Centrale.....	72
2.2.5.2. l'Administration locale.....	73
2.2.6. Les bailleurs de fonds .....	73
2.3. Les Contraintes à la mise en œuvre de la Réforme.....	73
2.3.1. Les contraintes au niveau des usagers .....	73
2.3.2. Les contraintes au niveau du secteur privé.....	73
<b>3. La gestion du forage de Keur Mbaye Sall.....</b>	<b>74</b>
3.1. Le comité directeur.....	74
3.2. le comité exécutif.....	75
3.3. La tarification.....	76
<b>Conclusion et recommandations.....</b>	<b>77</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>79</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>80</b>
Liste des figures .....	VIII
Liste des tableaux .....	IX
Liste des abréviations .....	X

**LISTE DES FIGURES**

<b>Figure 1</b> : Plan de situation de la zone d'étude.....	4
<b>Figure 2</b> : Courbe d'évolution de la demande cumulée.....	29
<b>Figure 3</b> : Courbe de modulation.....	55

**LISTES DES TABLEAUX**

<b>Tableau 1</b> : Caractéristiques de la pompe et du groupe électrogène .....	11
<b>Tableau 2</b> : Répartition des bornes fontaines par village .....	13
<b>Tableau 3</b> : Evaluation des pertes dans le réseau .....	15
<b>Tableau 4</b> : Evaluation des besoins actuels du cheptel.....	16
<b>Tableau 5</b> : Caractéristiques des puits de la zone II.....	17
<b>Tableau 6</b> : Population et cheptel par village .....	20
<b>Tableau 7</b> : Evaluation de la Population .....	21
<b>Tableau 8</b> : Evaluation du cheptel.....	22
<b>Tableau 9</b> : Consommation des services publics branchés au réseau .....	25
<b>Tableau 10</b> : Evaluation de la demande en eau.....	26
<b>Tableau 11</b> : Détermination des débits à l'horizon 2022.....	28
<b>Tableau 12</b> : Détermination de la demande cumulative.....	28
<b>Tableau 13</b> : Comparaison Ressource – Demande .....	31
<b>Tableau 14</b> : Comparaison Ressource – Offre .....	32
<b>Tableau 15</b> : Comparaison Offre - Demande .....	32
<b>Tableau 16</b> : Détermination des débits par tronçon actuellement.....	38
<b>Tableau 17</b> : Détermination des débits actuels par tronçon en tenant compte des extensions.....	39
<b>Tableau 18</b> : Détermination des débits par tronçon pour 2022.....	40
<b>Tableau 19</b> : Calcul des diamètres et choix de diamètres commerciaux.....	41
<b>Tableau 20</b> : Calculs hydrauliques du réseau pour 2007 sans les extensions prévues.....	44
<b>Tableau 21</b> : Calculs hydrauliques du réseau pour 2007 avec les extensions prévues .....	45
<b>Tableau 22</b> : Calculs hydrauliques du réseau pour 2022 avec les extensions prévues .....	47
<b>Tableau 23</b> : Calcul du réseau en solution 1.....	49
<b>Tableau 24</b> : Calcul du réseau en solution 2 .....	51
<b>Tableau 25</b> : Résultats de la simulation en 2022 à 17 h .....	55
<b>Tableau 26</b> : Résultats de la simulation de la solution 1 à 17 h.....	56
<b>Tableau 27</b> : Résultats de la simulation de la solution 2 à 17 h.....	57
<b>Tableau 28</b> : Estimation des investissements pour la première solution.....	60
<b>Tableau 29</b> : Estimation des investissements pour la deuxième solution.....	61
<b>Tableau 30</b> : Détermination de la production brute pour 2008.....	63
<b>Tableau 31</b> : Compte d'exploitation prévisionnel.....	65
<b>Tableau 32</b> : Evolution du nombre de forages gérés par la DEM.....	68
<b>Tableau 33</b> : Résultats d'analyses de l'eau du forage.....	80

**LISTE DES ABREVIATIONS**

AEP : Approvisionnement en Eau Potable  
AFD : Agence Française de Développement  
AGR : Activité Génératrice de Revenus  
ASUFOR : Association d'Usagers de Forage  
Ca : Calcium  
CHW : Coefficient de Hazen William  
CILSS : Comité Inter Etats de Lutte contre la Sécheresse au Sahel  
CMS : Crédit Mutuel Sénégalais  
CR : Conseil Rural  
CTB : Coopération Technique Belge  
DEM : Direction de l'Exploitation et de la Maintenance  
DDI : Direction de la Dette et des Investissements  
DIEPA : Décennie Internationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement  
EPA: Environmental Protection Agency  
HMT : Hauteur Manométrique totale  
JICA : Agence Japonaise de Coopération Internationale  
Mg : Magnésium  
OMD : Objectifs du Millénaire pour le Développement  
OMS : Organisation Mondiale de la Santé  
OML : Opérateur de Maintenance Local  
OMP : Opérateur de Maintenance Principale  
PH : Potentiel Hydrogène  
PVC : Poly Chlorure Vinyle  
RE : Réserve d'Equilibre  
REGFOR : Réforme de la Gestion des Forages Ruraux  
RI : Réserve Incendie  
SP : Sous Préfet  
TAC : Titre Alcalimétrique Complet  
TH : Titre Hydrotimétrique  
UBT : Unité de Bétail Tropical

## Introduction

Le Sénégal, à l'instar des autres pays sahéliens, était naguère relativement bien arrosé dans la partie centrale. Cependant, les rigueurs du climat soudano-sahélien du type aride, qui se sont manifestées par la sécheresse pendant plus de trois décennies, ont fini de désorganiser son réseau hydrographique et de faire reculer en profondeur ses nappes phréatiques créant ainsi de sérieux problèmes d'alimentation en eau potable des populations rurales et du cheptel.

Cette période de sécheresse évolutive a déterminé très tôt une prise de conscience accrue de la vulnérabilité des régions sahéliennes aux variations climatiques, et a montré que l'un des moyens les plus efficaces et les plus sûrs d'y remédier était la réalisation des forages.

Les puits cimentés qui assuraient l'alimentation en eau des populations tarissaient vers les mois de février et mars, laissant pendant plusieurs mois les populations sans aucune eau de bonne qualité.

Les rares sources d'eau pérenne et potable que sont les forages se situaient dans les chefs-lieux de communauté rurale, éloignés de 2 à 10 km des autres villages. Ces forages équipés de pompes à motricité humaine, d'éoliennes mécaniques ou de pompes solaires étaient raccordés à un réservoir (pour la plus part au sol) de capacité très réduite et ne pouvant assurer qu'une distribution de proximité.

Les populations, notamment les femmes et les enfants, devaient parcourir quotidiennement de longues distances pour s'approvisionner en eau. A cela, s'ajoutent les pertes de temps dues aux longues files d'attente au niveau des points d'eau. Aucune activité rémunératrice ne pouvait être associée à cette corvée. La pauvreté s'installe de même que les maladies dues au manque d'eau potable. Rare sont les enfants qui vont à l'école normalement à cause de la corvée.

De plus, l'élevage constitue une des sources principales de l'économie en zone rurale. La demande en eau se trouve donc accentuée par le fort potentiel pastoral.

Ainsi, pour faire face à ces contraintes et aux conséquences qui en découlaient au niveau de l'approvisionnement en eau potable des populations et du cheptel à travers le pays, le Sénégal a consenti d'importants efforts sur ses ressources internes et avec l'appui de ses partenaires au développement pour répondre à la demande sociale et à la réduction de la pauvreté. De vastes programmes de réalisation et d'équipement de points d'eau potable pérennes en milieu rural ont vu le jour.

Toutefois, force est de reconnaître que malgré l'importance des investissements, la demande en eau potable est loin d'être entièrement couverte.

Face à cette situation, la nouvelle politique de maîtrise de l'eau s'inscrit dans une démarche de réponse aux besoins en eau par le biais d'une planification cohérente des actions afin d'optimiser les investissements, lutter efficacement contre la pauvreté et atteindre les Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD) relatifs à la réduction de moitié d'ici 2015, du nombre de personnes n'ayant pas accès à l'eau potable en 2002. L'objectif visé, à l'horizon 2015, est un taux d'accès à l'eau potable en milieu rural de 82 % contre 64 % en 2004.

La stratégie actuelle consiste à la poursuite de la réalisation de points d'eau dans un esprit de pôle de développement, en favorisant l'installation de grandes adductions d'eau plus connues sous le nom de systèmes d'Approvisionnement en Eau Potable (AEP) multi villages. Ces derniers permettront de desservir tous les villages satellites (sur un rayon d'au moins 5 km) à partir d'un point d'eau équipé de forage et de château d'eau. Une priorité est accordée d'abord aux grandes agglomérations dont l'alimentation en eau est insuffisante, ensuite à l'optimisation des systèmes existants.

C'est dans ce cadre que s'inscrit ce présent Projet de fin d'études qui porte sur l'optimisation du système d'AEP multi villages de Keur Mbaye Sall.

La méthodologie consiste d'abord à faire une recherche documentaire, des enquêtes socio-économiques auprès des villageois et des levés topographiques.

Sur la base de ces données, il s'agira de faire :

- l'état des lieux du système hydraulique existant ;
- le dimensionnement complet du réseau (évaluation des besoins en eau et calculs des paramètres hydrauliques);
- l'estimation financière du projet;
- l'analyse de la gestion du forage.

# CHAPITRE I : GENERALITES

## 1. Présentation de la zone d'étude

Le village de Keur Mbaye Sall dépend de la communauté rurale de Touba Toul et de l'arrondissement de Thiénéba, dans le département de Thiès.

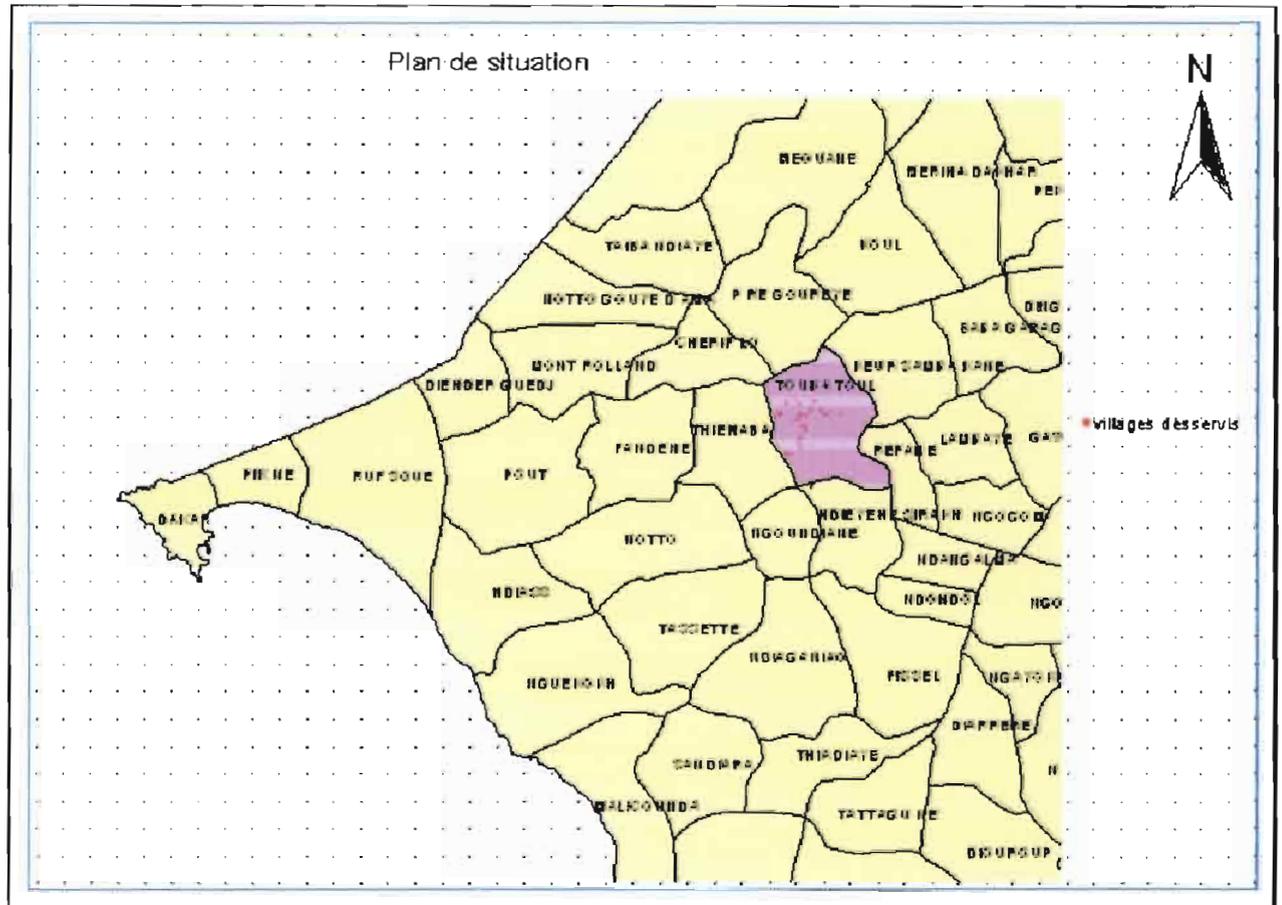


Figure 1 : Plan de situation de la zone d'étude

Situé à 7 km au nord du croisement de Ngoundiane, le village de Keur Mbaye Sall est difficilement accessible par une piste très sableuse. Il dispose d'un forage par lequel il polarise plus de 18 localités.

Le village se trouve dans une zone constituée de plaines et de dépressions. Le climat est de type tropical avec l'alternance de deux saisons : une saison des pluies qui dure de juin à octobre et une saison sèche le reste de l'année. La pluviométrie moyenne annuelle varie de 600 à 800 mm.

Les sols sont de type Dior. Les terres sont propices à l'agriculture mais connaissent un recul par rapport à leur richesse à cause des nombreuses années de monocultures.

La population est essentiellement composée de wolof. L'Islam est la seule religion pratiquée dans le village. Keur Mbaye Sall et les villages polarisés ont une population de 5756 âmes. Plus de la moitié de celle-ci est constituée de femmes. Le nombre total de carrés de ces localités est de 464.

L'émigration est un phénomène très développé et concerne les hommes et les jeunes. Les départs sont surtout motivés par des raisons économiques (manque de terres cultivables, manque d'Activités Génératrices de Revenus (AGR)). L'émigration est provisoire. Les jours de fêtes (tabaski, korité) tout le monde retourne au bercail.

L'agriculture constitue la principale activité économique de la zone et est de type pluvial. Elle concerne les variétés telles que : l'arachide, le mil, le niébé, etc. Aujourd'hui, l'activité est handicapée par le manque d'intrants agricoles et l'appauvrissement des terres.

Une partie de la production (l'arachide) est destinée à la vente, l'autre (les cultures vivrières) à l'auto consommation. Elle mobilise toutes les couches de la population, hommes, femmes et enfants.

Le maraîchage est pratiqué dans la zone mais timidement.

Le commerce concerne la vente de denrées alimentaires et mobilise pour l'essentiel les femmes : c'est la 2<sup>ème</sup> activité économique du village. Mais elle est handicapée par le manque de soutien financier.

L'élevage occupe la 3<sup>ème</sup> place et constitue une source de revenus pour une bonne partie de la population (le peulhs). Il est de type extensif.

Cette activité est bloquée de plus en plus par le manque d'espaces fourragers, l'éloignement des abreuvoirs et le vol du bétail. Elle est pratiquée par les hommes.

Le village de Keur Mbaye Sall est loti. Les habitations sont groupées. Le type d'habitat dominant est la case en banco avec un toit en paille mais on note quelques constructions en dur.

Concernant les équipements collectifs, nous enregistrons :

- une maternité transformée en école arabe par la population parce que non utilisée depuis sa construction et une mosquée ;
- sur le plan des infrastructures hydrauliques, le forage assure l'alimentation en eau et la pompe éolienne défectueuse sert pour le maraîchage.

## **2. Les différents systèmes d'AEP en milieu rural**

Aujourd'hui, en milieu rural, le Sénégal dispose de deux systèmes d'AEP. Le système mono village mis en place depuis la construction des premiers forages et le système multi villages. Ce dernier se développe de plus en plus parce qu'il est plus économique.

### **2.1. Le système d'AEP mono village**

Le système d'AEP mono village consiste à mettre en place, pour le compte d'un seul village, un forage, un système de pompage, un réservoir au sol et un petit réseau de distribution composé de bornes fontaines, d'un abreuvoir et d'une potence de puisage pour les charrettes.

Les villages satellites le plus souvent n'ont pas de source d'eau potable. Ils ne disposent que de puits qui tarissent à certaines périodes de l'année. N'ayant pas d'autres recours, ils se retournent vers le village voisin disposant d'un forage. Ainsi, c'est l'affluence vers ce point d'eau unique qui n'était pas dimensionné en conséquence pour satisfaire une telle demande. Les files d'attente sont très longues au niveau des bornes fontaines et des abreuvoirs. Des disputes sont notées entraînant même des conflits entre villages. Les ouvrages mis en place sont sollicités au delà de leurs capacités et se dégradent très rapidement.

La pompe qui est trop sollicitée tombe fréquemment en panne. Sans atteindre l'échéance prévue, le système devient inutilisable. C'est alors un investissement à renouveler.

Par ailleurs le paiement de l'eau se fait par une tarification forfaitaire qui ne tient pas compte des quantités réellement consommées. Les charges récurrentes ne sont pas couvertes entraînant ainsi de sérieux problèmes d'entretien et de maintenance. Les forages tombent donc en panne et ne peuvent être réparés par manque d'argent.

### **2.2. Le système d'AEP multi villages**

Pour pallier à la situation précédente, le système d'AEP multi villages intègre dès la conception tous les villages susceptibles d'être polarisés par le point d'eau. Tous les ouvrages du système sont dimensionnés en conséquence pour satisfaire les besoins en eau de la zone d'étude :

- l'ouvrage de captage est foré et équipé de diamètres adéquats aussi bien au niveau des crépines pour fournir le débit escompté qu'au niveau de la chambre de pompage pour contenir la pompe nécessaire ;

- la pompe doit fournir un débit suffisant et avoir une Hauteur Manométrique Totale (HMT) convenable afin de remplir le château d'eau. La source d'énergie (électricité, groupe électrogène, énergie solaire) a la puissance nécessaire pour alimenter la pompe ;
- le château d'eau dispose de caractéristiques techniques (capacité et de hauteur) suffisantes pour satisfaire les besoins aux heures de pointe et les pressions de services requis en tout point du réseau ;
- le réseau de distribution couvre toute la zone polarisée par le forage avec des densifications dans les grands centres pour faciliter les branchements particuliers ;
- pour améliorer l'exploitation du système, des vannes de sectionnement, des ventouses et des vidanges seront placées conformément aux études ;
- les bornes fontaines doivent être en nombre suffisant (une borne pour 200 habitants) et à des distances adéquates (à moins de 200m des habitations) afin d'éviter les attentes et d'amoinrir la corvée ;
- les abreuvoirs doivent être bien répartis dans la zone et satisfaire aisément le cheptel ; les villages à forte activité pastorale doivent être privilégiés ;
- les services publics (écoles, dispensaires, marchés, etc) doivent être raccordés ;
- à tout point de puisage, est installé un compteur pour évaluer facilement les consommations et assurer un paiement de l'eau équitable ;
- un système de gestion adéquat est mis en place afin de pérenniser l'exploitation des équipements.

Toutes ces infrastructures nécessitent de gros investissements. Cependant le système est pérenne et favorise le rapprochement entre villages contrairement au système d'AEP mono village où il faut renouveler fréquemment les équipements. Avant qu'un autre village n'acquière un forage, celui du village voisin est presque hors service et le cycle reprend.

En raison de ces avantages permettant de desservir un grand nombre d'usagers avec une seule station de pompage le Ministère chargé de l'hydraulique rurale et les bailleurs de fonds privilégient de plus en plus le système d'AEP multi villages.

## CHAPITRE II : ETATS DES LIEUX

L'analyse de la situation existante consistera essentiellement à une présentation des installations hydrauliques en place et à une critique de leur état et / ou de leur fonctionnement. Les solutions proposées seront données ultérieurement.

Pour les différentes localités, on donnera le taux actuel d'utilisation de l'eau.

Pour des raisons liées à une meilleure présentation de l'étude, mais aussi à l'existence, dans la zone, de deux systèmes d'alimentation en eau (alimentation en eau par forage et par puits) différents tant du point de vue des installations existantes que du point de vue du taux d'utilisation de l'eau, le projet pour cette partie sera scindé en deux zones :

- Une zone I : constituée de 17 villages dont Keur Mbaye Sall, Keur Ibra Guéye, Keur Yoro Safi, Keur Ma Abdou, Keur Ma Faye, Mboulfa, Thissé, Keur Mamour Ngoné, Fiaye, Thiare, Ngoulé, Keur Ndiaga Sarr, Gouyar Sarr, Thiarère, Nguémbé Dieng, Keur Aliou Diouf, Ndioudiouf et Ndiéry Pack. Cette zone est raccordée au forage de Keur Mbaye Sall qui dispose d'un château d'eau, d'un réseau de canalisations, de bornes fontaines, de branchements particuliers, d'un abreuvoir et d'une potence de remplissage pour les charrettes.
- Une zone II : où les installations se réduisent à des puits d'extraction manuelle de l'eau. Cette zone est composée de 7 villages dont Keur Gora Diop, Poursy Peulh, Keur Kaick, Keur Waly, Keur Diomaye, Ndioufène et Mboltogne.

## **1. La Zone I**

Nous passerons en revue successivement tous les éléments susmentionnés formant le réseau de la zone I.

### **1. 1. Le forage**

#### ***1. 1.1. Structure***

Les figures 5 et 6 en annexe donnent les coupes lithologique et technique du forage de Keur Mbaye Sall.

#### ***1.1.2. Caractéristiques:***

L'aquifère captée par le forage est constituée des couches calcaires gréseux et organiques entre 21,5 et 51,5 m. La crépine du forage se trouve dans cette zone. La hauteur statique est à 16, 8 m. Les résultats des essais de pompage donnent un débit de 66 m<sup>3</sup>/h et un rabattement de 0,21 m. Le niveau dynamique est donc à 17 m. Le débit de fonctionnement actuel du forage est de 30 m<sup>3</sup>/h.

### **1.1.3. Qualité de l'eau**

En plus de la quantité, l'approvisionnement en eau des populations pose le problème de la qualité de l'eau qui doit répondre à certaines exigences.

L'eau potable est définie comme étant de l'eau contenant des sels minéraux dissous, non toxiques, ainsi que des matières organiques non toxiques non plus et des micro-organismes inoffensifs, le tout dans des limites admissibles. C'est de l'eau que l'on peut consommer sans danger pour la santé. Mais il faudrait noter qu'on ne peut la définir dans l'absolu ; les exigences de qualité varient d'un pays à un autre. En l'absence de normes nationales sur l'eau potable, l'eau du forage de Keur Mbaye Sall sera examinée en fonction des normes de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

Les résultats d'analyses de l'eau du forage de Keur Mbaye Sall sont consignés au tableau 28 en annexe.

#### **1.1.3.1. Caractéristiques organoleptiques**

##### **☛ Couleur :**

La couleur de l'eau est repérée à l'aide d'un comparateur optique par référence à une gamme étalon préparée à partir d'une solution d'acide chloroplatinique dont la couleur est modifiée par addition de chlorure de cobalt. On exprime la valeur en degrés platine cobalt (mg/l de Pt/C°). Un jugement à l'œil, en l'absence de mesures permet de constater que l'eau du forage comme presque toutes les eaux des nappes profondes, ne présente pas de couleur.

##### **☛ Goût et saveur :**

Par expérience, l'eau du forage ne présente ni de goût, ni de saveur particulière.

#### **1.1.3.2. Caractéristiques physico – chimiques**

##### **☛ Le PH :**

Il représente l'alcalinité ou l'acidité de l'eau. Il est de 7,22 à 25°C pour l'eau du forage de Keur Mbaye Sall. Comparé aux normes, il est dans la gamme souhaitable. D'ailleurs, il est rarement une contre indication à la potabilité de l'eau.

##### **☛ La dureté : titres hydrotimétrique et alcalimétrique :**

La dureté d'une eau se manifeste par une difficulté dans la cuisson des légumes et dans la production de mousse avec du savon. Elle est déterminée par la somme des concentrations en cations métalliques (magnésium, calcium, carbonates et bicarbonates).

On distingue :

- la dureté totale ou titre hydrotimétrique (TH) : c'est la teneur en sel de calcium (Ca) et de magnésium (Mg). Pour l'eau du forage, on a un TH de 85,59 mg/l qui est inférieur au maximum souhaitable (125 mg/l) ;

- la dureté carbonatée, ou titre alcalimétrique complet (TAC) : c'est la teneur en carbonates et bicarbonates contenues dans l'eau. Le TAC du forage est donné par la teneur en bicarbonate, la teneur en carbonate étant négligeable. Il est compris dans les limites admissibles. On a TAC = 181 mg/l qui est inférieur à 500 mg/l.

