

0.036

PROJET DE FIN D'ETUDES

Sujet : ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DU VILLAGE DE N'DIAFATE



École polytechnique de Thiès

Auteur : Daniel SARR 4e Génie Civil

Année : Mai 1979

REMERCIEMENTS.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude à tous ceux qui, depuis ce jour, ont aidé à la réalisation de cet ouvrage.

Il est particulièrement agréable de remercier nos professeurs et amis :

Monsieur LUCIEN... (nom partiellement visible) de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

Monsieur... de l'Université de... pour son accueil et ses conseils avisés pendant ces quelques semaines.

SOMMAIRE.

Nous nous proposons dans cet ouvrage de faire l'étude de l'alimentation en eau potable du village de NDiafate.

L'alimentation sera faite par bornes fontaines et le réseau se constitue comme suit :

- Réseau principal NDiafate Escan
- Un branchement pour NDiafate Sérère
- Un branchement pour NDiafate Ouolof.

L'estimation de la population basée sur le recensement de 1976 et sur les papiers d'impôt donne 2 600 habitants pour 1989. La consommation totale des personnes et du bétail obtenue par des méthodes expérimentales et sur appui des renseignements recueillis au niveau de la SONEES et de la D.H.U.R s'élève à 198 065 litres par jour.

La simulation du réseau en période de consommation horaire maximale par la méthode de HARDY CROSS avec utilisation de l'ordinateur et la détermination des élévations à chaque noeud obtenue par des levés de **topographie** permettent de fixer une pression à l'entrée du

Réseau de 12.43 mètres.

Les réserves requises sont estimées à 82 m³ et

Les analyses de laboratoire permettent de conclure que

d'après les normes internationales, l'eau est dans les limites admissibles d'une eau de consommation.

Le coût de la solution s'élève à **15 000 000 CFA environ.**

TABLE DE MATIERES.

| | |
|-------------------------------------------------|-----|
| PRELIMINAIRES | 1 |
| REMERCIEMENTS | ii |
| SOMMAIRE | iii |
| INTRODUCTION | 1 |
| CHAPITRE 1 : DESCRIPTION et plan du village. | 3 |
| CHAPITRE 2 : Estimation de la consommation. | 4 |
| 2.1 Consommation moyenne par habitant. | 4 |
| 2.2 Consommation moyenne pour le bétail. | 5 |
| 2.3 Estimation de la population et du bétail. | 6 |
| 2.4 Consommation moyenne de l'ensemble. | 9 |
| 2.5 Détermination du facteur de pointe. | 13 |
| CHAPITRE 3 : Estimation de la Capacité du puits | 17 |
| 3.1 Caractéristiques du puits | 17 |
| 3.2 Essai de pompage | 18 |
| 3.2.1 Matériel | 18 |
| 3.2.2 Procédure | 19 |
| 3.3.3 Exploitation des résultats | 19 |
| 3.3 Etude approfondie | 21 |
| 3.3.1 Etude géophysique. | 22 |

| | | |
|-------|----------------------------------------------------------------------|----|
| 3.2.2 | Etude analogique. | 24 |
| | CHAPITRE 4 : Qualité de l'eau du puits | 26 |
| | CHAPITRE 5 : Calcul du Réseau. | 28 |
| 5.1 | Description et Schéma du réseau. | 28 |
| 5.2 | Calcul des Saignées | 29 |
| 5.3 | Choix des diamètres des conduites | 30 |
| 5.4 | Simulation du réseau en période de consommation horaire maximale. | 31 |
| 5.5 | Détermination de la pression de service. | 36 |
| | CHAPITRE 6 : Calcul des réserves requises. | 40 |
| 6.1 | Réserve d'équilibre | 40 |
| 6.2 | Réserve d'incendie | 41 |
| 6.3 | Réserve d'urgence et de production | 41 |
| | CHAPITRE 7 : Coût de la solution | 43 |
| 7.1 | Coût du matériel | 43 |
| 7.2 | Coût des différentes constructions | 44 |
| 7.3 | Coût des travaux | 44 |
| 7.4 | Coût d'exploitation | 45 |
| 7.5 | Coût additionnel pour les autres solutions. | 46 |
| | CHAPITRE 8 : Recommendations | 49 |
| | conclusion | 51 |

SUIVE DE LA TABLE DE MATIERE

ANNEXES

- 1 . Consommation de quelques écoles marchés et dispensaires
- 2 . Exemple d'illustration de la méthode de JACOB.
- 3 . Listing du programme de calcul du réseau
- 4 . MASS■ DIAGRAM
- 5 . Normes internationales de qualité de l'eau de consommation
- 6 . Tableau des saignées
- 7 . Tableau des pressions de service.
- 8 . Tableau du coût du matériel.
- 9 . Calcul des dépréciations
- 10 . Choix des diamètre de la conduite principale

Bibliographie

INTRODUCTION

La Réforme administrative territoriale et locale entrée en vigueur en 1972 vise les objectifs principaux suivants :

- décentralisation des institutions administratives
- participation responsable des groupements socio-économiques.
- décentralisation de certains pouvoirs de décision en faveur du gouvernement.

A cet effet, il y a eu lieu de grouper les villages en communautés rurales ayant chacune à sa tête un village centre.

C'est ainsi que la communauté rurale de NDiagate dont le centre est NDiagate Escal de par son site, regroupe quelques 35 villages et compte déjà :

- Une école de 6 classes
- Un poste médical
- Une maternité villageoise
- Une maison communautaire
- Un marché
- Un foyer des jeunes.

Or depuis sa fondation, le village ne compte que quelques puits plus ou moins profonds (10 à 15 mètres) où les villageois viennent chercher chaque jour une eau quelques fois saumâtre et souvent peu potable.

Fâce à une telle situation et vu le rôle prépondérant que joue l'eau dans le développement de toute société, nous pensons qu'il est nécessaire que l'on accorde de l'importance à la question en vue de trouver une solution efficace dans les meilleurs délais.