#### ☛ Concentrations limites en chlorures et en fluorures :

A cause de leurs effets très nuisibles sur la santé quand leurs concentrations sont très élevées, l'eau présentant des teneurs en chlorures et en fluorures très supérieures aux normes acceptables est souvent rejetée en tant qu'eau potable. La concentration en chlorures étant de 52,12 mg/l, elle est inférieure au maximum acceptable qui est de 200 mg/l. Quand à la concentration en fluorures, elle n'a pu être déterminée.

#### 1.1.3.3. Caractéristiques bactériologiques

L'eau provenant d'une nappe profonde a peu de chance d'être contaminée en surface.

### 1.2. L'unité de pompage

L'unité de pompage comprend une électropompe, un groupe électrogène et une armoire de commandes.

Les caractéristiques détaillées du moteur et de la pompe sont les suivantes :

<b>Electropompe</b>			
<b>Pompe</b>		<b>Groupe Electrogène</b>	
Marque	CAPRARI	Marque	DEUTZ
Vitesse	1500 t/mn	Type	F3L912
Type	E6 S50 / 6P + MC 610	Puissance	30 KVA
Débit	30 m <sup>3</sup> / h	Date d'installation	08/05/2003
HMT	62 m	Fournisseur	AFCO
Fournisseur	AFCO		
<b>Moteur</b>			
Marque	FRANKLIN		
Rendement	88%		

Tableau 1 : Caractéristiques de l'électropompe et du groupe électrogène

### **1.3. L'ouvrage de stockage**

Le château d'eau est en béton ce qui permet une bonne conservation de l'eau à l'abri des variations de températures. Il a une capacité de 100 m<sup>3</sup>, la hauteur du radier de la cuve par rapport au sol est de 25 m. Cette hauteur lui permet de dominer la zone desserte et d'assurer de bonnes pressions aux points de puisage.

Cependant, le réservoir est très excentré par rapport à la zone à alimenter. Il est positionné à l'extrême Est du réseau ce qui contribue à long terme (avec l'accroissement de la demande et les extensions) à un problème de pression aux heures de pointe, particulièrement en bout de réseau.

### **1.4. Les canalisations**

Les tuyaux sont en PVC et les accessoires tels que les vannes de sectionnement en fonte.

En plus de leur prix modéré, les tuyaux en PVC présentent l'avantage de résister à la corrosion chimique et les pertes de charges y sont moins importantes comparées aux conduites en fonte ou en béton.

Le principal défaut que l'on peut noter sur ce réseau est l'absence de ventouses aux points hauts et de vidanges aux points bas. Cette situation favorise l'accumulation de l'air aux points hauts créant des perturbations au niveau de la distribution.

Le manque de vidange entraîne des dépôts au niveau des points bas ce qui augmente l'entartrage en ces points et par conséquent les pertes de charges.

### **1.5. Les bornes fontaines**

Le réseau compte au total 44 bornes fontaines. Elles sont inégalement réparties à travers les différentes localités comme le montre le tableau suivant :

Localité	Nombre de Bornes fontaine	Nombre d'habitants par borne	Localité	Nombre de Bornes fontaine	Nombre d'habitants par borne
Keur Mbaye Sall	5	90	Thiare	3	134
Keur Ibra Guéye	6	124	Ngoulé	1	65
Keur Yoro Safi	3	117	Keur Ndiaga Sarr	4	136
Keur Ma Abdou	1	21	Gouar Sarr	1	113
Keur Ma Faye	1	17	Thiaréne	3	50
Mboulfa	3	67	Ngémbé Dieng	2	37
Thissé	1	10	Keur Aliou Diouf	1	99
Keur Mamour Ngoné	3	121	Ndioudiuf	2	135
Fiaye	3	50	Ndiéry Pack	1	62

**Tableau 2 : Répartition des bornes fontaines par village**

Pour chaque village, les bornes fontaines sont réparties au niveau des places publiques des différents quartiers. Ainsi, les populations pour la plupart font moins de 200 m, norme recommandée par l'OMS, pour accéder à un point d'eau.

Il faut mentionner qu'au niveau de Keur Ibra Guéye, les populations utilisent en même temps l'eau de la pompe éolienne de leur localité. Cette pompe a des problèmes et fonctionne par moment. Dès qu'elles s'aperçoivent qu'elle est en marche, elles se précipitent pour y puiser le maximum ; l'eau étant gratuite.

Dans ce village, aussi une bonne partie de la population dispose maintenant de branchement particulier ; d'ailleurs deux bornes fontaines ne sont plus utilisées.

### **1. 6. Les branchements particuliers**

Ils sont au nombre de 89. Les services publics à savoir le poste de santé de Keur Ibra Guéye, les écoles de Keur Ndiaga Sarr et de Fiaye disposent de branchements particuliers.

Concernant les populations, la plupart des branchements particuliers est notée à Keur Ibra Guéye.

Les raccordements des branchements particuliers se font sur le réseau principal par des tacherons sans études préalables. Ainsi, certaines ramifications entraînent des pertes de charge énormes.

Par ailleurs, les populations habitants les périphéries surtout à Keur Mbaye Sall se plaignent de la faible densification du réseau. Le réseau étant concentré au centre du village, il est très onéreux d'avoir un branchement particulier.

Pour se faire brancher, il faut payer une caution de 5000 FCFA dans la caisse du comité du forage et un plombier, acheter les conduites, un compteur et tous les autres accessoires nécessaires (joints, coudes, raccords,....).

### **1. 7. L'abreuvoir**

Cuve de 10 m de long, de 1 m de largeur et de 0.5 m de hauteur, un abreuvoir est dimensionné pour alimenter 24 bovins à raison de 30 litres chacun pendant une période de 5 minutes.

Le réseau compte un seul abreuvoir au voisinage du château d'eau. Il fonctionne régulièrement et sert aussi bien pour le cheptel local que pour les transhumants d'où son congestionnement aux heures de pointe. L'abreuvoir se situe près des habitations ce qui permet d'en assurer une bonne supervision.

### **1. 8. La potence de remplissage**

Le réseau ne dispose que d'une seule potence de remplissage des charrettes située à Keur Mbaye Sall. Elle est rarement utilisée d'après les populations, d'ailleurs elle n'avait aucun défaut à notre passage.

La potence facilite également le remplissage des camions citerne en période de sinistre ou de cérémonie religieuse dans la zone.

### **1. 9. Les ouvrages annexes**

Ils sont composés de la cabine ou abri groupe électrogène, du logement du conducteur et de la clôture de l'enceinte de la station de pompage.

La cabine est un bâtiment constitué d'une seule pièce. Elle abrite en même temps le groupe électrogène et les outils et matériels relatifs à l'entretien et à la maintenance.

Le logement du gardien est un bâtiment constitué d'une pièce avec une toilette.

La clôture est un carré de 30 m x 30 m. Elle est constituée par un muret de 60 cm surmonté d'un grillage Ferlo de 1,50 m de haut avec des piquets en béton armé tous les 2,5m. La clôture abrite en son sein le château d'eau, le forage, le local du groupe électrogène et le logement du gardien.

### 1. 10. Taux actuel d'utilisation de l'eau

La détermination du taux d'utilisation de l'eau se heurte à une difficulté due au fait qu'il n'y a pas de différenciation entre la quantité d'eau consommée par la population et celle utilisée par le cheptel. Les renseignements que nous avons donnés nous donnent la consommation globale des personnes et du cheptel.

En effet, à la sortie du forage, se trouve un compteur de même qu'au droit de chaque point de puisage. Des relevés de ces compteurs sont effectués chaque mois. La différence entre le volume pompé calculé à la sortie du forage et le volume réellement utilisé (somme des volumes calculés au niveau de tous les points de puisage) donne les pertes dans le réseau. Une moyenne mensuelle sur un an a été évaluée et donne le tableau suivant:

Mois	Volume pompé (m <sup>3</sup> )	Volume consommé (m <sup>3</sup> )	Volume Perdu (m <sup>3</sup> )
Avril	2704	2384	320
Mai	2848	2572	276
Juin	3097	2877	220
Juillet	2904	2700	204
Août	2586	2232	354
Septembre	2571	2329	242
Octobre	3095	3050	45
Novembre	3218	3198	20
Décembre	3133	3074	59
Janvier	3555	3135	420
Février	2840	2585	255
Mars	3187	2782	405
<b>Moyenne Mensuelle (m3)</b>	<b>2978,17</b>	<b>2743,17</b>	<b>235,00</b>
<b>Moyenne journalière (m3)</b>	<b>99,27</b>	<b>91,44</b>	<b>7,83</b>

Tableau 3 : Evaluation des pertes dans le réseau

En considérant cette moyenne journalière, et en supposant que l'abreuvement du bétail obéisse à certaines normes, nous déterminons la consommation globale journalière de la population. Connaissant la population actuelle qui utilise l'eau, la consommation par jour et par personne s'en déduit facilement.

Le forage alimente actuellement les populations et le cheptel des villages de Keur Mbaye Sall, Keur Ibra Guéye, Keur Yoro Safi, Keur Ma Abdou, Keur Ma Faye, Mboulfa, Thissé, Keur Mamour Ngoné, Fiaye, Thiare, Ngoulé, Keur Ndiaga Sarr, Gouyar Sarr, Thiarère, Nguémbé Dieng, Keur Aliou Diouf, Ndioudioug et Ndiéry Pack.

Les normes suivantes étaient utilisées pour le premier dimensionnement du réseau, pour le cheptel :

- bovins : 30 litres / jour/ tête ;
- équins : 30 litres / jour/ tête ;
- asins : 15 litres / jour/ tête ;
- Ovins et caprins : 4 litres / jour/ tête.

Les normes données ci- dessus, ont permis d'évaluer la consommation journalière globale actuelle du cheptel dont le tableau suivant donne le détail par village.

Localités	Chevaux		Anes		Bœufs		Moutons et chèvres	
	Nombre de têtes	Besoins (m <sup>3</sup> /J)	Nombre de têtes	Besoins (m <sup>3</sup> /J)	Nombre de têtes	Besoins (m <sup>3</sup> /J)	Nombre de têtes	Besoins (m <sup>3</sup> /J)
Keur Mbaye Sall	37	1,11	22	0,33	120	3,6	390	1,56
Keur Ibra Guéye	40	1,2	20	0,3	150	4,5	370	1,48
Keur Yoro Safi	35	1,05	20	0,3	60	1,8	242	0,968
Keur Ma Abdou	4	0,12	0	0	0	0	18	0,072
Keur Ma Faye	3	0,09	1	0,015	0	0	29	0,116
Mboulfa	20	0,6	10	0,15	80	2,4	170	0,68
Thissé	2	0,06	0	0	2	0,06	37	0,148
Keur Mamour Ngoné	33	0,99	9	0,135	19	0,57	315	1,26
Fiaye	18	0,54	5	0,075	12	0,36	77	0,308
Thiare	28	0,84	15	0,225	20	0,6	350	1,4
Ngoulé	10	0,3	2	0,03	27	0,81	78	0,312
Keur Ndiaga Sarr	30	0,9	10	0,15	29	0,87	183	0,732
Gouar Sarr	9	0,27	5	0,075	0	0	138	0,552
Thiarère	30	0,9	10	0,15	65	1,95	200	0,8
Ngémbé Dieng	6	0,18	6	0,09	0	0	105	0,42
Keur Aliou Diouf	8	0,24	10	0,15	20	0,6	61	0,244
Ndioudioug	23	0,69	17	0,255	20	0,6	139	0,556
Ndiéry Pack	6	0,18	2	0,03	0	0	35	0,14
<b>Total</b>	<b>342,0</b>	<b>10,26</b>	<b>164</b>	<b>2,46</b>	<b>624</b>	<b>18,72</b>	<b>2937</b>	<b>11,75</b>
<b>Consommation globale du cheptel actuellement (m<sup>3</sup>/J)</b>								<b>43,19</b>

**Tableau 4 : Evaluation des besoins actuels du cheptel**

La consommation moyenne journalière en eau étant de  $91,44 \text{ m}^3$  ;

La quantité revenant aux personnes est obtenue par :  $91,44 - 43,19 = 48,25 \text{ m}^3$

Si l'on sait que le nombre de personnes desservies actuellement est de 4074 ; la consommation par jour et par habitant s'obtient par :

$$C(j/h) = \frac{48,25 \cdot 10^3}{4074} = 11,84 \text{ litres / j / h} \text{ soit } 12 \text{ litres / j / h.}$$

Cependant pour tenir compte des incertitudes sur le cheptel il est conseillé d'appliquer un coefficient de réajustement de l'ordre de 1,2 à 1,35. Ainsi avec un coefficient de 1,35 ; on obtient une consommation de 16,2 l/j/h.

Ce taux est très en dessous du minimum préconisé par l'OMS qui est de 35 l/j/personne.

En effet, cela s'explique par le fait que l'eau se paie. Les populations de la zone n'ayant pas assez de revenus, utilise le juste minimum conformément à leurs moyens pour subvenir aux besoins vitaux.

## 2. La Zone II

Le tableau suivant donne les installations hydrauliques existantes qui se réduisent à des puits dans cette zone. Quelques caractéristiques de ces puits et la méthode d'exhaure de l'eau sont également mentionnées.

Localité	Source d'eau	Profondeur (m)	Pérennité	Distance du puits	Méthode d'exhaure
Keur Diomaye	1 puits	20	Pérenne	50 – 150 m	Extraction manuelle
Poury Peulh	1 puits et le forage (bornes de Ndioudiouf)	25	Tarissement en fin de saison sèche	150 – 250 m au puits et plus de 1500 m à Ndioudiouf	Extraction manuelle
Keur Waly Khasse Sene	1 puits	20	Pérenne	100 m	Extraction manuelle
Keur Gora Diop	1 puits et le forage (bornes fontaines de Ndioudiouf)	15	tarissable	100 m au puits et 400m aux bornes	Extraction manuelle
Ndioufène	1 puits et le forage (bornes de Thiare)	20	Tarissement en fin de saison sèche	50 – 100 m au puits et 1000 m à Thiare	Extraction manuelle
Mboltogne	3 puits	16	Pérenne	50 – 200 m	Extraction manuelle
Keur Kaick	1 puits	25	Pérenne	200 m	Extraction manuelle

Tableau 5 : Caractéristiques des puits de la zone II

N'ayant pas de sonde, nous avons juste questionné les usagers pour estimer les profondeurs des puits et connaître leur état en fonction des périodes de l'année.

Pour Keur Diomaye, Keur Waly, Mboltoigne et Keur Kaick, les puits sont pérennes mais, en saison sèche, les femmes font des pauses surtout le matin où la sollicitation est très importante pour permettre la recharge des puits.

Pour Pory Peulh, Keur Gora Diop et Ndioufène, les puits sont sujets aux tarissements surtout en saison sèche. Ce qui fait que dans ces localités l'eau devient très rare et ne peut être trouvée qu'aux villages voisins raccordés au forage de Keur Mbaye Sall. La corvée est assurée par les femmes et les enfants à pieds ou avec des charrettes.

Cette situation fait qu'une solution d'urgence doit être apportée à ces populations le plus vite. Dans cette zone, seuls les troupeaux de Pory Peulh s'abreuvent à l'abreuvoir de Keur Mbaye Sall.

Le taux d'utilisation journalier de l'eau pour ces localités n'a pu être déterminé. En effet, nous n'avons pas à notre disposition le matériel permettant de mesurer le débit des puits pour pouvoir connaître la quantité d'eau utilisée par jour. Mais une observation minutieuse de l'utilisation de l'eau dans cette zone nous permet de conclure qu'elle est très faible.

## CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS

La prévision des besoins actuels et futurs implique la détermination de la zone, de la population et des animaux à desservir ainsi que de la consommation totale future. Il faut après s'assurer de la disponibilité en eau de la nappe pour répondre à l'ensemble des besoins.

## 1. Etudes socio-économiques

Des enquêtes sur le terrain ont permis de connaître la population de même que le cheptel des localités concernées par l'étude. Nous étions en compagnie du secrétaire du comité du forage qui explique aux chefs de villages l'importance et l'intérêt de l'étude. Les villageois se sont alors montrés disponibles pour nous fournir les renseignements aussi bien sur le cheptel que sur la population. Ce qui fait que les chiffres obtenus par les enquêtes sont crédibles. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Localité	X	Y	Carrés	Population (hbts)	Chevaux	Anes	Bœufs	Moutons	Chèvres
Keur Mbaye Sall	28312711	1642000	41	450	37	22	120	200	190
Keur Ibra Guéye	28313605	1643627	74	740	40	20	150	200	170
Keur Yoro Safi	28314704	1644251	40	350	35	20	60	100	142
Keur Ma Abdou	28315039	1643609	3	21	4	0	0	12	6
Keur Ma Faye	28315122	1643301	2	17	3	1	0	6	23
Mbouffa	28316730	1642647	21	200	20	10	80	100	70
Thissé	28316710	1643882	2	10	2	0	2	7	30
Keur Mamour Ngoné	28316972	1643635	39	363	33	9	19	244	71
Fiaye	28318055	1642552	21	150	18	5	12	53	24
Thiare	28318479	1642001	35	400	28	15	20	200	150
Ngoulé	28316024	1641524	8	65	10	2	27	56	22
Keur Ndiaga Sarr	28315336	1641895	40	541	30	10	29	110	73
Gouar Sarr	28315942	1640548	8	113	9	5	0	70	68
Thiaréne	28315908	1640119	20	150	30	10	65	120	80
Ngémbé Dieng	28315367	1638880	7	73	6	6	0	42	63
Keur Aliou Diouf	28314892	1638419	10	99	8	10	20	39	22
Ndioudiouf	28315291	1638009	22	270	23	17	20	49	90
Ndiéry Pack	28314895	1639101	5	62	6	2	0	14	21
Keur Diomaye	28316733	1638143	33	300	25	10	30	120	150
Poury Peulh	28314197	1636956	15	140	3	30	600	600	400
Keur Waly Khasse Sene	28316587	1637766	4	400	11	8	150	200	150
Keur Gora Diop	28315414	1637684	2	30	4	4	0	21	30
Ndiouféne	28319339	1642400	8	70	10	6	5	40	23
Mboitogne	28320479	1642133		700	20	23	27	200	200
Keur Kaick	28313546	1637160	4	42	5		47	28	39
<b>Total</b>			<b>464</b>	<b>5756</b>	<b>420</b>	<b>245</b>	<b>1483</b>	<b>2831</b>	<b>2307</b>

Tableau 6 : Population et cheptel par village

X et Y représentent les coordonnées des villages dans le système de projection Universal Transverse Mercator (UTM) des villages.

### 1. 1. Estimation de la population

Des informations recueillies auprès de la Direction Régionale de la Statistique et de la Planification de Thiès attestent que la population de la communauté rurale de Touba Toul où se trouve notre zone d'étude suit une évolution géométrique avec un taux d'accroissement annuel de 2,6 %. Ce taux est un peu éloigné de la moyenne nationale pour les populations en milieu rurale qui est de 2,07 %.

En retenant le taux de croissance de 2,6 % pour l'estimation de la population et une période de dimensionnement de 15 ans fixée par la Direction de l'Hydraulique, nous avons :

$$P_n = P_0 \times (1 + a)^n \text{ où}$$

$P_0$  : population de 2007

$P_n$  : population de l'année cherchée (2022)

$a$  : accroissement de la population

$n$  : nombre d'années de la période de dimensionnement.

$$P_n = P_0 \times (1 + 0,026)^{15}$$

Localité	Population de 2007	Population de 2022
Keur Mbaye Sall	450	661
Keur Ibra Guéye	740	1088
Keur Yoro Safi	350	514
Keur Ma Abdou	21	31
Keur Ma Faye	17	25
Mbouffa	200	294
Thissé	10	15
Keur Mamour Ngoné	363	533
Fiaye	150	220
Thiare	400	588
Ngoulé	65	96
Keur Ndiaga Sarr	541	795
Gouar Sarr	113	166
<b>Total</b>	<b>3420</b>	<b>5026</b>

Localité	Population de 2007	Population de 2022
Thiaréne	150	220
Ngembé Dieng	73	107
Keur Aliou Diouf	99	145
Ndioudiuf	270	397
Ndiéry Pack	62	91
Keur Diomaye	300	441
Poury Peulh	140	206
Keur Waly Khasse Sene	400	588
Keur Gora Diop	30	44
Ndiouféne	70	103
Mboltogne	700	1029
Keur Kaick	42	62
<b>Total</b>	<b>2336</b>	<b>3433</b>

Tableau 7 : Evaluation de la Population

Pour 2007, la population totale est de **5756** habitants et pour 2022 elle est de **8559**

## 1. 2. Estimation du cheptel

La Direction Régionale de la Statistique et de la Planification de Thiès ne dispose pas de données sur le cheptel de la zone. Pour ce faire, nous avons demandé au niveau de Dakar où nous avons eu à défaut des données de Thiès celles du cheptel de la région de Louga.

Les conditions climatiques de notre zone d'étude étant proches de celles de Louga, nous avons ainsi adopté ces données pour évaluer le cheptel. Pour les différentes catégories de cheptel, nous avons les taux d'accroissement annuels suivants:

- bovins : 2% ;
- ovins et caprins : 4% ;
- asins et équins : 2%.

La même formule pour estimer la population a été utilisée sauf qu'ici Po et a sont fonction du cheptel à calculer. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Localité	2007					2022				
	Chevaux	Anes	Bœufs	Moutons	Chèvres	Chevaux	Anes	Bœufs	Moutons	Chèvres
Keur Mbaye Sall	37	22	120	200	190	50	30	162	360	342
Keur Ibra Guéye	40	20	150	200	170	54	27	202	360	306
Keur Yoro Safi	35	20	60	100	142	47	27	81	180	256
Keur Ma Abdou	4	0	0	12	6	5	0	0	22	11
Keur Ma Faye	3	1	0	6	23	4	1	0	11	41
Mbouffa	20	10	80	100	70	27	13	108	180	126
Thissé	2	0	2	7	30	3	0	3	13	54
Keur Mamour Ngoné	33	9	19	244	71	44	12	26	439	128
Fiaye	18	5	12	53	24	24	7	16	95	43
Thiare	28	15	20	200	150	38	20	27	360	270
Ngoulé	10	2	27	56	22	13	3	36	101	40
Keur Ndiaga Sarr	30	10	29	110	73	40	13	39	198	131
Gouar Sarr	9	5	0	70	68	12	7	0	126	122
Thiaréne	30	10	65	120	80	40	13	87	216	144
Ngémbé Dieng	6	6	0	42	63	8	8	0	76	113
Keur Aliou Diouf	8	10	20	39	22	11	13	27	70	40
Ndioudiouf	23	17	20	49	90	31	23	27	88	162
Ndiéry Pack	6	2	0	14	21	8	3	0	25	38
Keur Diomaye	25	10	30	120	150	34	13	40	216	270
Poury Peulh	3	30	600	600	400	4	40	808	1081	720
Keur Waly Khasse Sene	11	8	150	200	150	15	11	202	360	270
Keur Gora Diop	4	4	0	21	30	5	5	0	38	54
Ndioufène	10	6	5	40	23	13	8	7	72	41
Mboltogne	20	23	27	200	200	27	31	36	360	360
Keur Kaick	5	1	47	28	39	7	1	63	50	70
<b>Total</b>	<b>420</b>	<b>246</b>	<b>1483</b>	<b>2831</b>	<b>2307</b>	<b>565</b>	<b>331</b>	<b>1996</b>	<b>5098</b>	<b>4155</b>

Tableau 8 : Evaluation du cheptel

### **1. 3. Estimation des superficies de maraîchage**

Notre zone d'études ne connaît pas encore un programme développé et étendu de maraîchage. Seules quelques superficies d'exploitation familiales sont aménagées autour du puits abritant la pompe éolienne défectueuse. C'est l'eau de ce puits qui sert pour l'arrosage. Cependant, d'après les enquêtes menées, les populations veulent pratiquer le maraîchage car elles n'ont pas d'occupations en saison sèche. Mais, d'une part, l'extraction de l'eau au niveau du puits est très difficile et, d'autre part, elles craignent la facture d'eau qui risque d'être insupportable.

Aussi, d'après le président du comité d'exécution du forage, le branchement de la zone de maraîchage au forage est totalement exclu, il faut soit réhabiliter la pompe éolienne soit la remplacer par une pompe manuelle.

Par manque de sonde, nous n'avons pas pu recueillir la profondeur et le niveau de l'eau du puits. Mais d'après les populations, il a un bon débit, il ne tarit jamais. D'ailleurs c'est ce puits qui servait pour l'alimentation en eau de Keur Mbaye Sall et de ses environs avant le forage.

La zone de maraîchage est estimée à 2 ha mais nous n'en tiendrons pas compte dans l'estimation de la demande future.

### **1. 4. Conclusion**

Le diagnostic de la situation actuelle et l'enquête socio – économique révèlent que notre zone d'étude a une population et un cheptel relativement élevés avec une répartition non uniforme. Keur Ibra Guèye et Mboltoigne sont les localités les plus peuplées tandis que le cheptel se concentre pour l'essentiel à Poury Peulh qui est un village d'éleveurs.

La zone I n'est pas défavorisée en eau. Tous ses villages sont raccordés au forage mais l'eau est faiblement utilisée par rapport aux normes prévues. Les besoins se font surtout sentir dans la zone II où les puits continuent d'assurer l'approvisionnement en eau. Les villages de Poury Peulh et de Mboltoigne, respectivement de par l'importance du cheptel et de la population méritent d'être raccordés au forage.

## **2. Etude de la consommation en eau**

### **2. 1. Consommation de la population**

De nombreuses études ont été faites sur le taux de consommation d'eau par jour et par habitant pour les zones rurales dans les pays du Tiers Monde. Certains auteurs préconisent 40 litres/jour/habitant. Pour l'OMS, le minimum indispensable en pays chauds est de 35 litres/jour/habitant ainsi réparti :

- hygiène corporelle : 16 l/j/hab ;
- lessive : 10 l/j/hab ;
- nettoyage des lieux habités : 2 l/j/hab ;
- boisson, cuisine : 5 l/j/hab ;
- vaisselle et divers : 2 l/j/hab.

Ce minimum tient uniquement compte des besoins domestiques, nous l'adopterons pour le projet.

### **2. 2. Consommation du cheptel**

L'estimation des besoins en eau des animaux domestiques n'est pas aisée parce que variant considérablement suivant les conditions de l'environnement.

Néanmoins, on pourrait retenir, pour le bétail, en zone tropicale une consommation de 40 litres par jour et par Unité de Bétail Tropical (UBT) selon le Comité Inter Etat de Lutte contre la Sécheresse au Sahel (CILSS). Ce qui donne :

- bovin = 0,75 UBT : 30 l/j (en élevage extensif) ;
- équin = 1 UBT : 40 l/j ;
- asin = 0,5 UBT : 20 l/j ;
- ovin et caprin = 0,1UBT : 5 l/j.

D'après les populations, la zone accueille beaucoup de transhumants en saison sèche. L'estimation de ce cheptel s'est avérée très délicate. Ainsi pour en tenir compte nous allons majorer la consommation des bovins à 40 l/j.

### 2. 3. Consommation des services publics

Elle est résumée dans le tableau 9 :

Services publics	consommation spécifique	Nombres d'occupant par jour	Consommation globale (l/j)
Ecole Fiaye	4 l/j/élève	102	408
Ecole Keur Ndiaga Sarr	4 l/j/élève	116	464
Poste de santé Keur Ibra Guéye	150 l/j/lit	5	750

Tableau 9 : Consommation des services publics branchés au réseau (source : CILSS)

### 2. 4. Consommation journalière globale actuelle et future :

Sur la base de l'évaluation de la population, du cheptel et des services publics, des taux journaliers d'utilisation de l'eau de chacun d'eux, nous avons déterminé la consommation journalière de l'ensemble de la zone pour 2007 et 2022.

Par exemple pour Keur Mbaye Sall nous avons pour 2007:

Population = 450 habitants ;

Consommation spécifique de la population =  $0,0162 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab}$

Cheptel = 207 UBT ;

Consommation spécifique du cheptel =  $0,04 \text{ m}^3/\text{j}/\text{UBT}$

Ce qui donne des besoins en eau journaliers de :  $0,0162 \times 450 + 0,04 \times 207 = 15,57 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Le tableau 10 suivant donne l'ensemble des résultats :

Localité	2007					2022					
	Cons en m <sup>3</sup> /J/hab	Population (habitant)	Cons en m <sup>3</sup> /J/UBT	Cheptel en UBT	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Cons en m <sup>3</sup> /J/hab	Population (habitant)	Cons en m <sup>3</sup> /J/UBT	Cheptel en UBT	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	
Keur Mbaye Sall	0,0162	450	0,04	207	15,570	0,035	661	0,04	296,3	35,001	
Keur Ibra Guéye	0,0162	740	0,04	237	22,218	0,035	1088	0,04	335,8	52,246	
Keur Yoro Safi	0,0162	350	0,04	129,2	10,838	0,035	514	0,04	184,9	25,399	
Keur Ma Abdou	0,0162	21	0,04	5,8	0,572	0,035	31	0,04	8,6	1,425	
Keur Ma Faye	0,0162	17	0,04	6,4	0,531	0,035	25	0,04	9,9	1,272	
Mboulfa	0,0162	200	0,04	122	8,120	0,035	294	0,04	171,9	17,165	
Thissé	0,0162	10	0,04	7,7	0,470	0,035	15	0,04	12,0	0,996	
Keur Mamour Ngoné	0,0162	363	0,04	88	9,401	0,035	533	0,04	132,8	23,983	
Fiaye	0,0162	150	0,04	40,2	4,446	0,035	220	0,04	57,6	10,428	
Thiare	0,0162	400	0,04	90,5	10,100	0,035	588	0,04	137,7	26,084	
Ngoulé	0,0162	65	0,04	45,8	2,885	0,035	96	0,04	65,2	5,951	
Keur Ndiaga Sarr	0,0162	541	0,04	82,3	12,520	0,035	795	0,04	119,1	33,055	
Gouar Sarr	0,0162	113	0,04	25,3	2,843	0,035	166	0,04	40,3	7,426	
Thiaréne	0,0162	150	0,04	120	7,230	0,035	220	0,04	170,6	14,540	
Ngémbé Dieng	0,0162	73	0,04	19,5	1,963	0,035	107	0,04	31,0	4,996	
Keur Aliou Diouf	0,0162	99	0,04	39,1	3,168	0,035	145	0,04	55,4	7,308	
Ndioudiouf	0,0162	270	0,04	65,4	6,990	0,035	397	0,04	94,3	17,662	
Ndiéry Pack	0,0162	62	0,04	10,5	1,424	0,035	91	0,04	15,7	3,818	
Keur Diomaye	0,0162	300	0,04	87	8,340	0,035	441	0,04	129,4	20,606	
Poury Peulh	0,0162	140	0,04	718	30,988	0,035	206	0,04	1011,8	47,675	
Keur Waly Khasse Sene	0,0162	400	0,04	200	14,480	0,035	588	0,04	285,1	31,979	
Keur Gora Diop	0,0162	30	0,04	11,1	0,930	0,035	44	0,04	17,3	2,234	
Ndioufène	0,0162	70	0,04	24,3	2,106	0,035	103	0,04	35,6	5,023	
Mboltogne	0,0162	700	0,04	98,5	15,280	0,035	1029	0,04	150,8	42,037	
Keur Kaick	0,0162	42	0,04	59,2	3,048	0,035	62	0,04	82,7	5,469	
<b>Total</b>		<b>5756</b>	<b>0,04</b>	<b>2539,8</b>	<b>196,461</b>		<b>8459</b>		<b>3652,1</b>	<b>443,777</b>	
<b>Demande (m<sup>3</sup>/J)</b>					<b>196</b>	<b>Demande (m<sup>3</sup>/J)</b>					<b>444</b>

Tableau 10 : Evaluation de la demande en eau

La consommation journalière globale de 2007 est de 196 m<sup>3</sup> et celle de 2022 de 444 m<sup>3</sup>.

## 2. 5. Le facteur de pointe

La détermination des pointes de consommation est d'une grande importance pour le dimensionnement d'un réseau. Pour la zone à étudier, elle est assez délicate : le réseau ne dispose pas de compteur à la sortie du réservoir de distribution.

De nombreuses études ont été faites à travers le monde sur les pointes de consommation en milieu rural et les résultats utilisés se sont révélés souvent satisfaisants.

Pour les localités à caractère résidentiel, ces études ont montrés que la pointe horaire peut être choisie égale à 300 % du taux de consommation journalière moyenne de l'année.

Ainsi, pour ce projet, nous adoptons ce même facteur de pointe étant donné que l'eau est essentiellement utilisée à des fins domestiques.

Pour Keur Mbaye Sall et ses environs, la consommation varie au rythme des activités domestiques pour les branchements particuliers et selon les intervalles d'ouverture et de fermeture des bornes fontaines. Ces dernières ouvrent le matin de 7 h à 10 h et le soir de 17 h à 19 h. Un suivi minutieux des activités de la population de la zone révèle que la plupart d'elles nécessitent l'utilisation de l'eau entre 7 h et 9 h et entre 17 h et 19 h.

Nous avons donc considéré ces deux intervalles (7 h – 10 h et 17 h – 19 h) comme périodes de pointe.

Cependant, il faut noter que la procédure employée est très approximative. En effet, rien ne garantit que la pointe horaire soit réellement dans ces deux périodes susmentionnées. Un hydrogramme donnant la consommation exacte à chaque heure aurait permis d'avoir des données plus fiables. En l'absence de celui – ci, nous nous contentons de cette estimation qui sera utilisée plus tard pour déterminer la réserve d'équilibre.

## 2. 6. Détermination de la réserve

Pour répondre à la demande de pointe ou parer à des arrêts momentanés au niveau du pompage ou encore faire face à un incendie, il convient de prévoir des réserves d'eau. Ces réserves sont :

- la réserve d'équilibre (RE) ;
- la réserve incendie (Ri) ;
- les réserves d'urgence et de production (Ru, Rp).

### 2. 6.1. Réserve d'équilibre

La réserve d'équilibre est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour répondre à la demande en eau lorsque celle-ci dépasse la consommation journalière maximale. Elle est nécessaire pour répondre à la demande aux périodes de pointe. Elle est déterminée à partir de l'hydrogramme de consommation de la journée maximale ou par la courbe d'évolution de la demande cumulative. Cette dernière méthode sera utilisée dans notre projet. En effet, la consommation est estimée à 444 m<sup>3</sup> ce qui donne un débit moyen de 18,5 m<sup>3</sup>/h en 2022. En considérant un coefficient de pointe journalière maximale de 3, et en tenant compte des périodes de consommation maximale définies précédemment, nous avons réparti cette consommation comme suit :

Période	consommation journalière (%)	Consommation de la période (m <sup>3</sup> )	Consommation horaire (m <sup>3</sup> /h)	Coefficient de pointe
7h – 10h	37	164,28	54,76	2,96
10h – 17h	32	142,08	20,30	1,1
17h – 19h	25	111	55,5	3
19h – 7h	6	26,64	2,22	0,12

Tableau 11 : Détermination des débits horaires à l'horizon 2022

Cette répartition nous permet alors de déterminer la réserve d'équilibre.

Heure	Coefficient de pointe	Q horaire (m <sup>3</sup> /h)	Demande cumulative (m <sup>3</sup> )
0	0,12	2,22	2,22
1	0,12	2,22	4,44
2	0,12	2,22	6,66
3	0,12	2,22	8,88
4	0,12	2,22	11,1
5	0,12	2,22	13,32
6	0,12	2,22	15,54
7	0,12	2,22	17,76
8	2,96	54,76	72,52
9	2,96	54,76	127,28
10	2,96	54,76	182,04
11	1,1	20,35	202,39
12	1,1	20,35	222,74
13	1,1	20,35	243,09
14	1,1	20,35	263,44
15	1,1	20,35	283,79
16	1,1	20,35	304,14
17	1,1	20,35	324,49
18	3	55,5	379,99
19	3	55,5	435,49
20	0,12	2,22	437,71
21	0,12	2,22	439,93
22	0,12	2,22	442,15
23	0,12	2,22	444,37
24	0,12	2,22	446,59

Tableau 12 : Détermination de la demande cumulative en 2022

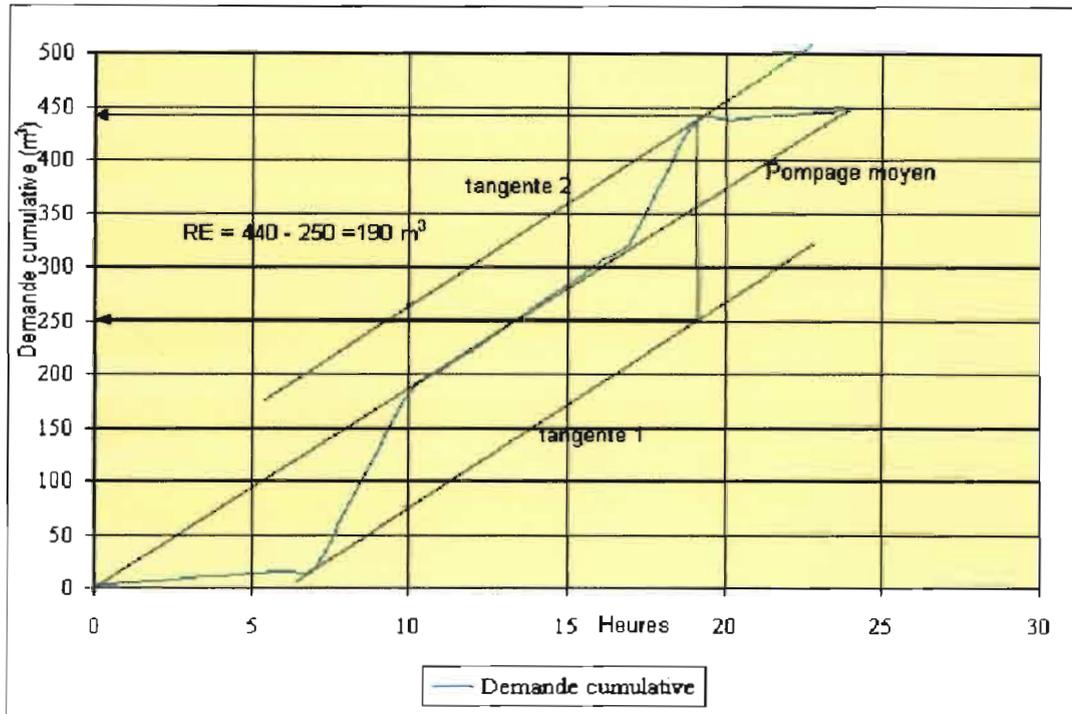


Figure 2 : Courbe d'évolution de la demande cumulée

Ainsi la réserve d'équilibre est :  $RE = 190 \text{ m}^3$ .

### 2. 6.2. La réserve incendie

La réserve d'incendie est définie comme étant la réserve nécessaire pour combattre un incendie pouvant se produire au cours de la journée de consommation maximale.

L'usine de production étant conçue pour fournir le débit associé à la journée de consommation maximale  $Q_{j_{\max}}$ , et que la réserve d'équilibre sera complètement exploitée au jour de consommation maximal, il est nécessaire de prévoir une réserve additionnelle pour la protection incendie.

Cependant en milieu rural, la pose des bouches d'incendie n'étant pas économique, il ne sera donc pas tenu compte d'une réserve incendie dans ce projet.

$R_i = 0$ .

### 2. 6.3. Réserve d'urgence et de production

En règle générale, il est recommandé de prévoir l'emmagasinement d'un certain volume d'eau permettant de faire face à des événements imprévisibles tels que bris de conduites principales, bris de pompes et bris à l'usine de traitement.

Pour ce projet, comme il n'y a pas d'usine de traitement, la réserve de production est considérée nulle, ( $R_p = 0$ ).

La réserve d'urgence nécessaire pour faire face à la demande dans le cas du remplacement de la pompe par une pompe de secours sera prise égale au volume d'eau équivalent à une consommation moyenne de 2 heures de temps.

$$\text{Soit } R_U = 2 \times 18,5 = 37 \text{ m}^3.$$

Comme il est peu probable d'avoir un bris de conduite maîtresse le jour de consommation maximale avec le plus gros incendie, il n'est pas économique de stocker simultanément toutes ces réserves. On considère, dans la pratique, garder la réserve souhaitable qui est la somme des réserves d'équilibre, d'incendie et d'urgence. Le minimum étant de garder la réserve minimale qui est la somme de la réserve d'équilibre et de la réserve d'incendie.

On définit ainsi les réserves suivantes :

#### **2.6.4. La réserve maximale**

$$R_{MAX} = R_E + R_I + R_U + R_P$$

#### **2.6.5. La réserve souhaitable**

$$R_{SOUL} = R_E + R_I + R_U$$

Elle est donc de 227 m<sup>3</sup>.

#### **2.6.6. La réserve minimale**

$$R_{MIN} = R_E + R_I$$

Elle est de 190 m<sup>3</sup>.

Ce volume d'eau est disponible dans le réseau de distribution à travers un réservoir communément appelé réservoir d'équilibre.

## **3. Disponibilité en ressources hydriques**

### **3.1. Introduction**

L'approvisionnement en eau des populations rurales dépend dans une large mesure de la facilité de trouver une source d'eau suffisante et d'accès facile. Aussi cette eau ne doit pas nécessiter de traitements coûteux avant d'être distribuée.

La zone ne compte pas de ressources hydriques superficielles. La seule source d'eau disponible, satisfaisant à la plupart des conditions précédentes reste l'eau souterraine que l'on peut capter dans les aquifères du continental Terminal ou du Mæstrichtien ou encore du Paléocène.

### 3. 2. Données hydrogéologiques générales

La zone à étudier est située dans la région intérieure du Sénégal. Dans cette partie du territoire, les nappes aquifères les plus importantes sont rencontrées dans les formations de grès, de calcaires et des sables du Mæstrichtien et les sables argileux du Continental Terminal. La nappe phréatique des sables fins du Continental Terminal a un taux de transmissivité très bas, inférieur à  $10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s. Il est exploité par des puits peu profonds et est très souvent sujet au tarissement en saison sèche. L'eau est de bonne qualité.

Le Maestrichien, quant à lui, occupe toute la surface Ouest du Sénégal de Saint Louis à Banjul (en Gambie) mais aussi du Nord au Sud et d'Ouest en Est jusqu'à Tambacounda.

Les forages qui captent son eau peuvent donner des débits de 30 à 100 m<sup>3</sup>/h et quelques fois même 200 à 300 m<sup>3</sup>/h sous de faibles rabattements. La transmissivité est de l'ordre de  $2.10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s. C'est la nappe la plus importante de l'Afrique Occidentale.

Les formations lithologiques de calcaires marins éocènes et de marnes non fissurées ne sont pas favorables à la rétention de nappes importantes. Les nappes dans ces calcaires sont ascendantes.

### 3.3. Comparaison entre disponibilités en eau et besoins actuels et futurs

Les besoins globaux actuels et futurs en eau déterminés sont respectivement 196 m<sup>3</sup> pour 2007 et 444 m<sup>3</sup> pour l'année 2022.

Si l'on considère que le forage peut être exploité avec un débit de 60 m<sup>3</sup>/h (débit qui est inférieur au débit de réception qui est de 66 m<sup>3</sup>/h) pour un temps maximum de pompage de 16 heures par jour (limite souhaitable pour exploiter rationnellement le moteur faisant tourner la pompe), les disponibilités en eau seront :  $60 \times 16 = 960$  m<sup>3</sup>/j. Ainsi nous avons :

#### 3. 3.1. Comparaison Ressource – Demande :

	2007	2022	Conclusion
Ressource (en m <sup>3</sup> /J)	960	960	Les ressources sont abondantes et peuvent satisfaire la demande d'ici l'horizon 2022. Il suffit de les exploiter rationnellement au bénéfice des populations et du cheptel.
Demande (en m <sup>3</sup> /J)	172	444	
Ecart (en m <sup>3</sup> /J)	788	516	

Tableau 13 : Comparaison Ressource – Demande

### 3.3.2. Comparaison Ressource – Offre

	2007	2022	Conclusion
Ressource (en m <sup>3</sup> /J)	960	960	L'offre actuelle est très faible par rapport à la ressource qui est ainsi sous exploitée. Il faudra augmenter le temps de pompage pour exploiter davantage la ressource afin d'augmenter l'offre surtout après les extensions.
Offre (en m <sup>3</sup> /J)	91,44	444	
Ecart (en m <sup>3</sup> /J)	868,56	516	

Tableau 14 : Comparaison Ressource – Offre

### 3.3.3. Comparaison Offre – Demande

	2007	2022	Conclusion
Offre (en m <sup>3</sup> /J)	91,44	443	La demande est insatisfaite, et la situation d'AEP est déficitaire. Il faut donc augmenter le temps de pompage après les extensions pour couvrir la demande.
Demande (en m <sup>3</sup> /J)	172	443	
Ecart (en m <sup>3</sup> /J)	-81	0	

Tableau 15 : Comparaison Offre - Demande

Actuellement le forage est exploité avec une pompe de 30 m<sup>3</sup>/h qui ne fonctionne que 3 heures de temps dans la journée. L'eau est disponible mais faiblement exploitée. Il faudra augmenter le temps de pompage après les extensions.

# CHAPITRE IV : CALCUL DU RESEAU D'AEP

Les données socio-économiques et les caractéristiques de la consommation servent de critères de base pour le calcul du réseau.

## **1. Description et schéma du réseau**

### **1.1. Type de réseau**

La zone à étudier regroupe des localités dispersées et plus ou moins éloignées les unes des autres. Nous procéderons ainsi au calcul en réseau ramifié ou étoilé plus adapté en milieu rural que le réseau maillé. Ce type de réseau est caractérisé par une alimentation à sens unique. Tout tronçon qui doit être mis hors service entraîne la mise hors service de toutes les conduites en aval. Il présente moins de facilité dans l'exploitation et l'entretien. Il n'est pas recommandé pour les grandes agglomérations.

### **1.2. Installations nouvelles**

Les nouvelles installations hydrauliques sont pour la plupart des points de distribution publique (bornes fontaines, abreuvoirs).

Le critère « une borne fontaine à 4 robinets pour 300 personnes » nous a guidé dans la détermination du nombre de points d'eau à prévoir pour les populations des localités à raccorder. Nous avons ainsi 21 nouvelles bornes fontaines.

Pour les bovins, un abreuvoir sera utilisé pour 24 têtes à raison de 30 litres chacun en 5 minutes. En plus, le cheptel ne doit pas parcourir plus de 3 km pour atteindre un abreuvoir.

En plus des ouvrages hydrauliques déjà existants, il est prévu :

- une borne fontaine de 2 robinets à Keur Kaïck ;
- deux bornes fontaines de 2 robinets chacun pour desservir Poury Peulh dont l'habitat est très dispersé ;
- une borne fontaine de 2 robinets à Keur Gora Diop ;
- quatre bornes fontaines de 2 robinets chacun à Keur Waly ;
- quatre bornes fontaines de 2 robinets chacun à Keur Diomaye ;
- une borne fontaine de 2 robinets à Ndioufène ;
- huit bornes fontaines de 2 robinets chacun à Mboltoigne, c'est le village qui compte la plus importante population et qui fait partie de l'extension. Ces bornes fontaines seront réparties dans les différents quartiers du village de manière à être à des distances de moins de 200 m des populations ;

- un abreuvoir sera aussi implanté à Poursy Peulh. C'est le village qui a le cheptel le plus important et qui fait partie de l'extension. En plus du bétail local, il abrite en saison sèche beaucoup de transhumants. Actuellement tout ce bétail fait plus de 5 km par jour pour aller s'abreuver à l'abreuvoir de Keur Mbaye Sall déjà congestionné par le cheptel local et ses environs. Cet abreuvoir de Poursy Peulh permettra aussi au bétail des 8 villages environnants de Keur Kaick, Ndioudiouf, Keur Gora Diop, Keur Waly et Keur Diomaye, Keur Aliou Diouf, Nguembé et Ndiéry Pack de boire sans parcourir plus de 3 Km (distance limite recommandée au cheptel). Cet abreuvoir aura un débit journalier de 75 m<sup>3</sup> pour faire face à la demande ;
- un abreuvoir implanté à Fiaye. Cet abreuvoir va polariser les 10 villages de Thiare, Ndioufène, Mboltoigne, Keur Mamour Ngoné, Thissé, Mboulfa, Ngoulé, Thiaréne, Gouyar Sarr et Keur Ndiaga Sarr. Il permettra à ce cheptel de faire à la limite 3 km pour s'abreuver.

L'abreuvoir de Keur Mbaye Sall sera ainsi réservé au cheptel des villages de Keur Mbaye Sall, Keur Ibra Guéye, Keur Ma Faye, Keur Ma Abdou et Keur Yoro Safi.

Les deux nouveaux abreuvoirs permettront une meilleure répartition du cheptel. Keur Mbaye Sall sera décongestionné et tout le bétail sera à la limite à 3 km pour s'abreuver confortablement.

Pour un bon fonctionnement du réseau, il est prévu :

- des ventouses au niveau des points hauts et des vidanges au niveau des points bas : Ainsi, nous aurons 4 ventouses et 2 vidanges conformément aux emplacements indiqués sur les profils en long ;
- un deuxième réservoir de 150 m<sup>3</sup> avec une hauteur sous radier de 30 m à Keur Mbaye Sall afin de combler la réserve totale et permettre d'avoir de bonnes pressions en bout de réseau.

### **1.3. Description du réseau**

Le réseau présente deux conduites principales à partir du château d'eau de Keur Mbaye Sall:

- une conduite A.C0.C.C1.C4 desservant les localités de Keur Mbaye Sall, Keur Ibra Guéye et Keur Yoro Safi. Le tronçon Keur Ma Abdou, Keur Ma Faye constitué des nœuds C1.C2.C3 est raccordé à cette conduite;
- une conduite A.A0.A1.A3. alimentant les villages de Gouyar Sarr et Thiaréne. Sur cette conduite sont piqués deux axes secondaires dont:

- La conduite A0.B.B2.B3.B6.B9.B10 qui dessert Ndioufène et mboltogne. Sur cette conduite secondaire sont effectués 5 piquages pour alimenter respectivement Keur Ndiaga Sarr, Ngoulé, le tronçon Mboulfa, Keur Mamour Ngoné et Thissé (B3.B4.B5); Fiaye et Thiare ;
- La conduite A1.A4.A6.A7.A9.A10 qui dessert Ndiéry Pack, Nguémbé Dieng, le tronçon Keur Waly, Keur Diomaye (A4.A11.A12); Keur Aliou Diouf, Ndioudiouf, Keur Gora Diop, Pory Peulh, Keur Kaick.