L'on sait que ce n'est pas l'eau qui manque vraiment mais plutôt les moyens de se procurer de cette eau.

Nous verrons donc en un premier temps, les nécessités , ensuite nous recenserons les disponibilités actuelles pour voir enfin ce qu'il serait possible de faire.

Nous proposerons ainsi un réseau de distribution avant d'évaluer les coûts respectifs des solutions proposées.

1. DESCRIPTION ET PLAN DU VILLAGE

Petit village situé à quelques 15 kilomètres au Sud-ouest de Kaolack sur la transgambienne, ND_iafate est une des 3 communautés rurales que compte la sous-préfecture de NDiedieng dans le département de Kaolack.

Un peu vers le Nord à quelques 1 500 mètres, se trouvent groupés les villages de NDiafate Sérère, NDiafate Ouolof, NDiafate Peul et NDiafate Socé.

La dispersion de ces villages est liée à la différence des dialectes comme on peut le remarquer de par leur appellation.

Le plan de situation proposé au dessin 1 permettra de voir plus clair.

Les habitants de ces villages sont tous des cultivateurs, mais certains d'entre eux, les peuls en l'occurrence pratiquent en même temps l'élevage de bovins.

Comme dans presque tous les villages du Sénégal on trouve des animaux domestiques tels que ; moutons, chèvres, chevaux et ânes servant les premiers de bêtes de chair et les derniers de bêtes de trait.

2.

ESTIMATION DE LA CONSOMMATION.

2.1 Consommation moyenne par habitant

Nous avons choisi le système d'alimentation par bornes fontaines en nous référant au village de NDofane qui bénéficie d'une telle alimentation depuis une vingtaine d'années.

Avec les chiffres obtenus auprès de la société Nationale d'exploitation des eaux du Sénégal (SONEES) au niveau de Kaolack, sur les consommations bimestrielles en eau du village de NDofane, nous avons établi le tableau suivant.

| | Consommation par bimestre en m3 | | | | | | Moyenne |
|-------|---------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|---------|
| Font1 | 306 | 232 | 363 | 399 | 393 | 362 | 342.5 |
| | 466 | 515 | 340 | 875 | 608 | 710 | 585.6 |
| Font2 | 131 | 362 | 336 | 308 | 405 | 154 | 282.6 |
| | 34 | 44 | 55 | 20 | 75 | 42 | 45.0 |
| Font3 | 236 | 319 | 319 | 329 | 306 | 334 | 307.1 |

Moyenne générale : 312.5 m3 par bimestre

Rendus sur les lieux, nous avons constaté qu'une borne fontaine dessert en moyenne 10 maisons et qu'une maison compte en moyenne 15 personnes ce qui donne une consommation moyenne par personne de :

$$\frac{312.5}{30 \times 2 \times 10 \times 15} = 34.7 \text{ litres par jour}$$

2.2 Consommation moyenne pour le bétail.

Nous avons utilisé un procédé expérimental :

Nous avons rempli un abreuvoir parallélépipédique et fait boire successivement :

- des bovins par groupes de 4 et 5
- des chèvres par groupes de 2 ; 3 et 4
- des moutons par groupes de 3 ; 4 et 5
- un cheval
- un âne.

L'essai répétée 3 fois a des jours différents et sachant que ces animaux boivent généralement 2 fois par jour, nous avons obtenu par calcul,

Les moyennes suivantes :

- bovins 23.7 litres par jour
- cheval ou âne 18.3 litres par jour
- mouton ou chèvre 8.7 litres par jour

Comme tous ces chiffres ont été obtenus par moyennes statistiques ou par expérience, nous allons les majorer pour être plus sécuritaires :

| Unité | Consommation |
|------------------|--------------------|
| Personne | 35 litres par jour |
| Bovin | 30 litres par jour |
| Mouton ou chèvre | 10 litres par jour |
| Cheval ou âne | 25 litres par jour |

2.3 Estimation de la population et du bétail

Le tableau suivant est extrait des résultats du Recensement de 1976 obtenus au niveau de la

préfecture de Kaolack.

| Nom du Village | Personne | Bovins | Anes |
|-----------------|----------|--------|------|
| NDiafate Escal | 493 | 70 | 39 |
| NDiafate Sérère | 422 | 73 | 19 |
| NDiafate oulof | 298 | 87 | 8 |
| NDiafate Peul | 119 | 85 | 7 |
| NDiafate Socé | 186 | 30 | 11 |

| Nom du Village | Chevaux | Chèvres | Moutons |
|----------------|---------|---------|---------|
| NDiaf. Es | 16 | 41 | 59 |
| NDiaf. S | 19 | 33 | 40 |
| NDiaf. O | 12 | 8 | 31 |
| NDiaf. P | 7 | 8 | 10 |
| NDiaf. So | 8 | 11 | 7 |

En examinant les papiers d'impôt obtenus auprès des différents chefs de village, nous avons constaté que l'accroissement des populations peut être déterminée

par la formule $P_n = P_0 (1 + r)^n$ avec une faible erreur. Dans cette formule

P_n = population après n années

P_0 = population initiale (ici celle de 1976)

r = taux d'accroissement

Pour les différents groupes, le r n'est évidemment pas le même. Nous avons donc choisi pour les

- Personnes - chevaux et ânes : $r = 0.02$

- Bovins - moutons - chèvres : $r = 0.04$

Ce choix n'est certainement pas fait au hasard, mais plutôt c'est le fruit de constatations personnelles, faites à partir des chiffres obtenus et à partir d'une certaine expérience acquise du milieu rural.

C'est ainsi que nous avons donc pu déterminer la population après chaque année de 1979 à 1989, la durée de vie de notre projet étant de 10 ans.

2.4 Consommation moyenne de l'ensemble

Comme nous l'avons indiqué, notre but est d'assurer d'une manière efficace l'alimentation en eau potable des 5 villages communément appelés NDiafate.