Le schéma détaillé du réseau est joint en annexe (figure 7).

## **2. Le stockage**

### **2.1. La capacité**

Le réservoir a pour rôle d'assurer la régulation entre l'arrivée de l'eau à partir du forage par refoulement et la consommation qui varie suivant l'heure de la journée. Le débit de refoulement au château d'eau est de  $30 \text{ m}^3/\text{h}$ , le réservoir emmagasine l'eau si ce débit est supérieur à celui de la consommation et la restitue dans le cas contraire.

Dans des conditions normales de fonctionnement (absence de pannes), le réservoir existant avec sa capacité de  $100 \text{ m}^3$  et une organisation adéquate du pompage pourrait encore faire face normalement à la variation de la demande. Mais comme le réseau a une seule station de pompage, il faudrait envisager une panne éventuelle au niveau de la pompe ou du moteur, ou encore des défaillances sur la conduite de refoulement dont la réparation pourrait durer.

Pour tenir compte de ces éventualités, on pourrait stocker un volume d'eau équivalent à la réserve souhaitable qui est de  $227 \text{ m}^3$ . Ceci suppose un nouvel investissement pour la construction d'un tel réservoir. A long terme, il faut construire un autre réservoir de  $150 \text{ m}^3$  qui sera associé à celui de  $100 \text{ m}^3$  existant afin de répondre aux exigences de sécurité et de bonne exploitation du système.

Le réservoir existant étant très excentré par rapport à la zone à alimenter, il serait mieux de centrer le nouveau réservoir ; le construire à Ngoulé pour qu'il puisse assurer de bonnes pressions en tout point de puisage. Cependant, un nouveau réservoir loin du forage poserait le problème de l'amenée de l'eau avant la distribution gravitaire. De ce point de vue, nous préconisons d'implanter le nouveau réservoir à proximité du forage (dans l'enceinte même de la clôture) mais il faudra augmenter la hauteur de son radier pour qu'il puisse alimenter le réservoir existant pendant les heures de faible consommation et assurer des pressions adéquates en tout point de puisage.

## 2. 2. Le calage

L'extrémité sud du réseau souffre d'un manque de pression de service adéquate, on a pensé augmenter la hauteur du radier de la cuve du nouveau réservoir. Ainsi avec une hauteur de 30 m, des pressions résiduelles satisfaisantes pourraient être observées en tout point.

En plus avec cette hauteur, ce nouveau réservoir pourra alimenter le réservoir existant pendant la nuit et ensemble ils vont assurer la distribution dans le réseau.

Le premier réservoir sera raccordé à la conduite A.C0.C.C1.C4 et le nouveau réservoir à la conduite A.A0.A1.A3.

## 3. Détermination des débits dans les conduites

### 3.1. Introduction

Nous rappelons quelques définitions utiles pour une meilleure compréhension de ce qui va suivre :

Un nœud : c'est le point de rencontre entre deux ou plusieurs conduites.

Un tronçon : c'est une portion de conduite comprise entre deux nœuds consécutifs.

Les mesures de terrain ont permis de déterminer la longueur des tronçons et le nombre d'habitants et / ou le cheptel desservis par ces derniers.

### 3.2. Consommation journalière

Elle est calculée précédemment. Elle est de 196 m<sup>3</sup> pour 2007 et de 444 m<sup>3</sup> pour 2022.

### 3.3. Calcul des débits

Le débit de chaque tronçon en litre par seconde est donné par la formule suivante :

$$Q = K \times \frac{C1 \times N1 + C2 \times N2}{86400} \text{ où}$$

K est le coefficient de pointe ; il est de 3 (spécifié plus haut) ;

C1 : consommation journalière par habitant ;

C2 : consommation journalière par UBT ;

N1 : la population et N2 : le cheptel.

$$\text{Ainsi } Q = 3 \times \frac{C1 \times N1 + C2 \times N2}{86400}$$

Ce débit sera appelé débit cumulé du tronçon.

Le débit partiel d'un tronçon sera donné par :  $q = 3 \times \frac{C1 \times n1 + C2 \times n2}{86400}$  où

n1 : population desservis par ce tronçon ;

n2 : cheptel desservis par ce tronçon.

Nous aurons finalement  $Q =$  somme des  $q_i$

Pour un tronçon de débit  $Q$ , les  $q_i$  représentent les débits des tronçons en aval.

Dans le calcul des débits, il sera aussi tenu compte des consommations des services publics.

Les résultats sont consignés dans les tableaux 16, 17 et 18 suivants :

Tronçon	Population (Habitants)	Cheptel (UBT)	Besoins population (m <sup>3</sup> /j)	Besoins cheptel (m <sup>3</sup> /j)	Besoins services sociaux (m <sup>3</sup> /j)	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Débit journalier max (l/s)
C1C4	350	129,2	5,670	5,168		10,838	0,376
C2C3	17	6,4	0,275	0,256		0,531	0,018
C1C2	38	12,2	0,616	0,488		1,104	0,038
CC1	388	141,4	6,286	5,656		11,942	0,415
C0C	1128	378,4	18,274	15,136	0,75	34,160	1,186
AC0	1578	585,4	25,564	23,416	0,75	49,730	1,727
A6A7	270	65,4	4,374	2,616		6,990	0,243
A4A6	369	104,5	5,978	4,18		10,158	0,353
A4A5	62	10,5	1,004	0,42		1,424	0,049
A1A4	504	134,5	8,165	5,38		13,545	0,470
A1A3	150	120	2,430	4,8		7,230	0,251
A1A2	113	25,3	1,831	1,012		2,843	0,099
A0A1	767	279,8	12,425	11,192		23,617	0,820
B6B7	150	40,2	2,430	1,608	0,408	4,446	0,154
B6B8	400	90,5	6,480	3,62		10,100	0,351
B3B6	550	130,7	8,910	5,228	0,408	14,546	0,505
B4B5	373	95,7	6,043	3,828		9,871	0,343
B3B4	573	217,7	9,283	8,708		17,991	0,625
B2B3	1123	348,4	18,193	13,936	0,408	32,537	1,130
BB2	1188	394,2	19,246	15,768	0,408	35,422	1,230
BB1	541	82,3	8,764	3,292	0,464	12,520	0,435
A0B	1729	476,5	28,010	19,06	0,872	47,942	1,665
AA0	2496	756,3	40,435	30,252	0,872	71,559	2,485
RA	4074	1341,7	65,999	53,668	1,622	121,289	4,211

Tableau 16 : Détermination des débits par tronçon actuellement

Tronçon	Population (habitant)	Cheptel (UBT)	Besoins population (m <sup>3</sup> /j)	Besoins cheptel (m <sup>3</sup> /j)	Besoins services sociaux (m <sup>3</sup> /j)	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Débit journalier max (l/s)
C1C4	350	129,2	5,670	5,168		10,838	0,376
C2C3	17	6,4	0,275	0,256		0,531	0,018
C1C2	38	12,2	0,616	0,488		1,104	0,038
CC1	388	141,4	6,286	5,656		11,942	0,415
C0C	1128	378,4	18,274	15,136	0,75	34,160	1,186
AC0	1578	585,4	25,564	23,416	0,75	49,730	1,727
A9A10	30	59,2	0,486	2,368		2,854	0,099
A7A9	170	777,2	2,754	31,088		33,842	1,175
A7A8	30	11,1	0,486	0,444		0,930	0,032
A6A7	470	853,7	7,614	34,148		41,762	1,450
A4A6	569	892,8	9,218	35,712		44,930	1,560
A4A5	62	10,5	1,004	0,420		1,424	0,049
A11A12	400	200	6,480	8,000		14,480	0,503
A11A13	300	87	4,860	3,480		8,340	0,290
A4A11	700	287	11,340	11,480		22,820	0,792
A1A4	1404	1209,8	22,745	48,392		71,137	2,470
A1A3	150	120	2,430	4,800		7,230	0,251
A1A2	113	25,3	1,831	1,012		2,843	0,099
A0A1	1667	1355,1	27,005	54,204		81,209	2,820
B9B10	700	98,5	11,340	3,940		15,280	0,531
B6B9	770	122,8	12,474	4,912		17,386	0,604
B6B7	150	40,2	2,430	1,608	0,408	4,446	0,154
B6B8	400	90,5	6,480	3,620		10,100	0,351
B3B6	1320	253,5	21,384	10,140	0,408	31,932	1,109
B4B5	373	95,7	6,043	3,828		9,871	0,343
B3B4	573	217,7	9,283	8,708		17,991	0,625
B2B3	1893	471,2	30,667	18,848	0,408	49,923	1,733
BB2	1958	517	31,720	20,680	0,408	52,808	1,834
BB1	541	82,3	8,764	3,292	0,464	12,520	0,435
A0B	2499	599,3	40,484	23,972	0,872	65,328	2,268
AA0	4166	1954,4	67,489	78,176	0,872	146,537	5,088
RA	5744	2539,8	93,053	101,592	1,622	196,267	6,815

Tableau 17: Détermination des débits actuels par tronçon en tenant compte des extensions

Tronçon	Population (habitant)	Cheptel (UBT)	Besoins population (m <sup>3</sup> /j)	Besoins cheptel (m <sup>3</sup> /j)	Besoins services sociaux (m <sup>3</sup> /j)	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Débit journalier max (l/s)
C1C4	514	184,9	17,990	7,396		25,386	0,881
C2C3	25	9,9	0,875	0,396		1,271	0,044
C1C2	56	18,5	1,960	0,740		2,700	0,094
CC1	570	203,4	19,950	8,136		28,086	0,975
C0C	1658	539,2	58,030	21,568	0,75	80,348	2,790
AC0	2317	835,5	81,095	33,420	0,75	115,265	4,002
A9A10	44	82,7	1,540	3,308		4,848	0,168
A7A9	250	1094,5	8,750	43,780		52,530	1,824
A7A8	44	17,3	1,540	0,692		2,232	0,078
A6A7	691	1206,1	24,185	48,244		72,429	2,515
A4A6	836	1261,5	29,260	50,460		79,720	2,768
A4A5	91	15,7	3,185	0,628		3,813	0,132
A11A12	588	285,1	20,580	11,404		31,984	1,111
A11A13	441	129,4	15,435	5,176		20,611	0,716
A4A11	1029	414,5	36,015	16,580		52,595	1,826
A1A4	2063	1722,7	72,205	68,908		141,113	4,900
A1A3	220	170,6	7,700	6,824		14,524	0,504
A1A2	166	40,3	5,810	1,612		7,422	0,258
A0A1	2449	1933,6	85,715	77,344		163,059	5,662
B9B10	1029	150,8	36,015	6,032		42,047	1,460
B6B9	1132	186,4	39,620	7,456		47,076	1,635
B6B7	220	57,6	7,700	2,304	0,408	10,412	0,362
B6B8	588	137,7	20,580	5,508		26,088	0,906
B3B6	1940	381,7	67,900	15,268	0,408	83,576	2,902
B4B5	548	144,8	19,180	5,792		24,972	0,867
B3B4	842	316,7	29,470	12,668		42,138	1,463
B2B3	2782	698,4	97,370	27,936	0,408	125,714	4,365
BB2	2878	763,6	100,730	30,544	0,408	131,682	4,572
BB1	795	119,1	27,825	4,764	0,464	33,053	1,148
A0B	3673	882,7	128,555	35,308	0,872	164,735	5,720
AA0	6122	2816,3	214,270	112,652	0,872	327,794	11,382
RA	8439	3651,8	295,365	146,072	1,622	443,059	15,384

Tableau 18 : Détermination des débits par tronçon pour 2022

#### 4. Les vitesses d'écoulement

Pour les conduites existantes dont les débits et les diamètres sont connus, la vitesse s'obtient par :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \text{ où :}$$

V = vitesse d'écoulement dans la conduite en (m<sup>2</sup>/s)

Q = débit de la conduite en (m<sup>3</sup>/s)

D = diamètre de la conduite en (m)

Pour les conduites à installer pour l'extension, la principale exigence est d'assurer une pression suffisante en bout de réseau. La vitesse dans la conduite sera calculée après avoir déterminé le diamètre qui permet d'avoir des pressions résiduelles acceptables.

## 5. Calcul des diamètres

Il se fera uniquement sur les nouvelles conduites prévues pour les extensions. En se fixant une vitesse acceptable de 1m/s (dans les conduites de distribution d'eau,  $0,6 \leq V \leq 2,5$  m/s), les diamètres s'obtiennent par la formule suivante :

$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$ . Les résultats sont consignés dans le tableau 19 suivant :

Tronçon	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commercial (mm)
A7A8	0,078	1	9,9	63
A7A9	1,824	1	48,2	63
A9A10	0,168	1	14,6	63
A4A11	1,826	1	48,2	63
A11A12	1,111	1	37,6	63
A11A13	0,716	1	30,2	63
B6B9	1,635	1	45,6	63
B9B10	1,460	1	43,1	63

Tableau 19 : Calcul des diamètres et choix de diamètres commerciaux

## 6. Calcul des pertes de charges

On distingue deux types de pertes de charges dans un réseau de distribution. Les pertes de charges linéaires ou régulières et les pertes de charges singulières ou locales.

### 6.1. Les pertes de charges linéaires

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et les turbulences provoquées par ces effets. Elles dépendent en toute rigueur des caractéristiques de l'eau (viscosité, régime d'écoulement, température etc.), et des caractéristiques de la conduite (longueur, rugosité des parois, diamètre intérieur etc.).

Pour le calcul des pertes de charges linéaires, différentes formules peuvent être utilisées parmi lesquelles:

#### ✚ la formule de Darcy – Weisbach :

Elle est largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

☛ **La formule de Chézy – Manning :**

Elle est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

☛ **la formule de Hazen – Williams :**

Cette formule est la plus utilisée aux Etats-Unis. Elle est aussi utilisée dans ce projet.

$$\Delta H = K_f \times Q^{1,852} \text{ avec } K_f = \frac{10,667 \times L_i}{C_{HW}^{1,852} \times D^{4,871}} \text{ avec :}$$

$\Delta H$  = pertes de charges linéaires en (m) ;

$K_f$  = résistance en ( $m^{-3,871}$ ) ;

$Q$  = débit du tronçon en ( $m^3 /s^{-1}$ ) ;

$L_i$  = longueur du tronçon en (m) ;

$C_{HW}$  = coefficient de Hazen – Williams;

$D$  = diamètre intérieur du tronçon en (m).

## 6.2. Les pertes de charges singulières

Elles sont dues aux modifications brusques de l'écoulement au niveau des singularités telles que :

- Changement de section : rétrécissement, élargissement ;
- Changement de direction : coudes, Tés, etc ;
- Au niveau des appareils de contrôle et de suivi : vannes.

L'importance d'inclure ou non de telles pertes dans les calculs dépend de l'exactitude exigée.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = K_i \frac{Q^2}{2gS^2} \text{ où :}$$

$\Delta H_s$  = pertes de charges singulières en (m) ;

$K_i$  = coefficient de perte de charge singulière ;

$S$  = section la plus rétrécie des sections des deux conduites en ( $m^2$ ) ;

$Q$  = débit correspondant à la section  $S$  en ( $m^3/s$ );

$g$  = accélération de la pesanteur en ( $m/s^2$ ).

Pour les conduites de distribution d'eau les pertes de charges singulières représentent 5 à 10 % des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10 \% \Delta H_L$$

Cette estimation est utilisée dans nos calculs pour être plus sécuritaire.

## 7. Calcul des pressions

Des mesures topographiques sur le terrain ont permis de connaître les cotes de tous les nœuds.

Les différents profils en long sont joints à la figure 10 en annexe.

Ainsi la pression en un nœud  $i$  est donnée par :

$$P_i = P_{i-1} + \Delta Z - H_f + \frac{V^2}{2g} \text{ avec :}$$

$P_i$  = la pression en (m) ;

$\Delta Z$  = dénivelé entre le nœud  $i - 1$  et le nœud  $i$  en (m) ;

$H_f$  = la somme des pertes de charge linéaires et singulières dans le tronçon  $i - 1, i$  en [m] ;

$V$  = vitesse dans le tronçon  $i - 1, i$  en ( $m^2 s^{-1}$ ).

Pour une meilleure exploitation du système, cette pression doit être supérieure ou égale à 4 m (pression de service recommandée à la borne fontaine) en tout point de puisage.

Les résultats de ces calculs sont consignés dans les tableaux 19, 20 et 21 suivants :

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf ( $m^{-3,871}$ )	Hf (m)	Pression (m)
	R				525,00					
RA	A	25	150	140	500,00	4,211	0,23832	291,01808	0,0128	24,99
AA0	A0	2095	160	120	494,37	2,485	0,12358	23693,081	0,3909	30,23
A0A1	A1	1064	110	120	498,42	0,820	0,08629	74648,966	0,1581	26,02
A1A3	A3	550	90	120	496,18	0,251	0,03946	102554,18	0,0242	28,24
A1A2	A2	470	90	120	496,20	0,099	0,01551	87637,208	0,0037	28,24
A1A4	A4	1390	90	120	493,67	0,470	0,07393	259182,38	0,196	30,58
A4A6	A6	736	90	120	492,59	0,353	0,05544	137236,14	0,0609	31,60
A6A7	A7	472	90	120	495,52	0,243	0,03815	88010,133	0,0195	28,65
A4A5	A5	268	63	120	495,88	0,049	0,01587	283957,22	0,0033	28,28
A0B	B	672	125	120	493,34	1,665	0,13565	25294,526	0,1988	31,06
BB2	B2	1123	125	120	488,69	1,230	0,10022	42270,465	0,1896	35,52
B2B3	B3	438	125	120	490,89	1,130	0,09206	16486,61	0,0632	33,26
B3B6	B6	1627	110	120	496,24	0,505	0,05315	114148,37	0,0985	27,81
B6B8	B8	489	90	120	496,59	0,351	0,05513	91179,989	0,04	27,42
B6B7		218	110	120		0,154	0,01624	15294,619	0,0015	

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	B7				496,36					27,69
B3B4		567	90	120		0,625	0,09819	105724,04	0,1352	
	B4				491,56					32,46
B4B5		1042	90	120		0,343	0,05387	194293,56	0,0818	
	B5				493,45					30,48
BB1		330	90	120		0,435	0,06834	61532,508	0,0402	
	B1				499,27					25,09
AC0		26	160	120		1,727	0,08588	294,04301	0,0025	
	C0				500,1					24,89
C0C		1673	125	120		1,186	0,09665	62972,83	0,2641	
	C				499,56					25,16
CC1		1152	110	120		0,415	0,04363	80822,941	0,0484	
	C1				500,05					24,63
C1C2		651	90	120		0,038	0,00602	121386,86	0,0009	
	C2				500,55					24,13
C2C3		292	90	120		0,018	0,0029	54446,946	0,0001	
	C3				500,92					23,76
C1C4		246	90	120		0,376	0,05915	45869,688	0,023	
	C4				499,54					25,11

**Tableau 20 : Calculs hydrauliques du réseau pour 2007 sans les extensions prévues**

Ce tableau montre que sur le réseau, toutes les pressions sont supérieures à la pression de service exigée pour une borne fontaine à savoir 4 m. Présentement le réseau n'a pas de problème de pression. Cependant, nous avons des vitesses très faibles dans tous les tronçons. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la consommation spécifique actuelle est très en deçà de la normale. La bassine d'eau se paye à 10 FCFA à la borne fontaine. De ce fait, les populations dont les revenus sont très faibles utilisent le minimum nécessaire à leurs besoins.

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	R				525,00					
RA		25	150	140		6,815	0,386	291,01808	0,0311	
	A				500,00					24,98
AA0		2095	160	120		5,088	0,253	23693,081	1,4742	
	A0				494,37					29,14
A0A1		1064	110	120		2,820	0,297	74648,966	1,5567	
	A1				498,42					23,53
A1A3		550	90	120		0,251	0,039	102554,18	0,0242	
	A3				496,18					25,75
A1A2		470	90	120		0,099	0,016	87637,208	0,0037	
	A2				496,20					25,75
A1A4		1390	90	120		2,470	0,388	259182,38	4,2294	
	A4				493,67					24,06
A4A6		736	90	120		1,560	0,245	137236,14	0,9562	
	A6				492,59					24,19

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
A6A7		472	90	120		1,450	0,228	88010,133	0,5356	
	A7				495,52					20,73
A7A8		405	63	120		0,032	0,010	429114,46	0,0023	
	A8				496,01					20,23
A7A9		1467	63	120		1,175	0,377	1554347,9	6,4076	
	A9				496,24					13,61
A9A10		683	63	120		0,099	0,032	723667,1	0,0306	
	A10				498,45					11,36
A4A5		268	63	120		0,049	0,016	283957,22	0,0033	
	A5				495,88					21,85
A4A11		1780	63	120		0,792	0,254	1885984,5	3,7475	
	A11				498,77					15,22
A11A12		190	63	120		0,503	0,161	201312,96	0,1723	
	A12				500,99					12,83
A11A13		374	63	120		0,290	0,093	396268,66	0,1221	
	A13				500,41					13,46
A0B		672	125	120		2,268	0,185	25294,526	0,3525	
	B				493,34					29,81
BB2		1123	125	120		1,834	0,149	42270,465	0,3973	
	B2				488,69					34,07
B2B3		438	125	120		1,733	0,141	16486,61	0,1396	
	B3				490,89					31,73
B3B6		1627	110	120		1,109	0,117	114148,37	0,4226	
	B6				496,24					25,96
B6B9		1208	63	120		0,604	0,194	1279926,6	1,5369	
	B9				494,56					26,10
B9B10		1171	63	120		0,531	0,170	1240723,5	1,1729	
	B10				498,21					21,28
B6B8		489	90	120		0,351	0,055	91179,989	0,0400	
	B8				496,59					25,57
B6B7		218	110	120		0,154	0,016	15294,619	0,0015	
	B7				496,36					25,84
B3B4		567	90	120		0,625	0,098	105724,04	0,1352	
	B4				491,56					30,93
B4B5		1042	90	120		0,343	0,054	194293,56	0,0818	
	B5				493,45					28,95
BB1		330	90	120		0,435	0,068	61532,508	0,0402	
	B1				499,27					23,84
AC0		26	160	120		1,727	0,086	294,04301	0,0025	
	C0				500,1					24,87
C0C		1673	125	120		1,186	0,097	62972,83	0,2641	
	C				499,56					25,15
CC1		1152	110	120		0,415	0,044	80822,941	0,0484	
	C1				500,05					24,61
C1C2		651	90	120		0,038	0,006	121386,86	0,0009	
	C2				500,55					24,11
C2C3		292	90	120		0,018	0,003	54446,946	0,0001	
	C3				500,92					23,74
C1C4		246	90	120		0,376	0,059	45869,688	0,0230	
	C4				499,54					25,10

Tableau 21 : Calculs hydrauliques du réseau pour 2007 avec les extensions prévues

Ce tableau montre que si la consommation spécifique reste la même, les extensions préconisées peuvent se faire sans qu'il n'y ait des problèmes de pression aux points de puisage.