Cependant, rendus sur les lieux et après avoir effectué des levés de topographie, nous avons constaté que l'inclusion des deux villages de NDiafate Peul et Socé dans le système d'alimentation n'est pas du tout avantageux, vu les efforts supplémentaires considérables que cela implique.

En effet ces deux villages sont très distants de la source et leur habitations très espacées donnent une très faible densité.

Cependant, comme leurs bovins s'abreuvent depuis toujours au village de NDiafate Sérère, nous incluerons la consommation de ces bovins dans celle de ce dernier village.

Pour le village de NDiafate Escal, centre de la communauté rurale, nous ferons une étude particulière.

Le plan d'alignement montré sur le dessin 2 indique les nouvelles habitations.

L'occupation des nouvelles parcelles n'est pour le moment qu'à ses débuts, mais nous espérons qu'elle sera complétée dans les 10 prochaines années.

Parallèlement, la population s'accroîtra vite les 3 à 4 premières années puis plus lentement et tendra même à stagner vers la 10^{ème} année du fait même de la disponibilité limitée des terres arables.

Par ailleurs, nous avons pu constater en examinant les papiers d'impôt, qu'en moyenne chaque parcelle compte entre 12 et 15 habitants et que le nombre de personnes fait environ 5 fois celui des moutons (ou chèvres) et 10 fois celui des chevaux (ou ânes).

Nous prendrons 15 habitants par parcelle.

Quant au nombre de bovins, les renseignements recueillis au niveau du service de l'élevage de Kaolack indiquent que 1636 bovins ont été vaccinés en 1978. Avec la formule d'accroissement citée plus haut et en soustrayant le nombre de bovins

attribué au deux villages de NDiafate Sérère et Ouolof nous aurons 1672 bovins pour 1989.

En tenant compte de l'attraction possible due à l'installation des deux abreuvoirs que nous proposons, on peut compter sans trop exagérer un nombre de 2 500 bovins à alimenter en 1989.

le plan d'alignement indiqué sur le dessin 2 montre qu'il y a 110 parcelles habitables. Nous déterminerons donc le nombre de personnes pour NDiafate Escal et par suite le nombre de moutons, chèvres, chevaux et ânes.

Quant aux infrastructures, nous partirons des renseignements obtenus au niveau de la direction régionale de la SONEES de Thiès pour déterminer leur besoin.

Les données pour ces infrastructures sont présentées sous forme de tableau en annexe 4 de cet ouvrage.

Il s'agit ici de petites écoles, de grands marchés
et d'un centre médical d'un village.

Cela nous permet donc, bien que s'agissant
de milieu différents d'adopter les consommations
suivantes sans trop d'erreurs.

| : Infrastructures | : Consommations | : |
|-------------------------|------------------------|---|
| : Ecole | : 1000 litres par jour | : |
| : poste médical | : 1000 " : | : |
| : maternité villageoise | : 1000 " : | : |
| : marché | : 1500 " : | : |
| : maison communautaire | : 1000 " : | : |
| : foyer des jeunes | : 500 " : | : |
| : mosquée | : 500 " : | : |

Après calcul nous avons établi les résultats suivants sous forme de tableau.

| Village | | | |
|---------------------|-------------|------------|-------------|
| Consommation | NDiaf. Esca | NDiaf. Ser | NDiaf. Ouol |
| : Personnes | : 57 750 | : 19 489 | : 13 762 |
| : Bovins | : 75 000 | : 9 767 | : 4 620 |
| : Chevaux + Anes | : 4 125 | : 1 254 | : 660 |
| : Moutons + Chèvres | : 3 300 | : 1 264 | : 675 |
| : Infrastructures | : 6 500 | : - | : - |
| : Total | : 146 675 | : 31 773 | : 19 617 |

Ce qui donne une consommation totale de

~~198-0660~~ 198 065 litres par jour

2.5 Détermination du facteur de pointe.

Cette question est assez délicate car il s'agit d'un milieu rural et il est difficile de savoir exactement la manière dont les villageois vont se servir de l'eau tout au long de la journée.

En effet, beaucoup de facteurs entrent en cause tels que :

- les activités des gens durant toute la journée
- le système d'alimentation
- la disponibilité et la proximité de l'eau.

On aurait pu cependant procéder de la manière suivante :

- Faire un relevé de débit à la sortie du réservoir de NDofane à des intervalles de temps réguliers

(30 minutes par exemple)

- Tracer avec les résultats et le débit de pompage une courbe de la consommation en fonction du temps pour une durée de 24 heures.

Nous aurions pu avoir une idée de la consommation horaire maximale ou tout au moins, l'intervalle de temps où se produit cette consommation,

si Q_a est la consommation annuelle

on a $Q_{jmoy} = Q_a/365 =$ consommation

du jour moyen

soit Q_{hmax} la consommation horaire maximale

Nous avons le facteur de pointe horaire.

$$F_p = \frac{Q_{hmax}}{Q_{jmoy}}$$

Nous n'avons pas pu faire cette étude vue la distance qui nous sépare de NDofane.

C'est pourquoi nous avons essayé de tracer un hydrogramme de consommation journalière basée sur les activités des villageois, vu que nous connaissons bien le village.

Soit Q la consommation moyenne pour une journée.

Posant $Q/24$ la consommation moyenne en une heure,

nous établissons le tableau suivant :

| Periode | Consommation totale | Consommation par heure |
|-----------|---------------------|------------------------|
| 7h à 10h | $9 \times q$ | $3.0 \times q$ |
| 10h à 13h | $4 \times q$ | $1.3 \times q$ |
| 13h à 15h | $2 \times q$ | $1.5 \times q$ |
| 15h à 17h | $2 \times q$ | $1.0 \times q$ |
| 17h à 19h | $5 \times q$ | $2.5 \times q$ |
| 19h à 21h | $1 \times q$ | $0.5 \times q$ |
| 21h à 7h | $1 \times q$ | $0.1 \times q$ |

Nous obtenons d'après ce tableau une consommation horaire maximale de $3.0 \times q$ ce qui donne un facteur de pointe de 3.0

D'autre part nous avons effectué un comptage d'arrivées à une borne fontaine au village de NDofane.