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CIW	Côte (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	R				525,00					
RA		25	150	140		15,384	0,87056	291,01808	0,1405	
	A				500,00					24,90
AA0		2095	160	120		11,382	0,56608	23693,081	6,5481	
	A0				494,37					24,00
A0A1		1064	110	120		5,662	0,59577	74648,966	5,6609	
	A1				498,42					14,30
A1A3		550	90	120		0,504	0,07927	102554,18	0,0883	
	A3				496,18					16,46
A1A2		470	90	120		0,258	0,04051	87637,208	0,0218	
	A2				496,20					16,50
A1A4		1390	90	120		4,900	0,77019	259182,38	15,038	
	A4				493,67					4,05
A4A6		736	90	120		2,768	0,43511	137236,14	2,7655	
	A6				492,59					2,37
A6A7		472	90	120		2,515	0,39532	88010,133	1,4849	
	A7				495,52					-2,04
A7A8		405	63	120		0,078	0,02486	429114,46	0,0115	
	A8				496,01					-2,54
A7A9		1467	63	120		1,824	0,58512	1554347,9	14,466	
	A9				496,24					-17,21
A9A10		683	63	120		0,168	0,054	723667,1	0,0816	
	A10				498,45					-19,50
A4A5		268	63	120		0,132	0,04247	283957,22	0,0205	
	A5				495,88					1,81
A4A11		1780	63	120		1,826	0,58584	1885984,5	17,592	
	A11				498,77					-18,63
A11A12		190	63	120		1,111	0,35626	201312,96	0,7475	
	A12				500,99					-21,59
A11A13		374	63	120		0,716	0,22958	396268,66	0,6521	
	A13				500,41					-20,92
A0B		672	125	120		5,719	0,4661	25294,526	1,9548	
	B				493,34					23,08
BB2		1123	125	120		4,572	0,37258	42270,465	2,1577	
	B2				488,69					25,58
B2B3		438	125	120		4,365	0,3557	16486,61	0,7723	
	B3				490,89					22,62
B3B6		1627	110	120		2,902	0,30536	114148,37	2,5105	
	B6				496,24					14,76
B6B9		1208	63	120		1,635	0,52437	1279926,6	9,7232	
	B9				494,56					6,73
B9B10		1171	63	120		1,460	0,46835	1240723,5	7,6459	
	B10				498,21					-4,55
B6B8		489	90	120		0,906	0,14239	91179,989	0,2321	

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Côte (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	B8				496,59					14,18
B6B7		218	110	120		0,362	0,03804	15294,619	0,0071	
	B7				496,36					14,63
B3B4		567	90	120		1,463	0,22999	105724,04	0,6541	
	B4				491,56					21,29
B4B5		1042	90	120		0,867	0,1363	194293,56	0,4562	
	B5				493,45					18,95
BB1		330	90	120		1,148	0,1804	61532,508	0,2428	
	B1				499,27					16,91
AC0		26	160	120		4,002	0,19906	294,04301	0,0117	
	C0				500,1					24,79
C0C		1673	125	120		2,790	0,22734	62972,83	1,2876	
	C				499,56					24,04
CC1		1152	110	120		0,975	0,10262	80822,941	0,2359	
	C1				500,05					23,32
C1C2		651	90	120		0,094	0,01474	121386,86	0,0046	
	C2				500,55					22,81
C2C3		292	90	120		0,044	0,00694	54446,946	0,0005	
	C3				500,92					22,44
C1C4		246	90	120		0,881	0,13856	45869,688	0,111	
	C4				499,54					23,72

**Tableau 22 : Calculs hydrauliques du réseau pour 2022 avec les extensions prévues**

Ce tableau montre qu'à l'horizon 2022, que si les extensions se réalisent et que la consommation spécifique atteigne le minimum requis par l'OMS (35 l/j/habitant), en période de consommation horaire maximale et, la pression en bout de réseau sera très faible et même négative sur une bonne partie du réseau. Ainsi la pression résiduelle ne sera pas satisfaite. La zone la plus critique reste l'axe secondaire partant de A1 vers A4 et qui dessert les villages de Ndiéry Pack, Nguémbé Dieng, Keur Aliou, Ndioudiouf, Keur Waly, Keur Diomaye, Keur Gora Diop, Pory Peulh et Keur Kaick. Ce tronçon dessert en même temps les éleveurs de Pory peulh où le cheptel est très important et de gros villages tel que Keur Waly et Keur Diomaye.

Les diamètres installés sur cet axe sont très faibles par rapport au débit à transporter. En plus, cette zone est très accidentée, les dénivelés sont très marqués par la succession de points hauts et de points bas. Tout ceci entraîne des pertes de charge importantes ce qui réduit considérablement les pressions.

## 8. Solutions préconisées

Deux solutions sont préconisées pour avoir des pressions satisfaisantes en tout point et par conséquent de bonnes conditions d'exploitation du réseau. L'évaluation financière permettra de retenir la solution la plus économique.

### 8.1. Solution 1

Elle consiste à remplacer la conduite du tronçon A1.A4.A6.A7 qui est de diamètre 90 mm par une conduite de plus gros diamètre à savoir 110 mm et pour les extensions, augmenter les diamètres calculés des conduites jusqu'à avoir des pressions satisfaisantes en bout de réseau. Ainsi, sur les tronçons A7.A9.A10. desservant Poury peulh et Keur Kaick, A11.A13 desservant Keur Diomaye et B6.B9.B10 desservant Ndioufène et Mboltogne, des conduites de diamètre 90 mm seront nécessaires. Sur le tronçon A4.A11.A12 desservant Keur Diomaye, une conduite de diamètre 110 mm serait adéquate.

Avec cette solution un deuxième réservoir n'est pas nécessaire. Cependant, le réservoir existant devra être muni d'un appareil indicateur des variations de niveau d'eau constitué de système de flotteur transmettant les variations de niveau par câble et poulie à un index coulissant le long d'une réglette graduée. Ainsi, la pompe sera commandée de façon automatique pour qu'il y ait en permanence de l'eau dans le réservoir.

La solution 1 donne les résultats suivants :

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CIHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	R				525,00					
RA		25	150	140		15,384	0,87056	291,01808	0,1405	
	A				500,00					24,90
AA0		2095	160	120		11,382	0,56608	23693,081	6,5481	
	A0				494,37					24,00
A0A1		1064	110	120		5,662	0,59577	74648,966	5,6609	
	A1				498,42					14,30
A1A3		550	90	120		0,504	0,07927	102554,18	0,0883	
	A3				496,18					16,46
A1A2		470	90	120		0,2578	0,04051	87637,208	0,0218	
	A2				496,20					16,50
A1A4		1390	110	120		4,900	0,51558	97520,736	5,6584	
	A4				493,67					13,41
A4A6		736	110	120		2,768	0,29127	51636,879	1,0405	
	A6				492,59					13,45
A6A7		472	110	120		2,515	0,26463	33114,955	0,5587	
	A7				495,52					9,97
A7A8		405	63	120		0,078	0,02486	429114,46	0,0115	
	A8				496,01					9,47

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
A7A9		1467	90	120		1,824	0,28671	273539,97	2,5457	
	A9				496,24					6,71
A9A10		683	90	120		0,168	0,02646	127353,65	0,0144	
	A10				498,45					4,48
A4A5		268	63	120		0,132	0,04247	283957,22	0,0205	
	A5				495,88					11,18
A4A11		1780	110	120		1,826	0,19217	124882,67	1,1649	
	A11				498,77					7,15
A11A12		190	110	120		1,111	0,11686	13330,173	0,0495	
	A12				500,99					4,88
A11A13		374	90	120		0,716	0,11249	69736,842	0,1148	
	A13				500,41					5,39
A0B		672	125	120		5,720	0,4661	25294,526	1,9548	
	B				493,34					23,08
BB2		1123	125	120		4,572	0,37258	42270,465	2,1577	
	B2				488,69					25,58
B2B3		438	125	120		4,365	0,3557	16486,61	0,7723	
	B3				490,89					22,62
B3B6		1627	110	120		2,902	0,30536	114148,37	2,5105	
	B6				496,24					14,76
B6B9		1208	90	120		1,635	0,25694	225246,27	1,7111	
	B9				494,56					14,73
B9B10		1171	90	120		1,460	0,22949	218347,17	1,3456	
	B10				498,21					9,74
B6B8		489	90	120		0,906	0,14239	91179,989	0,2321	
	B8				496,59					14,18
B6B7		218	110	120		0,362	0,03804	15294,619	0,0071	
	B7				496,36					14,63
B3B4		567	90	120		1,463	0,22999	105724,04	0,6541	
	B4				491,56					21,29
B4B5		1042	90	120		0,867	0,1363	194293,56	0,4562	
	B5				493,45					18,95
BB1		330	90	120		1,148	0,1804	61532,508	0,2428	
	B1				499,27					16,91
AC0		26	160	120		4,002	0,19906	294,04301	0,0117	
	C0				500,1					24,79
C0C		1673	125	120		2,790	0,22734	62972,83	1,2876	
	C				499,56					24,04
CC1		1152	110	120		0,975	0,10262	80822,941	0,2359	
	C1				500,05					23,32
C1C2		651	90	120		0,094	0,01474	121386,86	0,0046	
	C2				500,55					22,81
C2C3		292	90	120		0,044	0,00694	54446,946	0,0005	
	C3				500,92					22,44
C1C4		246	90	120		0,881	0,13856	45869,688	0,111	
	C4				499,54					23,72

Tableau 23 : Calcul du réseau en solution I

Les pressions sont partout supérieures à la pression résiduelle fixée qui est de 4 m à la borne fontaine.

Les vitesses dans les canalisations restent toujours faibles. Cependant en bout de réseau, l'eau sort par un robinet dont l'orifice (en général 25 mm) est inférieur au diamètre de la conduite. Cette réduction de section augmente ainsi la vitesse de l'eau.

## 8.2. Solution 2

Elle consiste à construire un nouveau réservoir de 150 m<sup>3</sup> sur une hauteur de 30 m à proximité du forage. Ce réservoir permettra en même temps d'avoir une réserve adéquate à l'horizon 2022 et d'augmenter les pressions sur la partie critique du réseau.

Les noeuds à faibles pressions seront desservis à partir de ce nouveau réservoir. Ce dernier va alimenter gravitairement le réservoir existant pendant les heures de faible consommation.

Pour une meilleure exploitation du réseau, le réservoir existant desservira uniquement l'axe principal C0.C.C1.

Cependant, pour satisfaire la pression résiduelle, il faut changer le diamètre de la conduite A1.A4 de 90 mm à 110 mm, installer des conduites de 90 mm sur les tronçons A7.A9.A10, A4.A11 et B6.B9.B10. Cette solution donne les résultats suivants :

Tronçon	Noeuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	R				530,00					
RA		25	150	140		15,384	0,87056	291,01808	0,1405	
	A				500,00					29,90
AA0		2095	160	120		11,382	0,56608	23693,081	6,5481	
	A0				494,37					29,00
A0A1		1064	110	120		5,662	0,59577	74648,966	5,6609	
	A1				498,42					19,30
A1A3		550	90	120		0,504	0,07927	102554,18	0,0883	
	A3				496,18					21,46
A1A2		470	90	120		0,258	0,04051	87637,208	0,0218	
	A2				496,20					21,50
A1A4		1390	110	120		4,900	0,51558	97520,736	5,6584	
	A4				493,67					18,41
A4A6		736	90	120		2,768	0,43511	137236,14	2,7655	
	A6				492,59					16,73
A6A7		472	90	120		2,515	0,39532	88010,133	1,4849	
	A7				495,52					12,33
A7A8		405	63	120		0,078	0,02486	429114,46	0,0115	
	A8				496,01					11,82
A7A9		1467	90	120		1,824	0,28671	273539,97	2,5457	
	A9				496,24					9,06
A9A10		683	90	120		0,168	0,02646	127353,65	0,0144	
	A10				498,45					6,84
A4A5		268	63	120		0,132	0,04247	283957,22	0,0205	

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CHW	Cote (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Kf (m <sup>-3,871</sup> )	Hf (m)	Pression (m)
	A5				495,88					16,18
A4A11		1780	90	120		1,826	0,28706	331902,62	3,096	
	A11				498,77					10,22
A11A12		190	63	120		1,111	0,35626	201312,96	0,7475	
	A12				500,99					7,26
A11A13		374	63	120		0,716	0,22958	396268,66	0,6521	
	A13				500,41					7,93
A0B		672	125	120		5,720	0,4661	25294,526	1,9548	
	B				493,34					28,08
BB2		1123	125	120		4,572	0,37258	42270,465	2,1577	
	B2				488,69					30,58
B2B3		438	125	120		4,365	0,3557	16486,61	0,7723	
	B3				490,89					27,62
B3B6		1627	110	120		2,902	0,30536	114148,37	2,5105	
	B6				496,24					19,76
B6B9		1208	90	120		1,635	0,25694	225246,27	1,7111	
	B9				494,56					19,73
B9B10		1171	90	120		1,460	0,22949	218347,17	1,3456	
	B10				498,21					14,74
B6B8		489	90	120		0,906	0,14239	91179,989	0,2321	
	B8				496,59					19,18
B6B7		218	110	120		0,362	0,03804	15294,619	0,0071	
	B7				496,36					19,63
B3B4		567	90	120		1,463	0,22999	105724,04	0,6541	
	B4				491,56					26,29
B4B5		1042	90	120		0,867	0,1363	194293,56	0,4562	
	B5				493,45					23,95
BB1		330	90	120		1,148	0,1804	61532,508	0,2428	
	B1				499,27					21,91
	R2				525,00					
R2A'		25	150	140		4,002	0,22648	291,01808	0,0116	
	A'				500,00					24,99
A'C0		26	160	120		4,002	0,19906	294,04301	0,0117	
	C0				500,10					24,88
C0C		1673	125	120		2,790	0,22734	62972,83	1,2876	
	C				499,56					24,14
CC1		1152	110	120		0,975	0,10262	80822,941	0,2359	
	C1				500,05					23,41
C1C2		651	90	120		0,094	0,01474	121386,86	0,0046	
	C2				500,55					22,91
C2C3		292	90	120		0,044	0,00694	54446,946	0,0005	
	C3				500,92					22,54
C1C4		246	90	120		0,881	0,13856	45869,688	0,111	
	C4				499,54					23,81

Tableau 24 : Calcul du réseau en solution 2

Les pressions sont partout supérieures à la pression de service exigée. En outre, ce nouveau réservoir, combiné à celui déjà existant permettra d'avoir une réserve de 250 m<sup>3</sup>. Cette réserve, supérieure à la réserve minimale (227 m<sup>3</sup>) calculée plus haut, permettra d'avoir de l'eau en permanence en tout point du réseau.

Ces deux solutions permettent de résoudre à long terme les problèmes de pression existants dans le réseau. La première, avec son système automatique, a l'avantage d'assurer une distribution adéquate de l'eau sans intervention majeure du conducteur du forage. La deuxième solution quand à elle permet d'avoir une réserve suffisante.

## **9. Vérification avec EPANET**

### **9.1. Présentation du logiciel EPANET**

EPANET version 2.00 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est distribué gratuitement par Environmental Protection Agency (EPA) depuis le mois de septembre 1993. Depuis il est largement utilisé dans le monde.

### **9.2. Méthode de calcul**

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer les équations de perte de charge et de conservation de masse qui caractérisent l'état hydraulique du réseau est décrite par l'approche de Todini ou encore la méthode du gradient.

Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyaux qui peut ou non répondre à l'équation de conservation de la masse.

Ainsi, 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.

### **9.3. Paramètres d'entrée du réseau**

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés par des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

### **9.3.1. Les nœuds de demande**

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

- l'altitude du nœud ;
- la demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- la pression au niveau du nœud.

On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

### **9.3.2. Les réservoirs**

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont :

- l'altitude du radier (m);
- le diamètre (m) ;
- les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau en m.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- la charge hydraulique (altitude de l'eau) en m ;
- la pression (niveau de l'eau) en m;
- courbe d'évolution du niveau de l'eau.

Le niveau d'eau dans le réservoir doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si le réservoir est à niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

### **9.3.3. Les bâches infinies**

Ce sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs.

Les données de base pour une bache sont : la charge totale et la qualité initiale de l'eau. Puisqu'une bache est un élément de frontière d'un réseau, ses données de base ne sont pas affectées par la simulation. Par conséquent, aucune propriété n'est calculée au cours de celle-ci.

### 9.3.4. Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour une conduite sont :

- les nœuds initial et final,
- le diamètre (mm);
- la longueur (m) ;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- l'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- le débit (l/s dans ce projet);
- la vitesse d'écoulement (m/s) ;
- la perte de charge (m).

### 9.3.5. Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- les nœuds d'entrée et de sortie ;
- le diamètre (mm);
- la consigne de fonctionnement ;
- l'état de la vanne ;
- coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont :

- le débit ;
- la perte de charge hydraulique.

## 9.4. Les Résultats de la simulation

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau. Ils présentent l'état des nœuds et des conduites pendant toutes les heures de la journée. Nous présentons les résultats à 17 h : 00, heure qui fait partie des heures les plus critiques c'est-à-dire les pointes.

### 9.4.1. Courbe de modulation

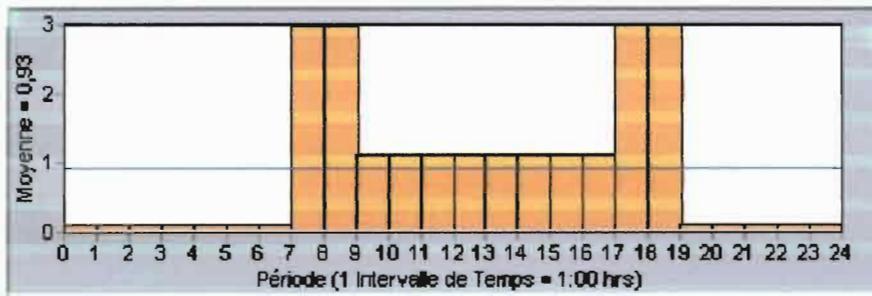


Figure 3 : Courbe de modulation

### 9.4.2. Simulation du réseau : horizon 2022 avec les extensions prévues

ID Noeud	Demande LPS	Charge M	Pression m	ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s
Noeud A	0	529,47	29,47	C0C	2,79	0,23
Noeud C0	1,22	529,45	29,35	CC1	0,97	0,1
Noeud C	1,82	528,28	28,72	C1C4	0,88	0,14
Noeud C1	0	528,06	28,01	C1C2	0,09	0,01
Noeud C2	0,05	528,06	27,51	C2C3	0,04	0,01
Noeud C3	0,04	528,06	27,14	AA0	11,39	0,57
Noeud C4	0,88	527,96	28,42	A0B	5,73	0,47
Noeud A0	0	523,48	29,11	BB1	1,15	0,18
Noeud B	0	521,69	28,35	BB2	4,58	0,37
Noeud B1	1,15	521,46	22,19	B2B3	4,37	0,36
Noeud B2	0,21	519,71	31,02	B3B4	1,47	0,23
Noeud B3	0	519	28,11	B4B5	0,87	0,14
Noeud B4	0,6	518,4	26,84	B3B6	2,9	0,31
Noeud B5	0,87	517,98	24,53	B6B9	1,63	0,52
Noeud B6	0	516,71	20,47	B9B10	1,46	0,47
Noeud B7	0,36	516,7	20,34	B6B7	0,36	0,04
Noeud B8	0,91	516,5	19,91	B6B8	0,91	0,14
Noeud B9	0,17	507,84	13,28	A0A1	5,66	0,6
Noeud B10	1,46	500,85	2,64	A1A2	0,26	0,04
Noeud A1	0	518,3	19,88	A1A3	0,5	0,08
Noeud A2	0,26	518,28	22,08	A1A4	4,9	0,77
Noeud A3	0,5	518,22	22,04	A4A5	0,13	0,04
Noeud A4	0,17	504,58	10,91	A4A6	2,77	0,44
Noeud A5	0,13	504,56	8,68	A6A7	2,51	0,4
Noeud A11	0	488,58	-10,19	A7A8	0,08	0,03
Noeud A13	0,71	487,99	-12,42	A7A9	1,82	0,59
Noeud A12	1,11	488,46	-12,53	A9A10	0,17	0,05
Noeud A6	0,25	502,05	9,46	A4A11	1,82	0,59
Noeud A7	0,61	500,69	5,17	A11A13	0,71	0,23
Noeud A8	0,08	500,68	4,67	A11A12	1,11	0,17
Noeud A9	1,66	487,5	-8,74	RA	15,39	0,87
Noeud A10	0,17	487,43	-11,02	AC0	4,01	0,2
Bâche 2	-10,88	482,25	0	Pompe 33	10,88	0
Réservoir 1	-4,51	529,64	4,64			

Tableau 25 : Résultats de la simulation en 2022 à 17h

## 9.4.3. Simulation de la solution 1

	Demande	Charge	Pression		Débit	Vitesse
ID Noeud	LPS	M	m	ID Arc	LPS	m/s
Noeud A	0	529,47	29,47	C0C	2,79	0,23
Noeud C0	1,22	529,45	29,35	CC1	0,97	0,1
Noeud C	1,82	528,28	28,72	C1C4	0,88	0,14
Noeud C1	0	528,06	28,01	C1C2	0,09	0,01
Noeud C2	0,05	528,06	27,51	C2C3	0,04	0,01
Noeud C3	0,04	528,06	27,14	AA0	11,39	0,57
Noeud C4	0,88	527,96	28,42	A0B	5,73	0,47
Noeud A0	0	523,48	29,11	BB1	1,15	0,18
Noeud B	0	521,69	28,35	BB2	4,58	0,37
Noeud B1	1,15	521,46	22,19	B2B3	4,37	0,36
Noeud B2	0,21	519,71	31,02	B3B4	1,47	0,23
Noeud B3	0	519	28,11	B4B5	0,87	0,14
Noeud B4	0,6	518,4	26,84	B3B6	2,9	0,31
Noeud B5	0,87	517,98	24,53	B6B9	1,63	0,26
Noeud B6	0	516,71	20,47	B9B10	1,46	0,23
Noeud B7	0,36	516,7	20,34	B6B7	0,36	0,04
Noeud B8	0,91	516,5	19,91	B6B8	0,91	0,14
Noeud B9	0,17	515,15	20,59	A0A1	5,66	0,6
Noeud B10	1,46	513,92	15,71	A1A2	0,26	0,04
Noeud A1	0	518,3	19,88	A1A3	0,5	0,08
Noeud A2	0,26	518,28	22,08	A1A4	4,9	0,52
Noeud A3	0,5	518,22	22,04	A4A5	0,13	0,04
Noeud A4	0,17	513,14	19,47	A4A6	2,77	0,29
Noeud A5	0,13	513,12	17,24	A6A7	2,51	0,26
Noeud A11	0	512,08	13,31	A7A8	0,08	0,03
Noeud A13	0,71	511,97	11,56	A7A9	1,82	0,29
Noeud A12	1,11	512,03	11,04	A9A10	0,17	0,03
Noeud A6	0,25	512,19	19,6	A4A11	1,82	0,19
Noeud A7	0,61	511,67	16,15	A11A13	0,71	0,11
Noeud A8	0,08	511,66	15,65	A11A12	1,11	0,12
Noeud A9	1,66	509,35	13,11	RA	15,39	0,87
Noeud A10	0,17	509,34	10,89	AC0	4,01	0,2
Bâche 2	-10,88	482,25	0	Pompe 33	10,88	0
Réservoir 1	-4,51	529,64	4,64			

Tableau 26 : Résultats de la simulation de la solution 1 à 17h

#### 9.4.4 Simulation de la solution 2

	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	LPS	M	m
Noeud A	0	532,1	32,1
Noeud C0	1,22	529,59	29,49
Noeud C	1,82	528,42	28,86
Noeud C1	0	528,2	28,15
Noeud C2	0,05	528,2	27,65
Noeud C3	0,04	528,2	27,28
Noeud C4	0,88	528,1	28,56
Noeud A0	0	526,12	31,75
Noeud B	0	524,32	30,98
Noeud B1	1,15	524,1	24,83
Noeud B2	0,21	522,34	33,65
Noeud B3	0	521,64	30,75
Noeud B4	0,6	521,04	29,48
Noeud B5	0,87	520,62	27,17
Noeud B6	0	519,34	23,1
Noeud B7	0,36	519,34	22,98
Noeud B8	0,91	519,13	22,54
Noeud B9	0,17	517,78	23,22
Noeud B10	1,46	516,55	18,34
Noeud A1	0	520,94	22,52
Noeud A2	0,26	520,92	24,72
Noeud A3	0,5	520,86	24,68
Noeud A4	0,17	515,77	22,1
Noeud A5	0,13	515,75	19,87
Noeud A11	0	512,95	14,18
Noeud A13	0,71	512,85	12,44
Noeud A12	1,11	512,83	11,84
Noeud A6	0,25	513,24	20,65
Noeud A7	0,61	511,88	16,36
Noeud A8	0,08	511,87	15,86
Noeud A9	1,66	509,56	13,32
Noeud A10	0,17	509,55	11,1
Noeud 4	0	532,27	32,27
Bâche 2	-9,86	482,25	0
Réservoir 2	-55,37	535,99	5,99
Réservoir 1	49,83	529,67	4,67

	Débit	Vitesse
ID Arc	LPS	m/s
C0C	2,79	0,23
CC1	0,97	0,1
C1C4	0,88	0,14
C1C2	0,09	0,01
C2C3	0,04	0,01
AA0	11,39	0,57
A0B	5,73	0,47
BB1	1,15	0,18
BB2	4,58	0,37
B2B3	4,37	0,36
B3B4	1,47	0,23
B4B5	0,87	0,14
B3B6	2,9	0,31
B6B9	1,63	0,26
B9B10	1,46	0,23
B6B7	0,36	0,04
B6B8	0,91	0,14
A0A1	5,66	0,6
A1A2	0,26	0,04
A1A3	0,5	0,08
A1A4	4,9	0,52
A4A5	0,13	0,04
A4A6	2,77	0,44
A6A7	2,51	0,4
A7A8	0,08	0,03
A7A9	1,82	0,29
A9A10	0,17	0,03
A4A11	1,82	0,29
A11A13	0,71	0,11
A11A12	1,11	0,17
R1C0	4,01	0,33
R2A'	65,22	3,69
A'R1	53,84	3,05
A'A	11,39	0,64
Pompe 33	9,86	0

Tableau 27 : Résultats de la simulation de la solution 2 à 17h

#### 9. 5. Analyse des résultats

Ces tableaux nous donnent l'état des Noeuds et des tuyaux du réseau à l'heure de pointe, même heure choisie avec le calcul classique. Les résultats obtenus sont légèrement supérieurs à ceux trouvés précédemment. En effet, EPANET tient compte de l'évolution du niveau de l'eau dans le réservoir ce qui n'est pas le cas pour le calcul classique où la cote du réservoir est supposée fixe et égale celle de son radier.

EPANET donne donc des résultats plus proches de la réalité.