D'après les résultats obtenus, nous trouvons effectivement que le maximum se trouvait aux environs de 9 heures.

En plus de cela, nous savons que les gens ne vont jamais chercher de l'eau la nuit d'autant plus qu'à NDiafate il n'y a pas d'électricité.

La faible consommation que nous avons mentionnée, est donc celle de la maternité, du poste médical en particulier et des infrastructures en général.

Nous pouvons donc déterminer la consommation horaire maximale pour tout l'ensemble.

| | |
|-----------------|--------------------------|
| NDiafate Escal | 5.10 litres par seconde |
| NDiafate Sérère | 1.10 litres par seconde |
| NDiafate Ouolof | 0.68 litres par seconde. |

Ce qui fait un total de 6.88 litres par seconde.

3. ESTIMATION DE LA CAPACITE DU PUIT.

3.1 Caractéristiques du puits

Le puits que nous avons choisi comme source d'approvisionnement est à NDiapato Sérère. Les mesures effectuées en Novembre 1978 sont les suivantes :

| | |
|--------------------|-------------|
| Profondeur totale | 9.25 mètres |
| Niveau Statique | 6.25 mètres |
| Diamètre intérieur | 1.5 mètres |

Selon les informations recueillies au niveau du village, Ce puits date de plus de 50 ans et avait à l'état neuf une profondeur totale de 30 mètres environ avec un niveau statique de d'une dizaine de mètres.

Il y avait été creusé par des troupes de l'armée française. Depuis très longtemps il n'a bénéficié d'aucun entretien car les habitants trouvaient à quelques mètres de profondeur une eau plus agréable appelée eau de " Seane ". Le puits n'était donc utilisé que pour l'abreuvement du bétail et le linge.

Ainsi la margelle du puits s'est rongée au niveau du sol, laissant ainsi entrer dans le puits, le sable et les débris de toutes sortes.

Il nous est donc difficile de déterminer la capacité exacte d'un tel puits.

Nous avons suggéré pour cela que le puits soit refait et que l'on procède à des essais de pompage.

Cela n'a pas été possible, faute de matériels. Nous donneront cependant la procédure en détail et un exemple en annexe 4 de l'essai de pompage.

3.2 Essai de pompage

3.2.1 Matériel

- Une motopompe et ses conduites d'exaure^H
- Une sonde à eau pour les mesures de niveaux statiques et dynamiques.
- Un tonneau jaugé pour effectuer des mesures de débits.
- Un chronomètre
- Une cuve pour contenir l'eau pompée.

3.2.2 Procédure

- Mesurer le niveau statique avant le début du pompage.
- Mesurer ensuite les niveaux dynamiques à chaque intervalle de temps de la manière suivante :

A toutes les 30 secondes pendant les 5 premières minutes.

- A toutes les 5 minutes pendant la première heure.
 - A toutes les 20 minutes pendant les deux premières heures.
- La durée de l'essai peut être limitée à 2 heures seulement. Une fois le pompage arrêté, on mesure le niveau de l'eau lors de la remontée comme précédemment.

3.2.3 Exploitation des résultats.

→

On calcule les abaissements de l'eau entre deux mesures

$$a_i = N_i - N_{i+1}$$

a_i = abaissment entre les mesures i et $i + 1$

N_i = niveau de l'eau à la mesure i

i = entier naturel différent de 0

On détermine ensuite le rabattement après chaque instant.

n = nombre de mesures effectuées après le début du pompage.

en = rabattement après n mesures effectuées
 n = entier naturel.

On utilise ensuite la méthode de JACOB décrite en annexe 2 pour calculer :

- La transmissivité $T = \frac{264}{s} \times Q$

T en gallons par jour par pied

Q = débit de pompage en gallons par minutes

s = pente de la courbe rabattement en fonction du temps, exprimée en terme de variation du rabattement entre deux instants dont le rapport est 10 sur l'échelle logarithmique.

Le coefficient d'emmagasinement β est tel que :

$$s = 264 \frac{Q}{T} \log \left(0.3 \frac{Tt}{r^2 s} \right)$$

Q et T sont les mêmes que ci-dessus

s = rabattement au temps t (en pieds)

r = distance entre l'axe du puits et celui du puits d'observation considéré (en pieds).

t = temps écoulé à partir du début du pompage (en ^{Jours}minutes).

log = logarithme à la base 10.

Pour un aquifère considéré, T et S sont des constantes. On peut donc déterminer le débit qu'on doit pomper pour avoir un rabattement donné après un certain temps et à une certaine distance.

3.3 Etude approfondie

La consommation moyenne journalière est de 198 065 litres par jour.

Or selon les informations recueillies au niveau de

La direction de l'hydraulique urbaine et rurale (D.H.U.R) il est peu probable que le puits en question puisse faire face à une telle demande.

Nous avons pensé en un premier temps utiliser le puits qui se trouve à NDiafate Ouolof dont les caractéristiques sont les suivantes :

| | |
|--------------------|-------------|
| profondeur totale | 15 mètres |
| niveau statique | 10 mètres |
| diamètre intérieur | 1.25 mètres |

Si donc le débit du puits après réfection était inférieur légèrement à celui requis, le problème pourrait facilement être résolu.

3.3.1 Etude géophysique

La carte hydrogéologique obtenue au niveau de la D.H.U.R et ci jointe au dessin 3 permet de faire les conclusions suivantes pour le secteur qui nous ~~adresse~~ intéresse :

"Les ressources sont extrêmement faibles. Tout développement des ressources aquifères locales est peu probable en général. Les débits unitaires obtenus seront toujours faibles et dispersés et parfois trop minéralisés ou menacés de le devenir.

Seule l'alimentation en eau potable des villages et des

centres actuelles sans expansion supplémentaire pourra être satisfaite sans trop de difficulté".

On note également :

"Eau trop minéralisée du Maestrichtien.

Irrigation d'appoint pour une pluviosité à 600 mm et pour certains sols et cultures".

L'isohyète de cette zone est 850 mm.

3.3.2 Etude analogique

Nous avons ci-jointe au dessin 5 la coupe du forage de NDiedieng village situé à quelques 15 kilomètres de NDiafate au Sud-Est.

Le forage terminé en Avril 1978 a une profondeur totale de 73 mètres et à traversé les formations du continental terminal et a touché les argiles et calcaires de l'ocène à 66 mètres.

Les essais de pompage effectués ont donné les résultats suivants :

Profondeur initiale du plan d'eau 18.63 mètres par rapport au niveau du sol.

| Q | temps depuis le début de chaque essai | Rabattement |
|------------------------|---------------------------------------|-------------|
| 5.0 m ³ /h | 30 mn | 0.79 m |
| 10.5 m ³ /h | 30 mn | 0.90 m |
| 11.6 m ³ /h | 30 mn | 0.70 m |
| 20.0 m ³ /h | 30 mn | 0.93 m |
| 30.4 m ³ /h | 30 mn | 1.68 m |

Après 120 minutes de pompage avec un débit variant de 40 à 41.4 mètres cubes par heure on a un rabattement de 6.81 mètres.

L'eau de ce forage est potable de première qualité d'après les normes internationales.

La remontée s'effectue après 40 minutes depuis l'arrêt du pompage.

Nous pouvons donc penser que la création d'un forage de ce genre à NDiagate aurait résolu le problème dans sa globalité.

Ce forage aurait même permis ^{Peut être} d'alimenter d'autres villages encore et de faire certainement du maraîchage.

Signalons que le Sénégal bénéficie d'une énorme nappe sous terrainne appelée MAETRICHTIEN qui s'étend sous presque tout le pays sauf au Sénégal-Oriental et qui, selon JEAN ARCHAMBAULT ⁽¹⁾ a été découverte en 1937 lors de l'exécution d'un sondage profond de recherche d'eau destinée à alimenter la ville de Kaolack.

4.

QUALITE DE L'EAU DU PUIIS

Etant donné la mauvaise qualité du puits, il est assez difficile de connaître les qualités exactes du puits. Certaines propriétés du sont en effet très affectées par la détérioration partielle du puits entraînant les débris et le sable à l'intérieur.

On peut même voir que le fer de garniture commence à s'oxyder, ce qui affecte visiblement la couleur de l'eau quelques fois.

Certaines analyses ont cependant été effectuées au laboratoire et les résultats obtenus sont les suivants :

| | |
|------------|------------------------------|
| couleur | 10 unités |
| turbidité | 5.3 unités |
| PH | 6.75 unités |
| Alcalinité | 36 mg de Ca Co ₃ |
| Acidité | 12 mg de Ca Co ₃ |
| Dureté | 100 mg de Ca Co ₃ |

L'analyse bactériologique n'a pas été faite.

Les résultats des essais comparés ou normes internationales présentées dans le tableau en annexe 5 permettent de tirer les conclusions suivantes :

La couleur, la turbidité et le PH sont dans les limites admissibles. le degré de dureté est ^{dans} les limites recommandées

Quant au second puits les résultats des analyses au laboratoire donnent sensiblement les mêmes que ci-dessus.

Les conclusions sont donc les mêmes.

Ces puits peuvent donc être utilisés comme source d'alimentation en potable.

Quant à l'eau du forage de NDiedieng, les analyses du bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M) aboutissent aux résultats suivants :

- Classification H. Schoeller : eau de première ~~qua-~~ ^{qualité} catégorie (potabilité permanente - bonne)

- Normes internationales (OMS - 1972) : eau de 1^{ère} qualité.

On pourrait donc s'attendre à ce qu'un forage exécuté à NDi .fate donne une eau de qualité semblable.

5. CALCUL DU RESEAU.

5.1 Description et schéma du réseau.

Le schéma indiqué sur le dessin 4 montre la source et les différentes composantes du réseau.

Nous avons donc :

- Une conduite principale sur laquelle on effectue deux piquages :

- Un branchement pour NDiagate Sérère
- Un branchement pour NDiagate Ouolof

Ensuite - Le réseau principal à NDiagate Escal.

Les deux branchements n'ont aucune particularité et les débits ont déjà été calculés plus haut.

L'étude sera donc surtout axée sur le réseau principal. L'alimentation sera faite par bornes fontaines et c'est sur cette base que l'ossature a été basée tracée en tenant compte du fait que l'eau ne devrait pas être cherchée à une distance de plus de 100 mètres pour minimiser les pertes.

Deux abreuvoirs sont prévus aux deux extrémités du réseau en tenant compte de la direction des pâturages.

5.2 Calcul des saignées.

Chaque noeud dessert les habitations immédiatement environnantes.

Nous avons en tout 110 parcelles habitables totalisant un débit de 65 175 litres par jour, soit 592.5 litres par jour par parcelle. Il s'agit ainsi de la consommation des personnes, des moutons, des chèvres, chevaux et ânes.

Ainsi si nous prenons par exemple le noeud 5 qui dessert les parcelles 72- 74 - 100 et 102 nous avons donc ~~une~~ saignée de :

$$(592.5 \times 4) / (3600 \times 24) \times 3 = 0.08 \text{ L/s}$$

en période de consommation horaire maximale.

Le noeud **numéro 1** dessert les parcelles 95 - 97 - 99 et 101 plus un abreuvoir. La saignée à ce noeud est donc :

$$(592.5 \times 4 + 37\ 500) \times 3 / (3600 \times 24) = 1.38 \text{ L/s}$$

en période de consommation horaire maximale.

De la même manière on détermine toutes les saignées en tenant compte des infrastructures.