**CHAPITRE V : EVALUATION  
FINANCIERE DES INVESTISSEMENTS  
ET COMPTE D'EXPLOITATION  
PREVISIONNEL**

L'évaluation financière permet de déterminer l'investissement à consentir, les charges récurrentes liées à l'exploitation et le compte d'exploitation prévisionnel.

L'extension du réseau aux localités de Keur Gora Diop, Poury Peulh, Keur Kaick, Keur Waly, Keur Diomaye, Ndioufène et Mboltogne fait appel à un nouvel investissement en matériel, en nouvelles constructions et des travaux de terrassement, des coûts d'entretien et de maintenance et enfin à des charges récurrentes pour l'exploitation des ouvrages hydrauliques.

## 1. Les investissements

L'estimation des investissements se fait sur la base des nouveaux ouvrages à réaliser. Il s'agit d'appliquer des prix unitaires aux quantités d'ouvrages à exécuter. Ces prix ont été obtenus auprès d'un bureau d'études.

Pour la solution 1 nous avons : un appareil indicateur de niveau, 4568 ml de conduites PVC de diamètre nominale 110 mm, 4903 ml de conduites PVC de diamètre nominale 90 mm, 2200 ml de conduites PVC de diamètre nominale 63 mm, 14 vannes de sectionnement, 4 ventouses, 2 vidanges, 21 bornes fontaines, 2 abreuvoirs, 7 regards de vanne de sectionnement, 2 regards de vidange, 4 regards de ventouse.

Pour la solution 2 nous avons : un château d'eau de 150 m<sup>3</sup> sur 30 m, 1390 ml de conduites PVC de diamètre nominale 110 mm, 6309 ml de conduites PVC de diamètre nominale 90 mm, 2200 ml de conduites PVC de diamètre nominale 63 mm, 14 vannes de sectionnement, 4 ventouses, 2 vidanges, 21 bornes fontaines, 2 abreuvoirs, 7 regards de vanne de sectionnement, 2 regards de vidange, 4 regards de ventouse.

**1. 1. Solution 1**

N°	Désignation	Unité	Quantités	Prix unitaires	Prix total
1	Appareil indicateur des variations de niveau d'eau constitué de système de flotteur transmettant les variations de niveau par câble et poulie à un index coulissant le long de réglette graduée.	U	1	800 000	800 000
2	Ouverture et remblai tranchée pour PVC 110, 90 et 63 y/c toute sujétion	MI	11671	900	10 503 900
3	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 110 mm y compris toute sujétions	MI	4568	3500	15 988 000
4	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 90 mm y compris toute sujétions	MI	4903	3000	14 709 000
5	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 63 mm y compris toute sujétions	MI	2200	1800	3 960 000
6	Fourniture et pose de vanne de sectionnement y compris toute sujétion	U	14	50000	700 000
7	Fourniture de pose de ventouse y compris toute sujétion	U	4	120000	480 000
8	Fourniture et pose de vidange y compris toute sujétion	U	2	100000	200 000
9	Construction de borne fontaine à deux robinets y compris toute sujétion	U	21	350000	7 350 000
10	Construction d'abreuvoir simple y compris toute sujétion	U	2	325000	650 000
11	Construction de regard pour vanne de sectionnement		7	100000	700 000
12	Construction de regard pour vidange		2	150000	300 000
13	Construction de regard pour ventouse	U	4	100000	400 000
14	Essai de pression	FF	1	800000	800 000
<b>TOTAL</b>					<b>57 540 900</b>
<b>TVA (18%)</b>					<b>10357362</b>
<b>TOTAL GENERAL</b>					<b>67 898 262</b>

Tableau 28 : Estimation des investissements pour la première solution

## 1. 2. Solution 2

N°	Désignation	Unité	Quantités	Prix unitaires	Prix total
1	Construction d'un château d'eau de 150 m <sup>3</sup> sur 30 m	U	1	45 434 400	45 434 400
2	Ouverture et remblai tranchée pour PVC 110, 90 et 63 y/c toute sujétion	ml	9899	900	8 909 100
3	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 110 mm y compris toute sujétions	ml	1390	3500	4 865 000
4	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 90 mm y compris toute sujétions	ml	6309	3000	18 927 000
5	Fourniture et pose de conduite PVC de diamètre nominale 63 mm y compris toute sujétions	ml	2200	1800	3 960 000
6	Fourniture et pose de vanne de sectionnement y compris toute sujétion	U	14	50000	700 000
7	Fourniture de pose de ventouse y compris toute sujétion	U	4	120000	480 000
8	Fourniture et pose de vidange y compris toute sujétion	U	2	100000	200 000
9	Construction de borne fontaine à deux robinets y compris toute sujétion	U	21	350000	7 350 000
10	Construction d'abreuvoir simple y compris toute sujétion	U	2	325000	650 000
11	Construction de regard pour vanne de sectionnement		7	100000	700 000
12	Construction de regard pour vidange	U	2	150000	300 000
13	Construction de regard pour ventouse	U	4	100000	400 000
14	Essai de pression	FF	1	800000	800 000
<b>TOTAL</b>					<b>93 675 500</b>
<b>TVA (18%)</b>					<b>16861590</b>
<b>TOTAL GENERAL</b>					<b>110 537 090</b>

Tableau 29 : Estimation des investissements pour la deuxième solution

Pour conclure, nous pouvons dire que la solution 1 estimée à 67 898 262 FCFA revient moins chère que la deuxième solution qui coûterait 110 537 090 FCFA. Cependant, avec l'accroissement de la population dans le temps, la construction d'un nouveau réservoir s'avère nécessaire.

## 2. Compte d'exploitation prévisionnel

Pour l'estimation des charges et des recettes résultant du système d'AEP multi villages de Keur Mbaye Sall, après les extensions prévues, nous nous sommes basés sur le budget prévisionnel actuel de l'ASUFOR et nous avons fait des extrapolations jusqu'en 2022. Nous avons pris les hypothèses suivantes :

- production annuelle d'eau vendue : prise égale aux besoins nets journaliers des populations 365 jours sur 365 et aux besoins journaliers nets du cheptel pendant 9 mois (soit 270 jours). Nous admettons que pendant trois mois de l'année (Août à Octobre), le bétail ne s'abreuve pas au niveau du forage. Il utilise l'eau des mares ;
- perte de production : estimés à 10 % des besoins en eau net ;
- taux de recouvrement des recettes : 95 % ;
- débit d'exploitation du forage est égal à 30 m<sup>3</sup>/H ;
- la consommation en gasoil est de 4 litres /heure ;
- la consommation en lubrifiant est estimée à 4% de la consommation de gasoil ;
- le prix du litre de gasoil : 550 FCFA ;
- prix du litre d'huile : 1 500 FCFA ;
- frais de réparation et d'entretien des équipement d'exhaure : 40500 FCFA par mois.
- frais divers administratifs et de gestion : 60 000 FCFA par mois ;
- le renouvellement des investissements lourds (château d'eau, forage, réseau, logement de conducteur, etc.), est à la charge de l'Etat ;
- le renouvellement des équipements d'exhaure, des bornes fontaines, des abreuvoirs, de la potence et l'entretien de tous équipements et infrastructures sont à la charge des usagers ;
- durée d'amortissement des équipements d'exhaure : 10 ans pour la pompe et 15 ans pour le groupe électrogène ;
- le prix de vente de l'eau : fixé à 200 FCFA par m<sup>3</sup> ;
- la vente au volume : retenue comme mode de commercialisation de l'eau.

Nous avons pour l'année 1 (2008):

Désignation	Nombre	Consommation spécifique (m <sup>3</sup> /j)	Besoins journalier (m <sup>3</sup> )	Besoins annuels (m <sup>3</sup> )
Population (habitants)	5906	0,035	206,698	75444,8
Cheptel (UBT)	2601	0,04	104,035	28089,4
Besoins Totaux (m <sup>3</sup> )				103534
pertes (10% des besoins totaux)				10353,4
Production brute (m <sup>3</sup> )				113888

Tableau 30 : Détermination de la production brute pour 2008

$$\text{Temps annuel de pompage} = \frac{\text{production brute}}{\text{Débit horaire de la pompe}} = \frac{113888}{30} = 3796.27$$

heures ;

Consommation annuelle de gasoil = temps annuel de pompage x consommation horaire en gasoil = 3796.27 x 4 = **15 185 litres ;**

Coût annuel du gasoil = consommation annuelle de gasoil x prix unitaire du gasoil = 15185 x 550 = **8 351 750 FCFA ;**

Consommation en huile = 4 % de la consommation de gasoil = 0.04 x 15 185 = **607.4 litres ;**

Coût annuel de l'huile = consommation huile x prix unitaire de l'huile = 607.4 x 1500 = **911100 FCFA ;**

Coût carburant et lubrifiant = coût annuel gasoil + coût annuel huile = 8351750 + 911100 = **926 2850 FCFA ;**

D'après les prévisions de l'ASUFOR, nous avons :

- 300000 FCFA par an de provision pour la réparation des équipements d'exhaure ;
- 86000 FCFA par an de provision pour les pièces d'usure, filtres et joints ;
- 70000 FCFA par mois pour le salaire du conducteur ;
- 750000 FCFA par mois pour la rémunération des 44 fontainiers, pour les 21 nouvelles bornes fontaines prévues cette valeur sera augmentée de 35795 FCFA ;
- 60000 FCFA par mois pour les frais administratifs de l'ASUFOR ;
- 744000 FCFA pour le renouvellement des équipements d'exhaure ;
- 1178496 FCFA pour le renouvellement des bornes fontaines, des abreuvoirs et de la potence ;
- pour l'entretien du réseau, il est réparti de la manière suivante : 75000 FCFA par an pour le château d'eau, 7 FCFA par m<sup>3</sup> vendu pour le réseau et 11 FCFA par m<sup>3</sup> vendu pour les bornes fontaines, les abreuvoirs, la potence et les compteurs.

La somme de toutes ces charges d'exploitation nous donne **16 527 346 FCFA** par an.

On prévoit 10 % de la somme des charges d'exploitation comme divers et imprévus, soit 1652735 FCFA.

Le chiffre d'affaire = volume distribué x prix du m<sup>3</sup> d'eau x taux de recouvrement = 103534 x 200 x 0.95 = **19 671 493 FCFA**.

Résultat de l'exploitation = chiffre d'affaire – charges d'exploitation – divers et imprévus = 19671493 – 16527346 – 1652735 = **1 491 412 FCFA**.

De la même manière nous avons établi le tableau 31 suivant :

	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5	Année 6	Année 7	Année 8	Année 9	Année 10	Année 11	Année 12	Année 13	Année 14	Année 15
Besoins en eau annuels de la population en m <sup>3</sup>	75445	77406	79419	81484	83602	85776	88006	90294	92642	95051	97522	100058	102659	105328	108067
Besoins en eau annuels du cheptel (m <sup>3</sup> )	28089	28767	29462	30176	30909	31663	32436	33231	34048	34887	35749	36634	37545	38480	39442
Production consommée	103534	106173	108881	111660	114512	117439	120443	123525	126690	129937	133271	136692	140204	143809	147509
Perte sur le réseau (10%)	10353	10617	10888	11166	11451	11744	12044	12353	12669	12994	13327	13669	14020	14381	14751
Production brute	113888	116790	119769	122826	125963	129183	132487	135878	139359	142931	146598	150361	154224	158189	162260
Débit horaire de la pompe en m <sup>3</sup> /h	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Temps de fonctionnement annuel en heures	3796	3893	3992	4094	4199	4306	4416	4529	4645	4764	4887	5012	5141	5273	5409
Consommation gasoil en l/h	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Consommation gasoil en l/an	15185	15572	15969	16377	16795	17224	17665	18117	18581	19057	19546	20048	20563	21092	21635
Prix unitaire gasoil en FCFA	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
Coût gasoil annuel	8351757	8564618	8783058	9007228	9237284	9473385	9715696	9964385	10219628	10481601	10750489	11026482	11309772	11600561	11899054
Consommation huile: 4% consommation gasoil en litres	607	623	639	655	672	689	707	725	743	762	782	802	823	844	865
Prix unitaire huile en FCFA	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Coût annuel huile	911101	934322	958152	982607	1007704	1033460	1059894	1087024	1114868	1143447	1172781	1202889	1233793	1265516	1298079
<b>Coût carburant et lubrifiant/an</b>	<b>9262857</b>	<b>9498939</b>	<b>9741209</b>	<b>9989834</b>	<b>10244987</b>	<b>10506845</b>	<b>10775590</b>	<b>11051409</b>	<b>11334496</b>	<b>11625049</b>	<b>11923270</b>	<b>12229371</b>	<b>12543566</b>	<b>12866077</b>	<b>13197133</b>
Frais de réparation des équipements d'exhaure en FCFA	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833	513833
Salaire annuel du conducteur	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000	840000
Rémunération des collecteurs	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545	1329545
Frais administratifs et de gestion en en FCFA	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000
Entretien et maintenance de réseau	1938615	1986113	2034856	2084877	2136212	2188896	2242965	2298458	2355413	2413870	2473870	2535455	2598668	2663555	2730161
Amortissement équipements d'exhaure	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000	744000
Amortissement borne fontaine, abreuvoir et potence	1178496	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740	961740
<b>Total charges d'exploitation</b>	<b>16527346</b>	<b>16594170</b>	<b>16885183</b>	<b>17183830</b>	<b>17490317</b>	<b>17804859</b>	<b>18127673</b>	<b>18458985</b>	<b>18799027</b>	<b>19148036</b>	<b>19506258</b>	<b>19873943</b>	<b>20251352</b>	<b>20638750</b>	<b>21036412</b>
Divers et imprévus ( 10 % charges d'exploitation)	1652735	1659417	1688518	1718383	1749032	1780486	1812767	1845899	1879903	1914804	1950626	1987394	2025135	2063875	2103641
Prix de vente de l'eau (200 FCFA)	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Taux de recouvrement recettes: 95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%
Production vendue en m <sup>3</sup>	103534	106173	108881	111660	114512	117439	120443	123525	126690	129937	133271	136692	140204	143809	147509
<b>Chiffre d'affaire annuel</b>	<b>19671493</b>	<b>20172860</b>	<b>20687367</b>	<b>21215371</b>	<b>21757238</b>	<b>22313344</b>	<b>22884077</b>	<b>23469834</b>	<b>24071024</b>	<b>24688069</b>	<b>25321401</b>	<b>25971465</b>	<b>26638720</b>	<b>27323636</b>	<b>28026698</b>
<b>Résultats de l'exploitation</b>	<b>1491412</b>	<b>1919272</b>	<b>2113666</b>	<b>2313158</b>	<b>2517889</b>	<b>2728000</b>	<b>2943636</b>	<b>3164950</b>	<b>3392094</b>	<b>3625229</b>	<b>3864517</b>	<b>4110128</b>	<b>4362233</b>	<b>4621011</b>	<b>4886645</b>

Tableau 31 : Compte d'exploitation prévisionnel

Ce tableau nous montre que durant les 15 ans d'exploitation du forage prévus pour ce projet, les recettes pourraient couvrir convenablement les dépenses. Le prix du m<sup>3</sup> d'eau pourrait même être réduit compte tenu du pouvoir d'achat des populations. Cela les permettrait d'avoir l'accès plus facile à l'eau afin d'adapter leurs besoins réels aux normes OMS.

# CHAPITRE VI : LA GESTION DU FORAGE DE KEUR MBAYE SALL

## 1. Historique de la gestion des forages en milieu rural

Le premier programme de forages motorisés, lancé en 1948, a permis la réalisation des 14 premiers forages pastoraux dans la zone sylvopastorale.

Mais, c'est entre les années 80 et 90 qui ont coïncidé avec la « *Décennie Internationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement (DIEPA)* », et donc après la dure sécheresse des années 70, que le développement des forages ruraux a connu une augmentation exponentielle, passant de 106 forages en 1980 à 551 en 1990.

Ce rythme qui s'est poursuivi jusqu'à nos jours, a permis de porter le patrimoine à 1032 unités en 2004.

Année	1949	1980	1990	1996	1999	2002	2003	2004
Nombre de forages gérés par la DEM	14	106	551	776	812	927	958	1032

**Tableau 32 : Evolution du nombre de forages gérés par la DEM**

Ainsi, les crédits alloués à la Direction de l'Exploitation et de la Maintenance sont passés de 949 millions FCFA en 1992 à 390 millions FCFA en 1995.

Pour assurer une utilisation optimale de cet important patrimoine, tant financier que socio-économique, diverses stratégies d'exploitation et de maintenance des forages, dans lesquelles l'Etat a joué jusqu'ici le rôle de fournisseur de services, ont été mises en œuvre.

La période qui va de 1949 à 1983 a coïncidé avec ce que l'on pourrait appeler l'approche « *Tout par l'Etat* », qui, comme son nom l'indique, a vu la gestion des forages assurée à 100% par l'Etat.

A la fin de l'année 1983, après la création de la Direction de l'Entretien et de la Maintenance (DEM), l'Etat devait plus tard en 1984 procéder à l'institutionnalisation et à la généralisation des "comités de gestion de forage".

L'institutionnalisation et la généralisation des comités de gestion de forages, a constitué la première étape d'une révision du mode de gestion et de maintenance des forages, induisant le transfert aux usagers d'une partie des coûts de production et de distribution de l'eau qui étaient auparavant entièrement à la charge de l'Etat.

Ainsi, de l'approche «*Tout par l'Etat*», le mode de gestion et de maintenance des forages est passé à celle de «*Fourniture / promotion*», où l'Etat, par le biais de l'animation, de la sensibilisation, de l'organisation, de la participation populaire et de la création de comités de gestion de forages, était arrivé à un partage progressif des charges de la gestion des ouvrages hydrauliques : l'Etat se limite à l'investissement, à la maintenance et au renouvellement alors que les usagers assurent l'exploitation.

Cette approche qui a vu les usagers à travers lesdits comités de gestion, consentir des efforts appréciables matérialisés, entre autres, par une contribution relativement importante couvrant 100 % des dépenses de fonctionnement (carburant, lubrifiants, rémunération du conducteur) et une partie de l'entretien préventif et des réparations légères des installations hydrauliques, n'a pas permis d'atteindre les résultats escomptés.

De nombreuses contraintes sont apparues à partir de 1992 dans la gestion des forages ruraux, notamment :

- la faiblesse de l'organisation des usagers (comités de gestion) : plusieurs conflits sont nés des mauvais recouvrements des cotisations forfaitaires et de l'absence de transparence dans la gestion des fonds collectés ;
- la vétusté, la diversité et le surdimensionnement des équipements à l'origine de nombreuses pannes bloquantes (plus de 50% des équipements ayant dépassé leur durée de vie) ;
- l'inadéquation des moyens alloués (humains, financiers et matériels) pour une maintenance normale (arrêts fréquents et durables dûs à l'absence de maintenance préventive et de planification des renouvellements).

La recherche de solutions à ces contraintes et la garantie de la pérennité de la fourniture de l'eau en milieu rural devait amener le Ministère chargé de l'hydraulique à commanditer, en 1995, une étude dont l'objectif principal était de faire un diagnostic et une proposition pour la révision du système de gestion des forages ruraux. Les préoccupations spécifiques de cette étude étaient d'arriver à :

- rétablir l'élément «*EAU*» dans son statut de ressource finie qui a une grande valeur économique et une importance certaine sur le plan social ;
- promouvoir activement le recours à des mécanismes de participation, qui permettent d'associer la communauté (usagers, collectivités locales) à la planification et à la mise en œuvre des programmes d'hydraulique rurale ;

- la maintenance des installations hydrauliques en milieu rural en y associant davantage la population bénéficiaire et les institutions locales publiques ou privées.

L'étude a débouché sur la formulation d'une nouvelle stratégie baptisée « *Réforme de la Gestion des Forages Ruraux* » (REGFOR), centrée sur l'approche « *Promotion* » selon laquelle l'Etat (à travers la DEM), devrait, à terme, se limiter exclusivement à ses missions de promotion, d'animation, de planification, de réglementation, de contrôle, de conseil, de coordination et d'arbitrage partout où le service public de l'eau pourra être assuré adéquatement par la communauté (Comité de Gestion) et ses partenaires privés.

## **2. La Réforme de la Gestion des Forages Ruraux (REGFOR)**

### **2.1. Les principes de la réforme**

Elle a pour objectif d'assurer des conditions viables d'approvisionnement en eau des populations rurales. Le projet de réforme repose ainsi sur les principes politiques et opérationnels suivants :

#### ***2.1.1. Les principes politiques***

La mise en oeuvre de la REGFOR repose sur quatre axes majeurs, à savoir :

- confirmer le caractère du service public de la mise à disposition d'eau potable pour les populations rurales ;
- contribuer au développement local et au processus de décentralisation ;
- aboutir à terme à l'autonomie financière de la maintenance et du renouvellement des installations d'hydraulique rurale ;
- définir un nouveau cadre institutionnel propice à la pérennisation du service de l'eau en milieu rural.

#### ***2.1.2. Les principes opérationnels***

Pour ce faire, la REGFOR propose une refonte de l'organisation des usagers traduite par :

- une évolution des comités de gestion vers des associations d'usagers de forages ASUFOR reconnues par l'état (délivrance de récépissé) et suffisamment responsabilisées à travers une licence d'exploitation de forage ;
- une séparation des fonctions de représentation des usagers et de gestion par la mise en place de gérants locaux chargés de la distribution, de la production et de la vente de l'eau ;

- la création de conditions d'exploitation viables au plan technico-économique s'appuyant sur :
  - ◊ une systématisation de la vente de l'eau au volume ;
  - ◊ l'adoption d'une démarche de standardisation technique des équipements d'exhaure ;
  - ◊ une optimisation des normes et méthodes pour le choix et le dimensionnement des équipements ;
  - ◊ un partage des charges de fonctionnement entre les usagers et l'Etat pour atteindre un coût de l'eau accessible.
- la promotion du secteur privé et un recentrage des activités de la DEM sur des missions de régulation à travers essentiellement :
  - ◊ un transfert des activités de dépannage et de maintenance vers des opérateurs privés exerçant dans le secteur de l'hydraulique ;
  - ◊ un redéploiement des activités de la DEM sur des missions de régulations : suivi de la maintenance, des exploitations, agrément des opérateurs, etc.

## **2. 2. Les intervenants dans la réforme**

L'exécution du programme REGEFOR s'articule autour d'un noyau de six (6) acteurs : l'ASUFOR, le gérant, l'opérateur de maintenance, les opérateurs financiers décentralisés, l'administration et les bailleurs de fonds.

### **2.2.1. L'ASUFOR**

Elle représente les usagers, veille sur la qualité du service et demande la reconnaissance juridique et la licence d'exploitation de forage. Pour assurer la réussite de sa mission et se conformer aux directives de la réforme, elle signe :

- une fiche d'adhésion à la réforme;
- un contrat de maintenance hydraulique avec un opérateur agréé par la DEM;
- un contrat de gérance avec un gérant agréé par la DEM;
- un contrat d'épargne projet avec l'opérateur financier.

### **2.2.2. Le gérant**

Il doit être agréé par l'administration (DEM). Il a à sa charge la production, la distribution et la vente de l'eau aux usagers. Le gérant travaille sous contrat et contrôle de l'ASUFOR.

### **2.2.3. L'Opérateur de Maintenance Principal (O.M.P) et Local (O.M.L)**

L'opérateur doit être agréé par l'administration (DEM). L'OML exécute la maintenance préventive et curative au nom de l'OMP. C'est un sous traitant de ce dernier auquel il est lié par une convention. L'OMP travaille sous contrat signé par l'ASUFOR et approuvé par la DEM.

### **2.2.4. L'opérateur financier décentralisé**

Il reçoit les avoirs des ASUFOR et rémunère les opérateurs privés locaux. L'opérateur financier les encadre aussi pour une bonne gestion des revenus perçus par la proposition des produits financiers spécifiques (plan épargne projet pour le renouvellement). Il est lié à l'administration par un protocole de partenariat. Le Crédit Mutuel Sénégalais (CMS) est le principal opérateur financier décentralisé des ASUFOR.

### **2.2.5. L'administration**

#### **2.2.5.1. L'administration centrale**

Elle est composée du Ministère chargé de l'Hydraulique et du Ministère de l'Economie et des Finances :

- le Ministère Chargé de l'Hydraulique à travers le DEM et ses structures rattachées :
  - ◇ définit et met en application un nouveau cadre juridique et institutionnel ;
  - ◇ définit les normes d'optimisation et les procédures et méthodes ;
  - ◇ transfère la maîtrise d'ouvrage des forages par l'attribution de licences d'exploitation ;
  - ◇ approuve et contrôle les investissements des ASUFOR et l'application des contrats ;
  - ◇ appuie l'organisation des assemblées générales des ASUFOR ;
  - ◇ assure la maîtrise d'œuvre du programme relatif à la réforme.
- le Ministère de l'Economie et des Finances à travers la Direction Dette et Investissement (DDI) :
  - ◇ assure la maîtrise d'œuvre des programmes d'investissements publics ;
  - ◇ ordonne les paiements au titre des programmes d'investissements publics ;
  - ◇ signe et exécute les conventions de financements avec les bailleurs de fonds ;

### 2.2.5.2. L'administration locale

Elle est composée de la gouvernance, de la Sous-Préfecture (SP) et du Conseil Rural (CR).