Le tableau 1 de l'annexe 6 donne la valeur de chaque saignée.

5.3 Choix des diamètres des conduites

Nous référant au réseau de NDofane nous avons choisi pour toutes les conduites de distributions un diamètre de 60 mm. Toutes les conduites du réseau seront en PVC.

D'ailleurs c'est une pratique couramment utilisée pour l'alimentation en eau en milieu rural au Sénégal.

Des diamètres inférieurs à 60mm sont trop petits et les diamètres supérieurs à 60 mm donnent des vitesses trop faibles.

La conduite principale aura un diamètre de 100 mm et les deux conduites de branchement auront des diamètres de 80 mm. Voir les calculs en Annexe 10.

Remarquons qu'aucune des conduites ne sera changée si toute fois nous adoptons l'une ou l'autre des deux dernières solutions.

Pour la deuxième solution on ajoutera simplement une conduite de 90 mm de diamètre pour véhiculer l'eau du puits dans la conduite principale ci-dessus mentionnée.

Dans le cas de la création du forage on sera amené à lier le forage et la conduite principale par une conduite de 100 - 200 ou 300 mm dépendant de l'importance du forage, et tous les autres branchements pour arrosage ou alimentation d'autres villages partiront de cette conduite.

Nous indiquerons sur le dessin 4 les différentes modifications pour chaque solution.

5.4 Simulation du réseau en période de consommation horaire maximale.

Il s'agit essentiellement du réseau principal maillé.

Le débit à l'entrée est de 5.1 litres par seconde.

Le coefficient de frottement ^{Rugosité} C a été pris égal à 130 puisque s'agissant de conduites neuves.

Nous avons pris une précision de 3 chiffres après la virgule vu que les débits sont très faibles.

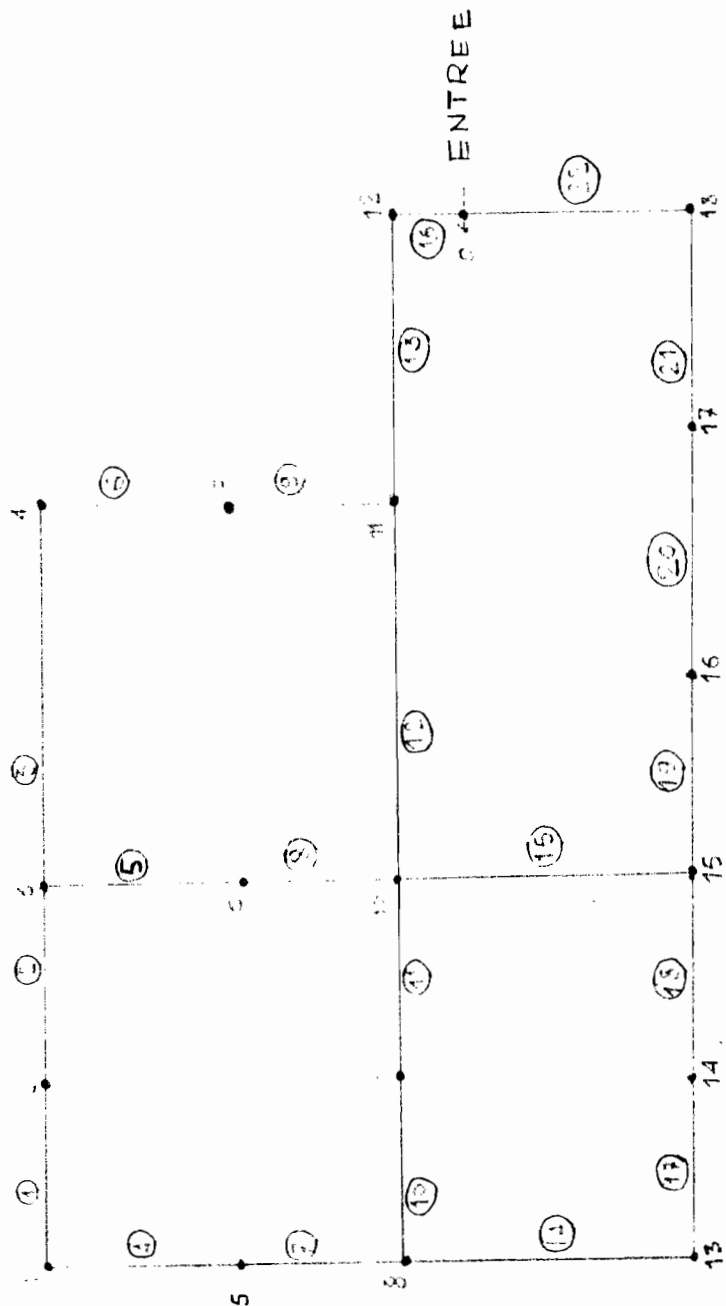
La simulation a été faite par la méthode de HARDY CROSS en utilisant l'ordinateur.

Nous donnerons en annexe 3 un listing du programme utilisé.

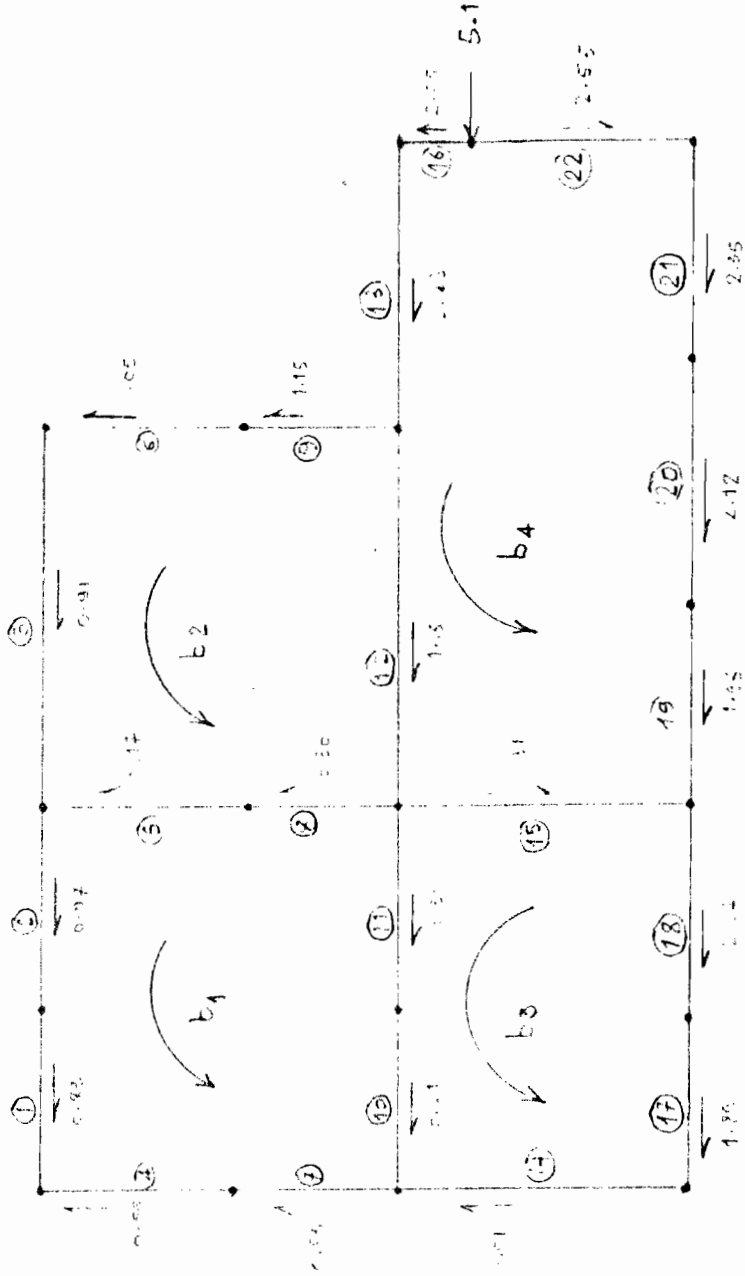
Les résultats sont exprimés sous forme de tableau.

RESEAU PRINCIPAL

- ④ = conduite
- 7 = nœud



DEBITS ASSIGNES POUR SIMULATION DU RESEAU



Calcul à l'ordinateur

DONNEES

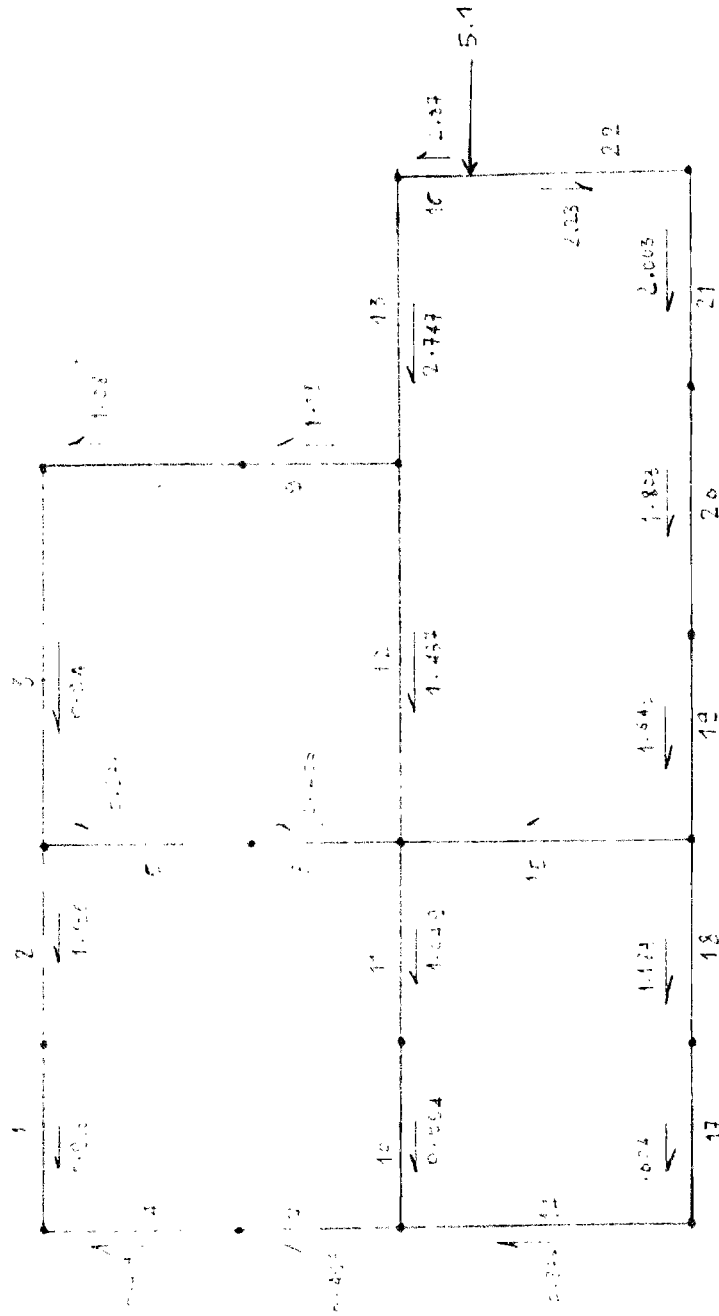
C= 130
 NOMBRE DE BOUCLES DANS LE RESEAU = 4
 NOMBRE TOTAL DE CONDUITES DANS LE RESEAU= 22
 VALEUR DE EPS = 1E-3
 NOMBRE DE TUYAUX DANS LA BOUCLE 1 8
 NOMBRE DE TUYAUX DANS LA BOUCLE 2 6
 NOMBRE DE TUYAUX DANS LA BOUCLE 3 6
 NOMBRE DE TUYAUX DANS LA BOUCLE 4 8

```
*****
* N° DIAMETRE * DEBIT * LONGUEUR *
* MM * L/S * M *
*****
* 1 60.00 * .830 * 98.00 *
* 2 60.00 * .970 * 105.00 *
* 3 60.00 * .910 * 196.00 *
* 4 60.00 * .550 * 107.00 *
* 5 60.00 * .170 * 107.00 *
* 6 60.00 * 1.050 * 107.00 *
* 7 60.00 * .630 * 80.00 *
* 8 60.00 * .300 * 80.00 *
* 9 60.00 * 1.150 * 80.00 *
* 10 60.00 * .210 * 98.00 *
* 11 60.00 * .300 * 105.00 *
* 12 60.00 * 1.150 * 196.00 *
* 13 60.00 * 2.430 * 120.00 *
* 14 60.00 * .510 * 152.00 *
* 15 60.00 * .310 * 152.00 *
* 16 60.00 * 2.550 * 49.00 *
* 17 60.00 * 1.890 * 98.00 *
* 18 60.00 * 2.070 * 107.00 *
* 19 60.00 * 1.960 * 77.00 *
* 20 60.00 * 2.120 * 130.00 *
* 21 60.00 * 2.350 * 110.00 *
* 22 60.00 * 2.550 * 115.00 *
*****
```