Elle a pour rôle :

- d'attribuer les récépissés de déclaration d'association (Gouverneurs) ;
- de présider les assemblées générales constitutives et statutaires des ASUFOR (SP) ;
- d'assister les ASUFOR au plan administratif et social (SP et CR) ;
- d'aider à mobiliser des financements (CR) ;
- d'intégrer les projets des ASUFOR dans son Plan Local de Développement (CR).

### **2.2.6. Les bailleurs de fonds**

L'application des principes de la réforme fait l'objet, depuis 1996, de projets initiés avec l'appui financier de partenaires au développement, notamment l'Agence Française de Développement (AFD), la Coopération Technique Belge (CTB) et de l'Agence Japonaise de Coopération Internationale (JICA).

## **2.3. Les Contraintes à la mise en œuvre de la Réforme**

### **2.3.1. Les contraintes au niveau des usagers**

Le passage de l'adhésion volontaire à l'engagement concret obligatoire (licence, gérance, maintenance privée) rencontre quelques réticences au niveau des usagers. Ces réticences sont liées :

- au maintien d'un dépannage gratuit par l'Administration (DEM) au niveau de forages n'appliquant pas les principes de la réforme, faisant croire que cela va perdurer ;
- aux intérêts particuliers qui ne prospèrent plus dans la gestion plus transparente avec la vente au volume ;
- au manque de cohérence entre les messages d'animation véhiculés par les projets de la même Administration.

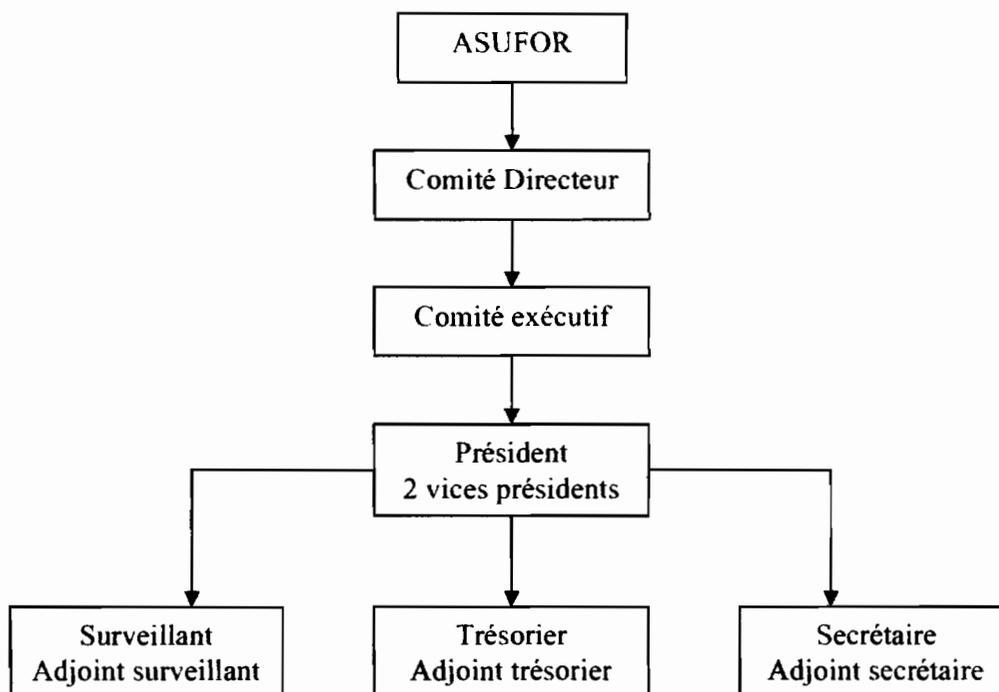
### **2.3.2. Les contraintes au niveau du secteur privé**

Le secteur privé manque de démarche commerciale pour obtenir des contrats de maintenance d'équipement non remis en état. Une complémentarité est aussi requise entre les opérateurs principaux souvent basés à Dakar, détenant savoir-faire, capacités techniques et financières et les opérateurs régionaux plus accessibles mais de professionnalisme, de capacités techniques et financières moindres.

### 3. La gestion du forage de Keur Mbaye Sall

Le forage de Keur Mbaye Sall est construit en 2002. Il desservait déjà 16 villages, ce qui l'inscrit dans le système d'AEP multi villages. Il lui fallait donc une bonne gestion afin de pérenniser le service. Ainsi, les autorités locales et celles de la DEM ont pensé y mettre un système de gestion qui s'inspire de la REGEFOR mais adapté au milieu.

L'ASUFOR de Keur Mbaye Sall est donc mise en place le 21 octobre 2002 et compte un comité directeur et un comité exécutif. L'organigramme est le suivant :



#### 3.1. Le comité directeur

C'est l'organe d'orientation et de décision de l'ASUFOR. Ses membres appelés délégués sont choisis parmi les habitants de tous les villages polarisés par le forage. Ils sont élus en assemblée générale par leurs mandataires. Dans le souci d'intégrer tous les utilisateurs de l'eau, la répartition suivante a été adoptée :

- deux délégués pour chaque borne fontaine;
- deux délégués pour l'association des éleveurs ;
- deux délégués pour le groupement des femmes ;
- deux délégués pour l'association des maraîchers ;
- deux délégués pour 20 branchements particuliers.

Ces délégués sont les porte-parole des populations qui les ont mandatées ; et à ce titre, ils doivent veiller sur leurs intérêts communs. Ils se réunissent chaque mois pour faire le bilan de toutes les actions menées dans le cadre du forage, exposer les différents problèmes rencontrés et proposer des solutions; enfin dresser un plan d'action prévisionnel.

La mise en pratique de toutes ces décisions prises en réunion de comité est à la charge du comité exécutif.

### **3.2. le comité exécutif**

Comme son nom l'indique, il exécute les décisions du comité directeur et rend compte en cas de manquements. Il est élu parmi les délégués. Le comité exécutif comporte ainsi:

- un président ;
- un premier vice président ;
- un deuxième vice président ;
- un trésorier et un adjoint : le trésorier encaisse les factures et verse l'argent à l'opérateur financier. Il est aussi chargé de faire les dépenses nécessaires au fonctionnement du système. En cas de retrait d'argent, il doit s'accompagner du président pour avoir accès aux fonds ;
- un secrétaire et un adjoint : le secrétaire lit les correspondances, établit les PV de réunion, rédige les convocations. Bref on peut dire qu'il s'occupe de tout ce qui est administration. A ce titre c'est lui qui remplit les rapports financiers et techniques qu'il envoie mensuellement à la DEM, à la préfecture et au conseiller rural ;
- un surveillant et un adjoint : Il veille au bon fonctionnement et à la sécurité du réseau.

Il est aussi chargé de faire les relevés mensuels de tous les compteurs.

Signalons que dans le souci de respecter la parité si le président est un homme, son premier vice président est une femme et vice versa.

Il faut noter que certains intervenants proposés par la réforme comme le gérant et l'opérateur de maintenance n'existent pas pour l'instant dans le système de gestion de Keur Mbaye Sall. L'opérateur financier se trouve être le Crédit mutuel du Sénégal. Un compte est ouvert dans cette banque, ce qui permet à l'ASUFOR de bénéficier de prêts en cas de besoins.

### 3.3. La tarification

A Keur Mbaye Sall, le système de tarification est fonction du budget prévisionnel. Ce dernier est établi par le comité directeur et tient compte aussi bien des dépenses de fonctionnement que des renouvellements à la charge de l' ASUFOR.

En effet, plus on consomme, moins on paie. Selon la quantité d'eau utilisée mensuellement, trois types de consommations sont ainsi identifiés :

- consommation mensuelle inférieure à 3000 m<sup>3</sup> : le site est jugé non rentable. Le m<sup>3</sup> d'eau est vendu dans ce cas à 400 FCFA dont les 50 FCFA reviennent au fontainier, ce qui fait 10 FCFA la bassine de 25 litres ;
- consommation mensuelle comprise entre 3000 m<sup>3</sup> et 4000 m<sup>3</sup> : le site est jugé moindre. Le m<sup>3</sup> d'eau est vendu dans ce cas à 300 FCFA ce qui fait 15 FCFA les deux bassines de 25 litres ;
- consommation mensuelle supérieure à 4000 m<sup>3</sup> : le site est jugé rentable. Le m<sup>3</sup> d'eau est vendu dans ce cas à 200 FCFA ce qui fait 5 FCFA la bassine de 25 litres.

Au niveau de l'abreuvoir aussi, l'eau est vendue à 200 FCFA le m<sup>3</sup>.

## Conclusion et recommandations

L'étude fait ressortir que le système d'adduction d'eau multi villages présente des avantages certains ; à partir d'une seule source d'eau installée, plusieurs villages sont desservis avec un niveau de service assez adéquat. Un tel système d'alimentation en eau est d'autant plus avantageux qu'il permet de réduire considérablement le coût d'investissement par personne d'un projet rural d'approvisionnement en eau et d'assurer une meilleure répartition des charges récurrentes d'exploitation à un maximum d'individus.

Pour ce qui est de ce travail effectué, 25 villages pourraient être alimentés à partir du forage de Keur Mbaye Sall. Ce qui, nécessiterait en plus des ouvrages hydrauliques existantes, 9899 ml de conduites de diamètres allant de 63 mm à 110 mm à mettre en place, 21 bornes fontaines et 2 abreuvoirs à construire, 4 ventouses, 2 vidanges et 14 vannes de sectionnement pour un coût de 67 898 262 FCFA.

En plus de ces nouvelles constructions, il faut réparer le système d'automatisation reliant les niveaux d'eau du château d'eau à la pompe pour s'assurer de la disponibilité de l'eau en permanence dans le réseau.

A long terme, il faudrait construire un deuxième château d'eau de 150 m<sup>3</sup> sur une hauteur de 30 m afin d'avoir une réserve suffisante.

Le compte d'exploitation prévisionnel montre des résultats positifs durant toute la période du projet. Une gestion transparente et planifiée de ces fonds permettrait à l'ASUFOR d'assurer l'entretien, la maintenance du réseau et même le renouvellement de certains équipements tels que les bornes fontaines, les abreuvoirs, etc.

Par ailleurs, il faudrait noter sur le plan technique certains manquements dans la conception initiale du réseau.

En effet, le forage et le château d'eau sont très excentrés par rapport à la zone desservie. Une prise en compte préalable des villages polarisés et une maîtrise de la répartition des points d'eau pérenne voisins aurait permis de constater qu'il était plus avantageux de centrer ces installations sur le terroir susceptible d'être alimenté. Cela permettrait une meilleure distribution et une plus grande souplesse pour les raccordements ultérieurs.

Aujourd'hui, la conception du réseau est telle qu'il est très difficile de faire d'autres branchements du côté Est où l'on compte plus de villages sans eau, ce qui pose un sérieux problème.

L'élaboration d'un réseau d'approvisionnement en eau multi villages, outre le financement, demande une étude plus minutieuse et plus intégrée des données socio-économiques, des conditions topographiques, de la connaissance et de la répartition des points d'eau existants dans la zone considérée pour permettre une meilleure planification à long terme.

Pour terminer, nous aimerions donner ici quelques recommandations :

- Il existe une différence entre le projet initial et celui exécuté mais les plans ne sont pas mis à jour. Cela nous a posé de sérieux problèmes au démarrage de notre projet. Pour y remédier, la Direction de l'Hydraulique devrait exiger à l'avenir les plans de recollement aux entreprises en fin de travaux.
- Le château d'eau dispose d'un appareil indicateur des variations de niveau d'eau qui n'a jamais fonctionné du fait d'une défaillance du système d'automatisation connecté à la pompe. La réparation de ce système permettra à la pompe de démarrer et de s'arrêter si nécessaire sans l'intervention du conducteur. Ce qui diminue considérablement le gaspillage de l'eau pendant le remplissage du château et favorise une meilleure exploitation du réseau.
- Le manque de compteur à la sortie du château d'eau fait qu'il est difficile de suivre convenablement l'évolution de la consommation. Il faudrait donc en installer pour avoir de meilleurs relevés afin d'établir exactement l'hydrogramme de consommation.
- Le calcul du facteur de pointe a été fait avec des hypothèses très approximatives. L'établissement de l'hydrogramme réel de la consommation de la zone serait nécessaire pour déterminer exactement l'heure de pointe et la véritable réserve d'équilibre à emmagasiner.
- Sur le plan de la gestion, il faudrait que le système de tarification de l'eau tienne réellement compte des possibilités des populations. Des mesures très restrictives risquent de détourner certains de l'utilisation de l'eau saine.

## Bibliographie

- [1] - C GOMELLA ; H GUERREE : << Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales >> Tome 1 La distribution. Edition : EYROLLES. Paris 1985. 293p
- [2] - << Projet d'adduction d'eau potable de Santakoye- Etudes d'APD – Rapport définitif>> SCIEPS, Septembre 2006
- [3] - <<Nouvelle lettre de politique sectorielle pour l'alimentation en eau potable et l'assainissement en milieu urbain et rural>> Janvier 2005
- [4] - <<Note sur la politique du Sénégal en matière de maintenance>> DEM, novembre 2003
- [5] - <<Note sur l'état d'avancement de la réflexion sur la réforme des forages>> DEM, novembre 2003
- [6] - <<Contribution DH à la déclaration de politique générale >> Hydraulique, Mai 2004
- [7] - <<Comment Assurer la prise en charge d'un service d'eau potable, son financement, l'extension du réseau ?>> Eau Vive, 1999
- [8] - Abdou DIOUF Ing MSc. A : << Cours d'hydraulique urbaine 1997-1998 >> Ecole Polytechnique de Thiès.
- [9] - Lewis A. ROSSMAN : << Manuel de l'utilisateur EPANET 2 >>Version française 2003.
- [10] - SALL Seydou Sy : << Projet de fin d'étude : Etude de l'amélioration du système d'approvisionnement en eau potable du village centre de Thiénaba et de ses environs. >> ESP Thiès, Mai 1984.
- [11] - Pape Mamadou DIOUF et Omar DIOUF : << Projet de fin d'étude : Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville de Diamniadio. >> ESP Thiès, Juillet 2005.
- [12] - NDOYE Seyni : << Cours d'hydraulique urbaine 2006-2007 >> ESP Thiès.

**ANNEXES :**

Annexe 1 : Tableau des résultats d'analyses de l'eau du forage

Annexe 2 : Coupe géologique du forage de Keur Mbaye Sall

Annexe 3 : Coupe technique du forage de Keur Mbaye Sall

Annexe 4 : Réseau existant et raccordements prévus

Annexe 5 : Schéma du réseau en solution 1

Annexe 6 : Schéma du réseau en solution 2

Annexe 7 : Plan type de borne fontaine à 2 robinets

Annexe 8 : Plan type d'abreuvoir simple

Annexe 9 : Plan type de regard de vanne de sectionnement

Annexe 10 : Plan type de regard de Ventouse

Annexe 11 : Plan type de regard de vidange

**Annexe 1****Propriétés physico - chimiques**

PH = 7,22

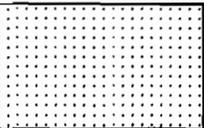
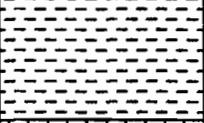
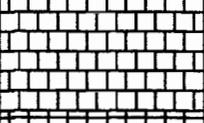
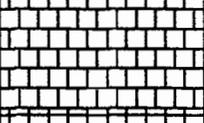
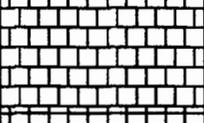
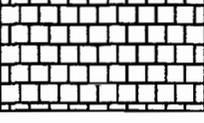
Conductivités = 544  $\mu$ S/cm

Résidus sec = 254 mg/l

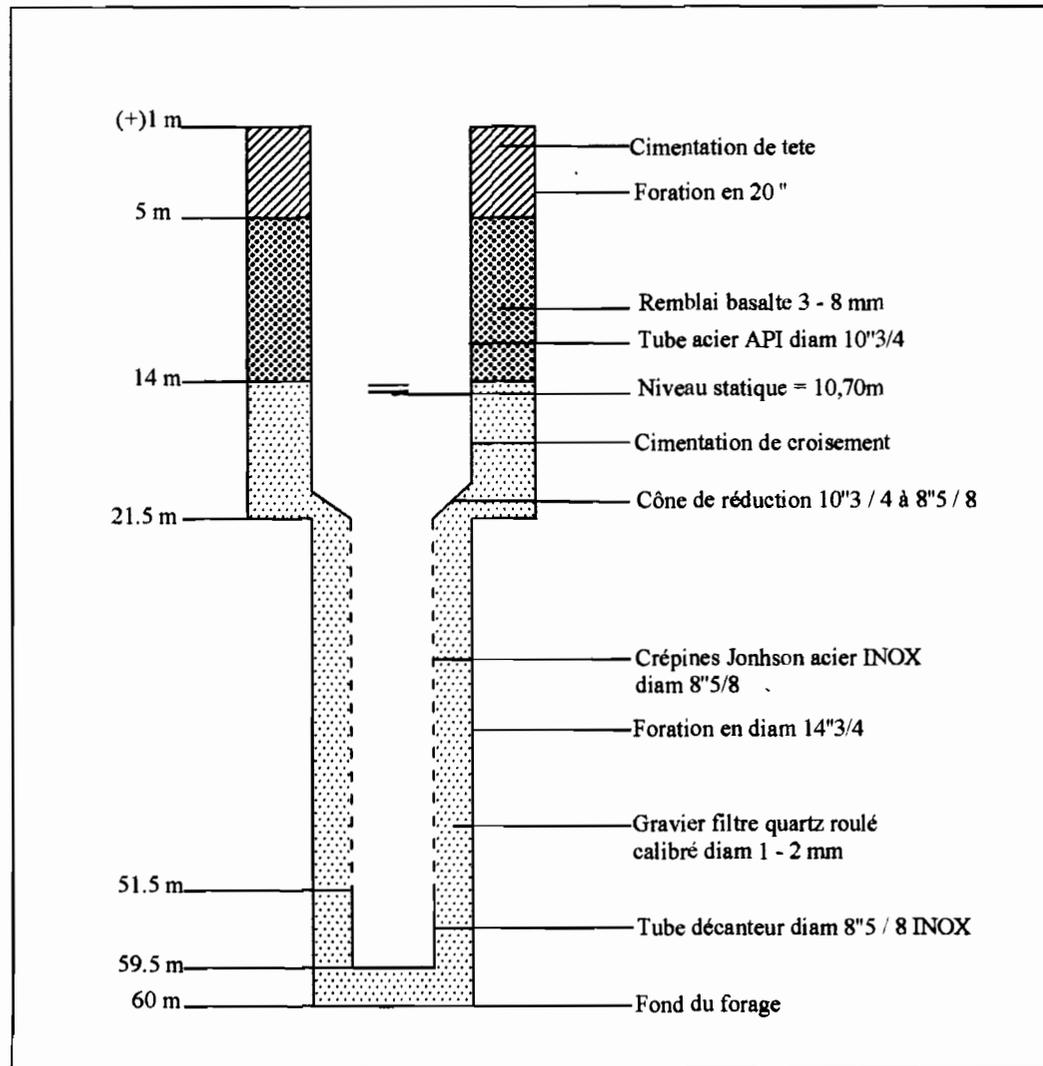
**Teneur en éléments chimiques (mg/l)**

Eléments	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Cl <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	SiO <sub>2</sub>
teneur	180,62	52,12	17,42	12,72	27,94	3,21	2,15	83,44	27,59

**Tableau 33 : Résultats d'analyses de l'eau du forage**

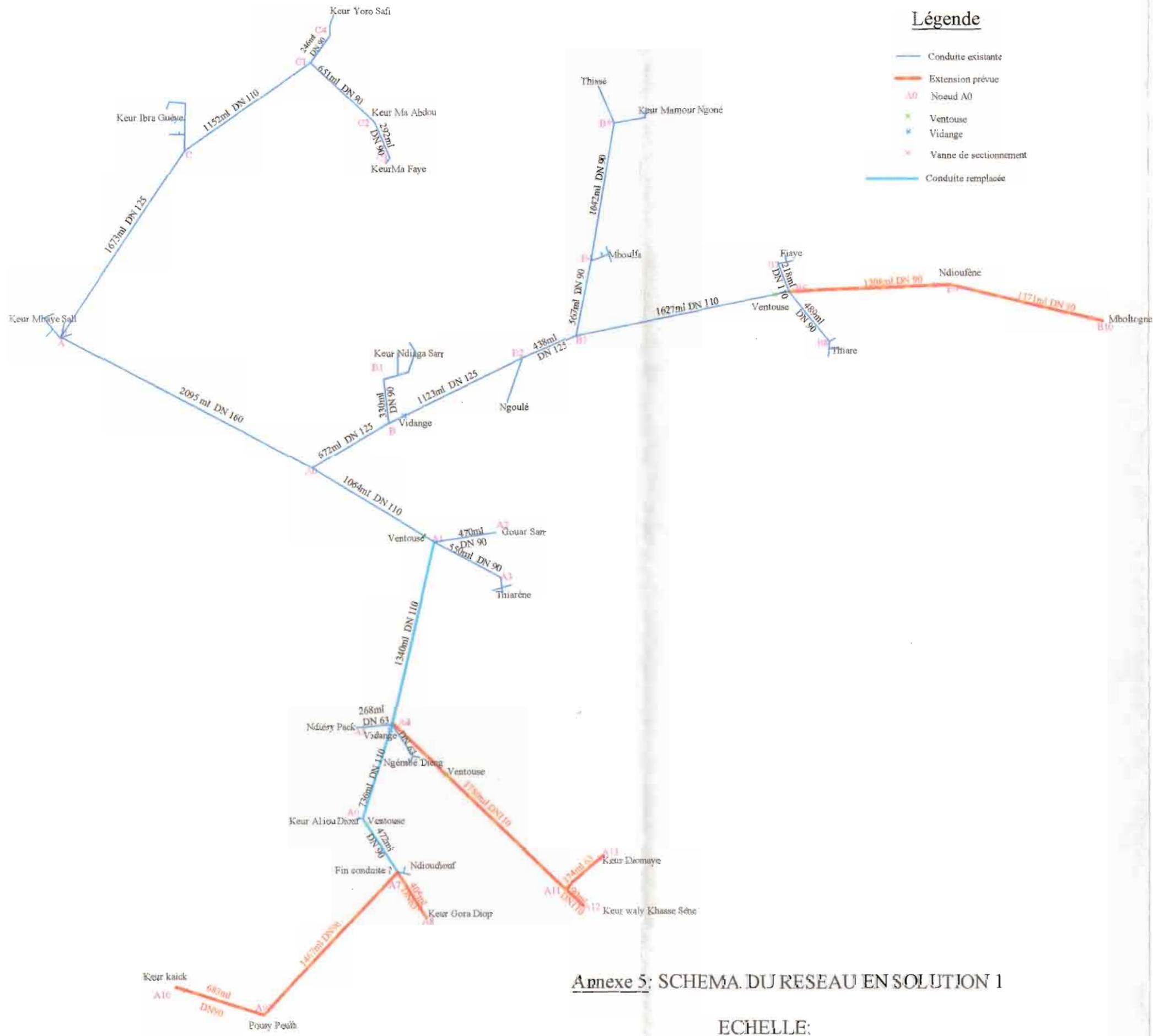
0 - 16 m		Sables argileux jaunes
16 - 17 m		Latérite gravillonnaire
17 - 23 m		Marno - calcaire beige
23 - 34 m		Calcaire gréseux beige à blanc friable
34 - 44 m		Calcaires organiques blanchâtres avec des rognons durs
44 - 50 m		Calcaires gréseux friables blancs et poreux
50 - 60 m		Calcaires poreux blancs indurés

Annexe 2: Coupe géologique du forage de Keur Mbaye Sall



Annexe 3: Coupe technique du forage de Keur Mbaye Sall



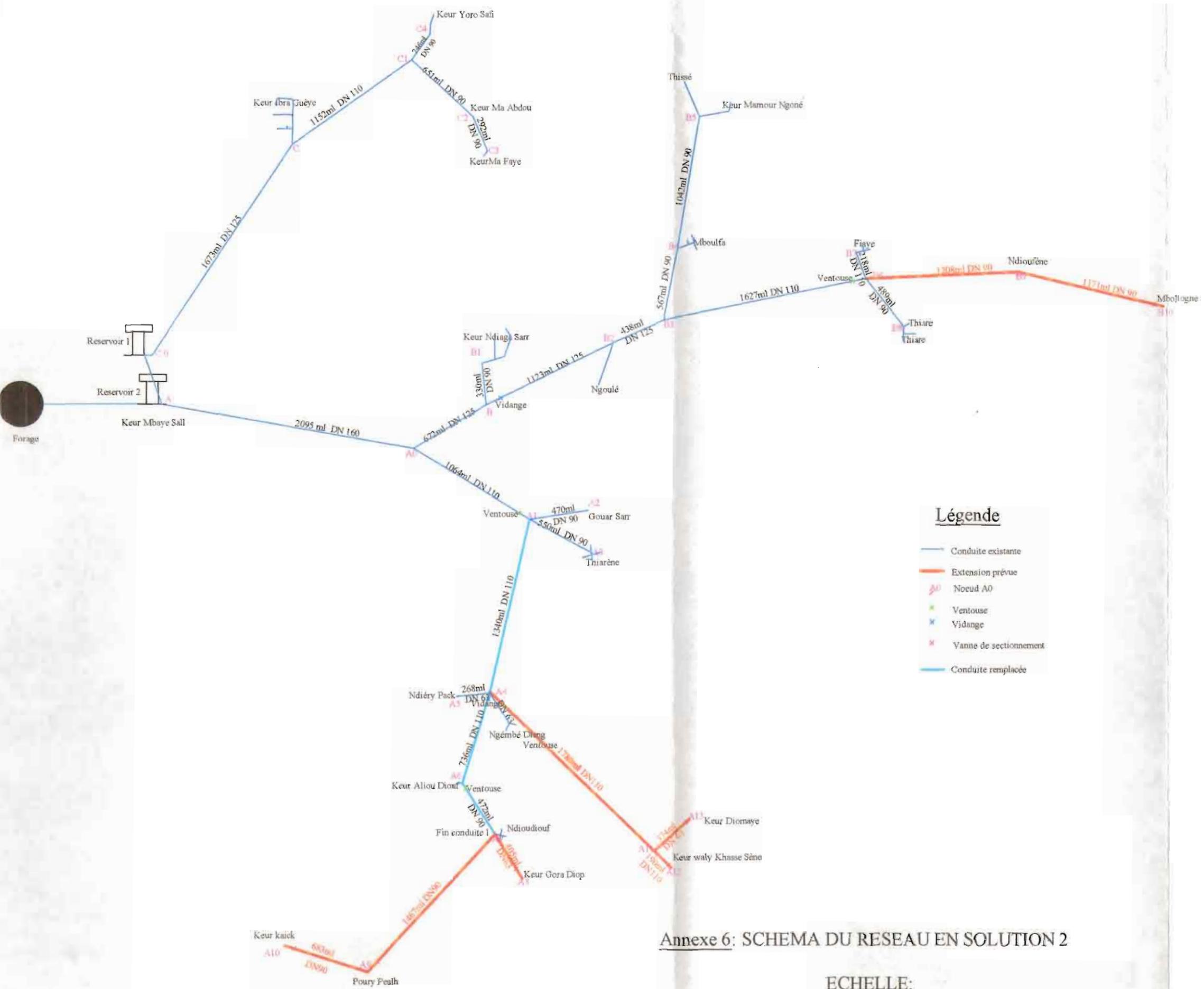


Annexe 5: SCHEMA DU RESEAU EN SOLUTION 1

ECHELLE:

1 km



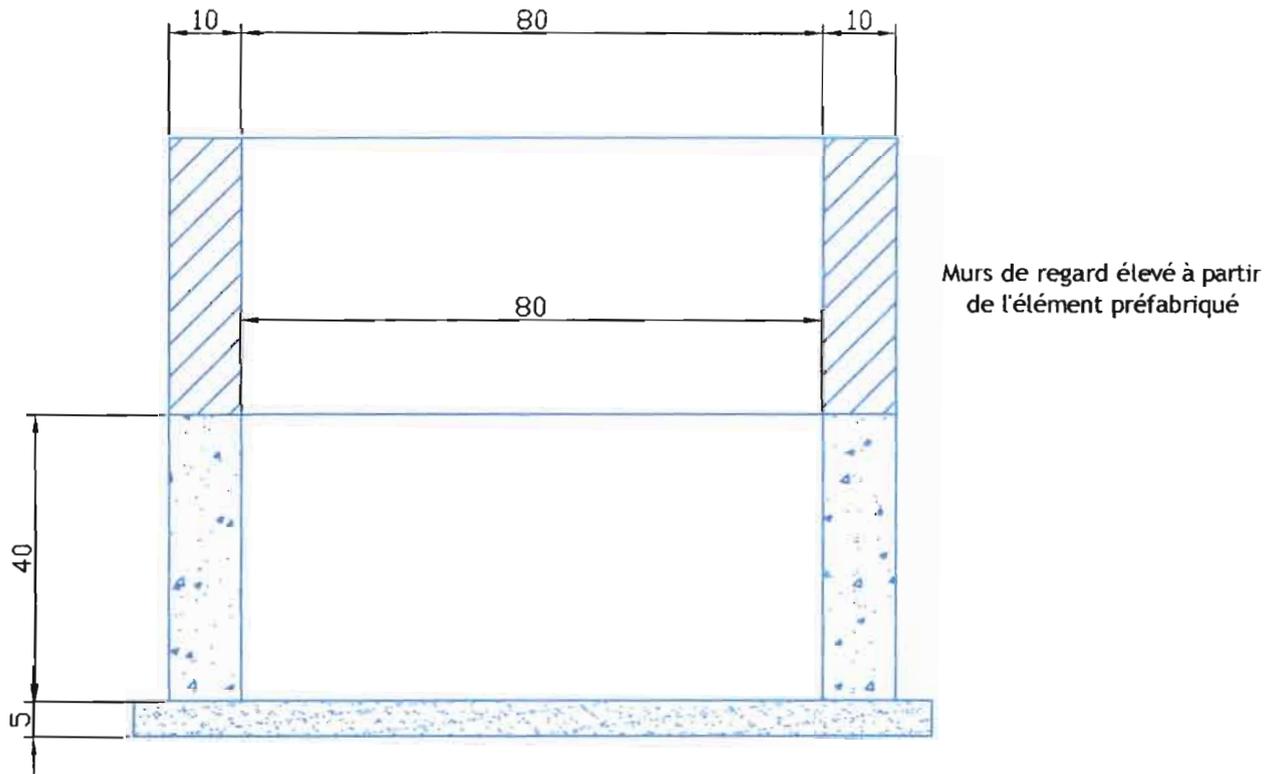
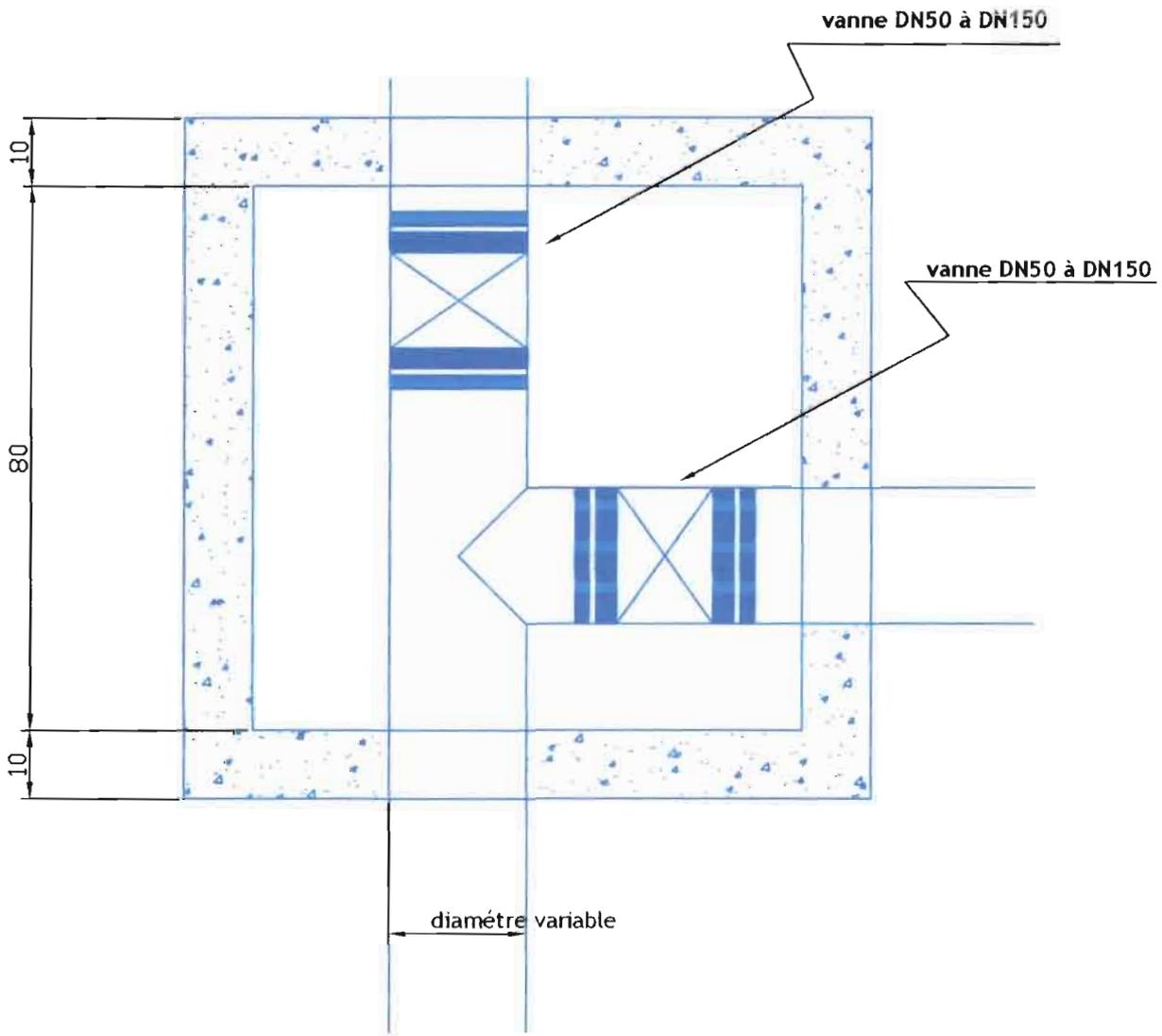


Annexe 6: SCHEMA DU RESEAU EN SOLUTION 2

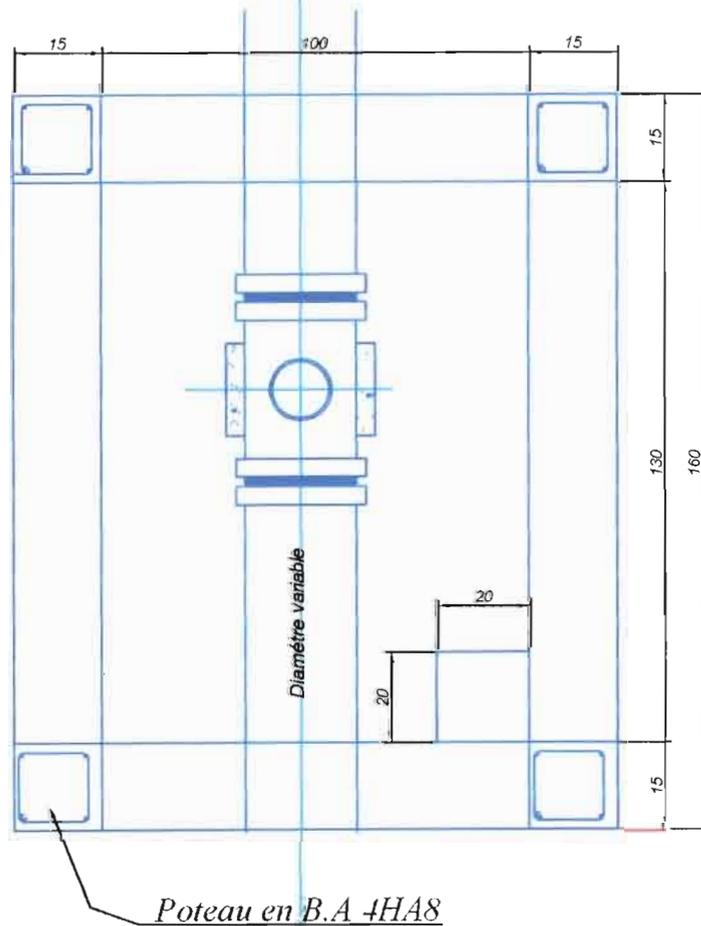
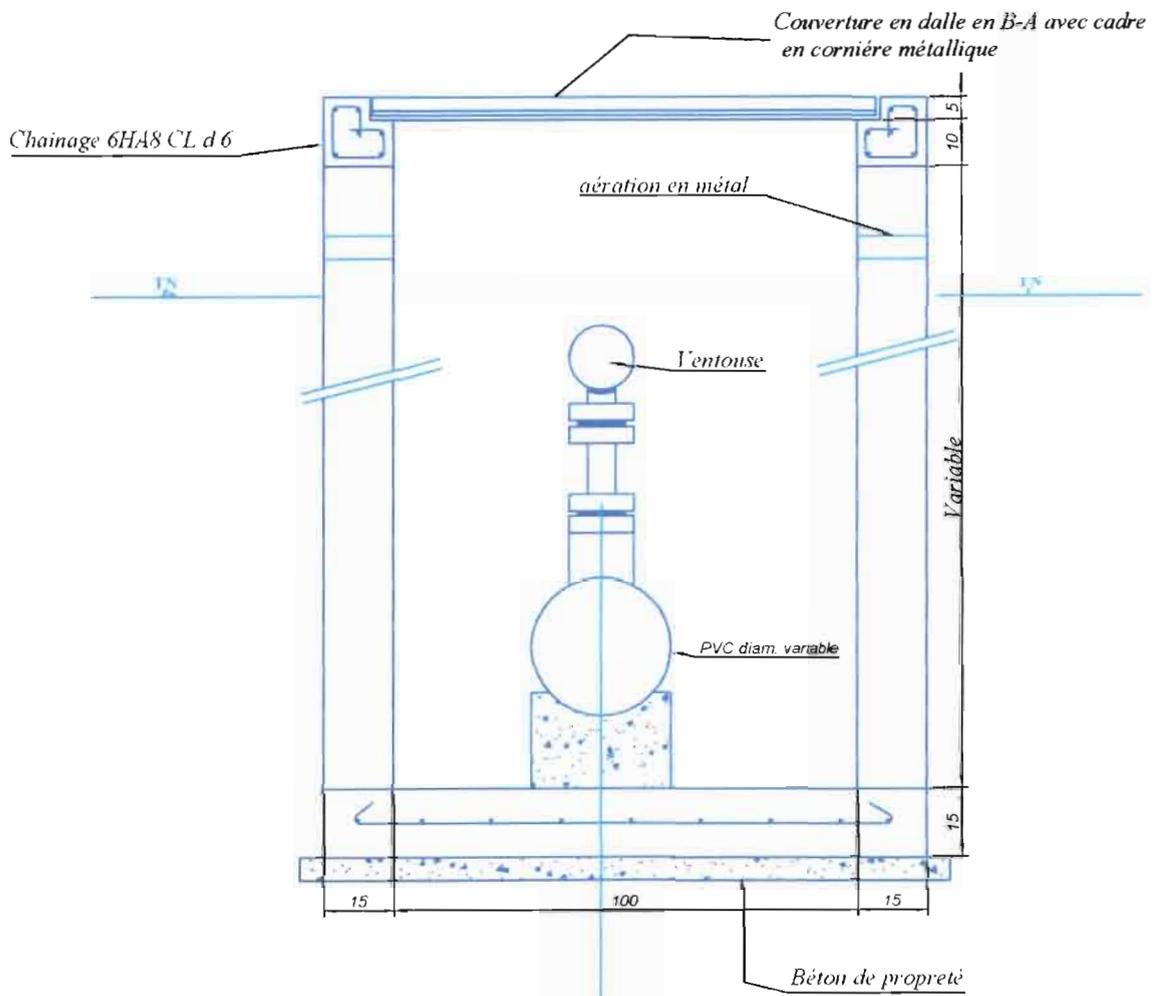
ECHELLE:  
1 km



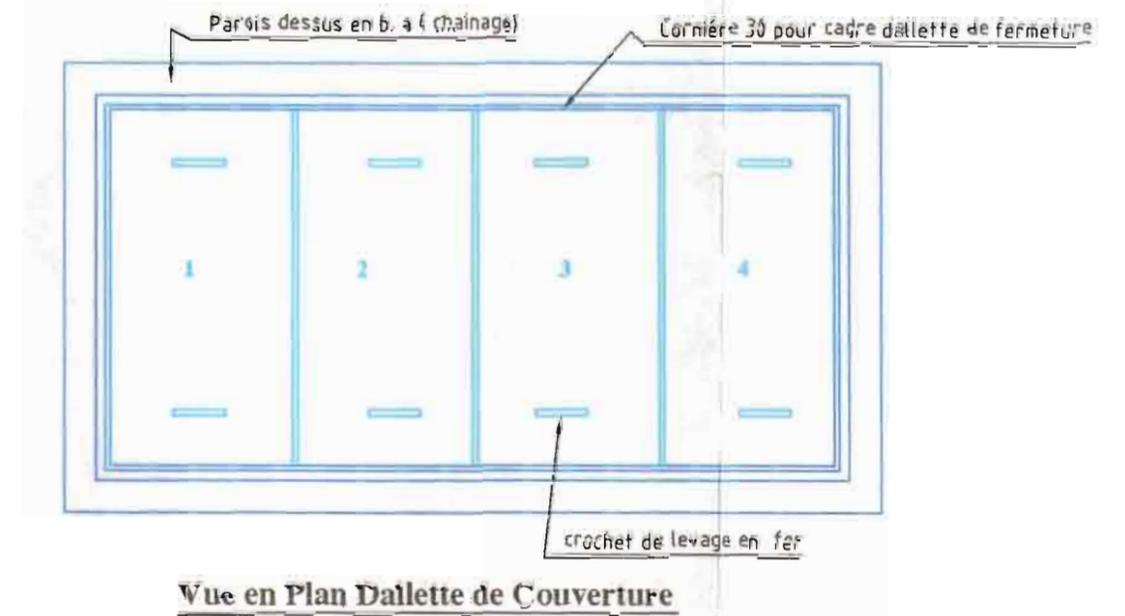
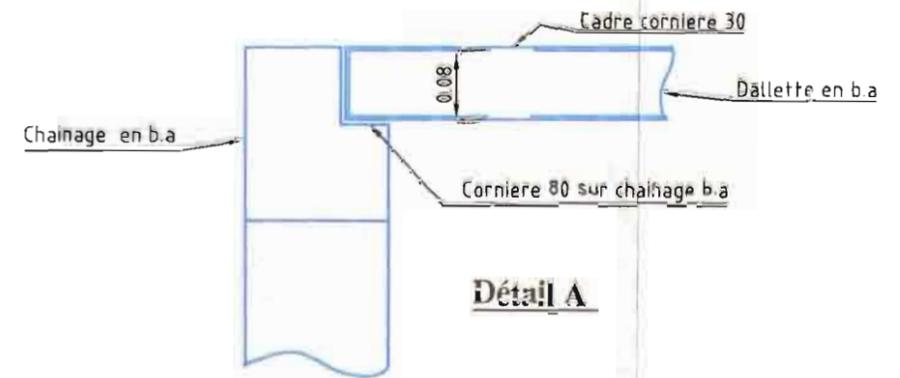
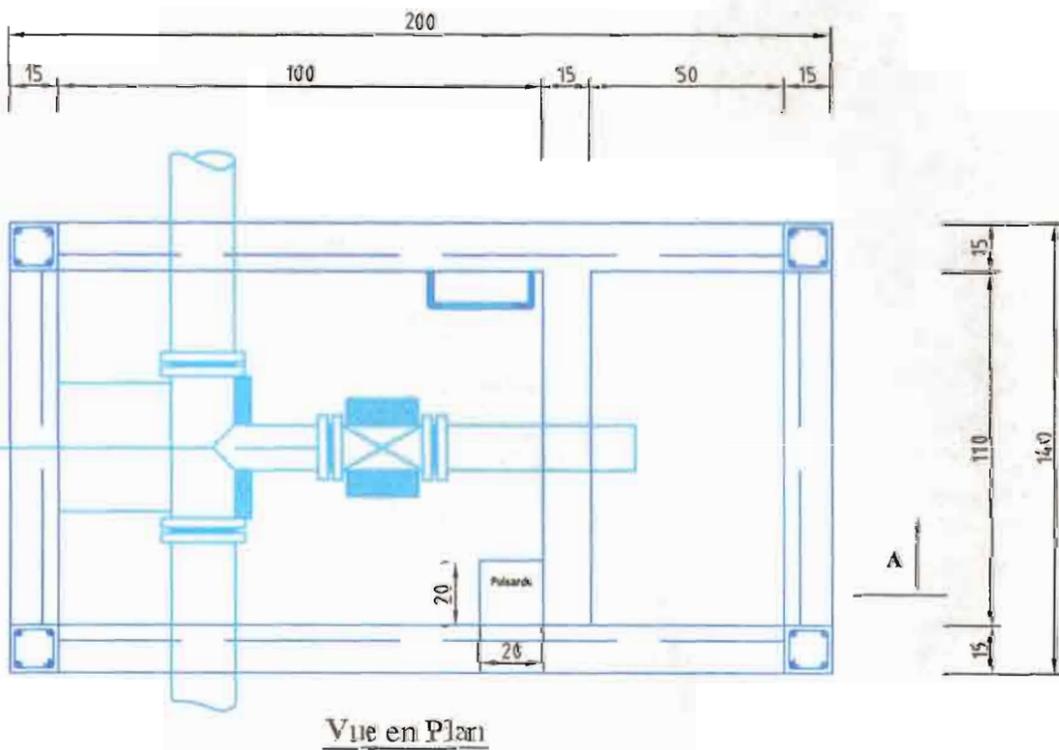
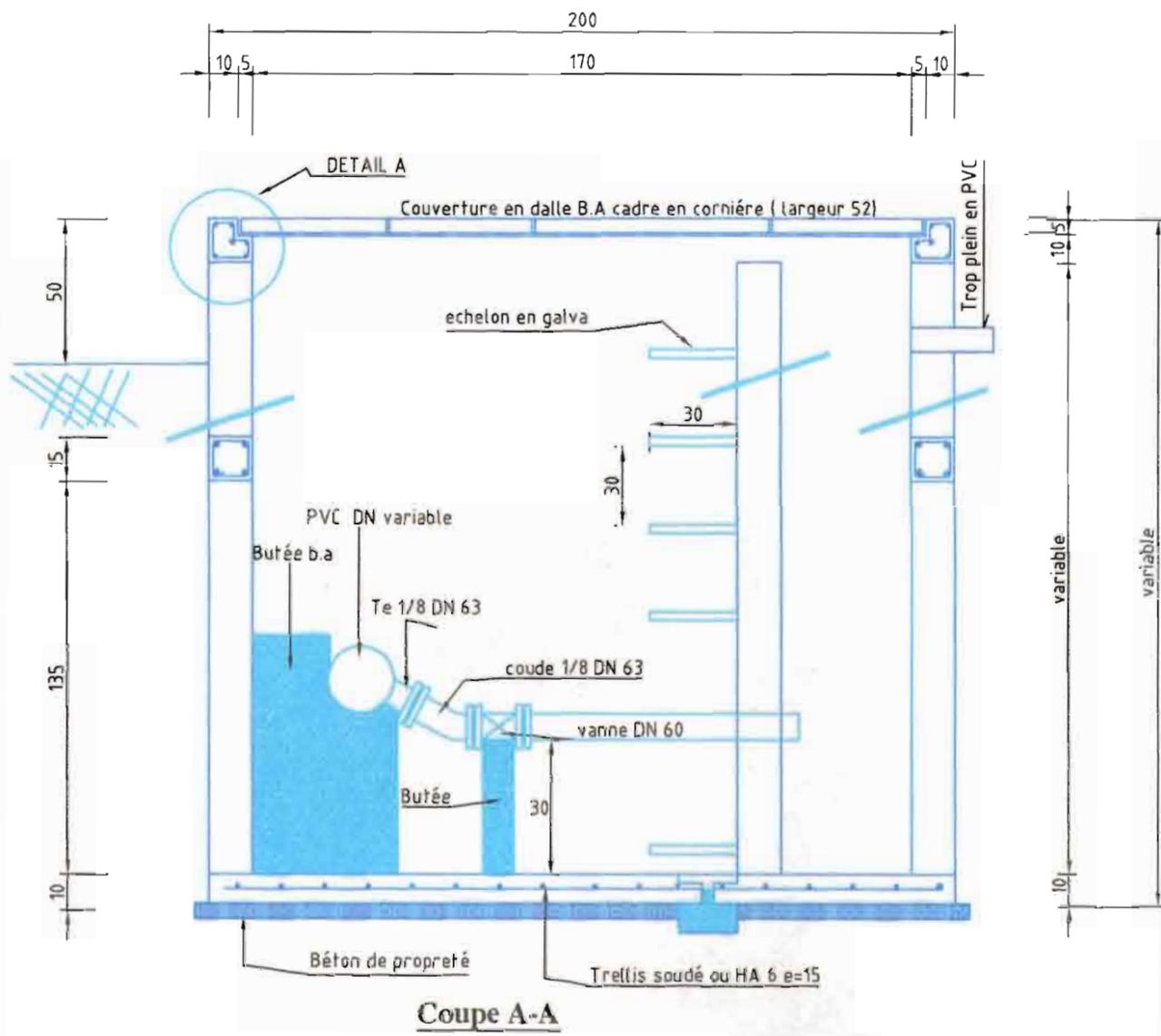




Annexe 9: Plan type de Regard de vanne de sectionnement



Annexe 10: Plan type de regard de ventouse



**Annexe 11: PLAN TYPE DE REGARD DE VIDANGE**