RESULTATS

| CONDUITE NO | DEBIT L/S | GRADIENT M/100M | PERTES M | VITESSE M/S |
|-------------|--------------|--------------------|-------------|----------------|
| 1 | 1,966 | 3,029 | ,297 | ,342 |
| 2 | 1,106 | 3,896 | ,409 | ,391 |
| 3 | ,940 | 2,886 | ,566 | ,332 |
| 4 | ,414 | ,654 | ,070 | ,146 |
| 5 | ,276 | ,299 | ,032 | ,098 |
| 6 | 1,080 | 3,735 | ,400 | ,382 |
| 7 | ,494 | ,903 | ,072 | ,175 |
| 8 | ,406 | ,612 | ,049 | ,144 |
| 9 | 1,180 | 4,403 | ,352 | ,417 |
| 10 | ,959 | 2,991 | ,293 | ,339 |
| 11 | 1,049 | 3,534 | ,371 | ,371 |
| 12 | 1,437 | 6,399 | 1,254 | ,508 |
| 13 | 2,747 | 21,129 | 2,535 | ,972 |
| 14 | ,376 | ,505 | ,077 | ,133 |
| 15 | ,258 | ,251 | ,038 | ,091 |
| 16 | 2,867 | 22,869 | 1,121 | 1,014 |
| 17 | 1,004 | 3,355 | ,329 | ,355 |
| 18 | 1,184 | 4,538 | ,486 | ,419 |
| 19 | 1,643 | 8,193 | ,631 | ,581 |
| 20 | 1,803 | 9,728 | 1,265 | ,638 |
| 21 | 2,033 | 12,144 | 1,336 | ,719 |
| 22 | 2,233 | 14,444 | 1,661 | ,790 |

RESULTAT DE LA SIMULATION



5.5 Détermination de la pression de service

Les levés de **topographie** nous ont permis de déterminer l'élevation à chaque noeud.

Si P_i est la somme des pertes de charge de l'entrée du réseau au noeud i .

Po=la pression minimale de service

La pression à l'entrée du réseau est égale à :

$$P = P_{\max} + P_o$$

P_{\max} étant les ~~charges~~ pertes de charge du point où elles sont maximales.

Les pertes de charge sont de deux sortes :

- Les pertes par frottement $h_f = KQ^n$ qui sont calculés par la simulation du réseau.
- Les pertes de charges par différence d'altitude qui sont égales à cette différence même.

Nous indiquerons à titre d'exemple comment calculer les pertes de charge à chaque noeud

Par exemple au noeud 4

le circuit de l'eau est le suivant :

conduites 16 - 13 - 9 - 6 dans le sens de l'écoulement.

Les pertes de charge à ce noeud sont donc égales à :

Pertes par frottement :

$$1.121 + 2.535 + 0.352 + 0.400 = 4.008$$

Pertes par différence d'élevation

$$0.15 + 0.24 + 0.24 + 0.32 = 0.95$$

Pertes totales :

$$4.008 + 0.95 = 5.95$$

C'est ainsi que nous avons déterminé les pertes de charge à chaque noeud.

On néglige les pertes au niveau des accessoires.

Les pertes maximales ont été trouvées au noeud 1 et comme l'indique le tableau de l'annexe 7. Elles sont égales à : 7.43 mètres.

La pression minimale de service étant choisie égale à 5.00 mètres, la pression à l'entrée du réseau principal est donc de 12.43 m.

Les pertes pour la conduite principale sont déterminées par lecture sur l'abaque de HAZEN WILLIAMS et sont égales à 12.21 m. Le calcul détaillé est montré en annexe 10. Nous devons donc avoir une pression minimale de 12.43 m au sortir du réservoir.

Cette pression exprimée en terme de hauteur d'eau donne la hauteur du réservoir qui sera situé au village de NDiagate Escal.

Nous prendrons donc une hauteur de 13 m

6. CALCUL DES RESERVES REQUISES

Les réservoirs sont généralement conçus pour :

- Faire face aux fluctuations importantes de la demande en eau : Réserve d'équilibre.
- Assurer un volume d'eau nécessaire à la protection incendie : Réserve incendie.
- Faire face aux différentes situations d'urgence entraînant la mise hors service de l'usine de traitement d'eau ou d'usine de ses composantes : Réserve d'urgence et de production.

Nous allons examiner chacune de ces réserves pour en déterminer la quantité.

6.1 Réserve d'équilibre (RE)

Elle est déterminée par la courbe des débits cumulatifs (MACS DIAGRAM) présentée en Annexe 4 figure 1.

Elle s'élève à $7.8 \times q$ soit

$$7.8 \times \frac{198\ 065}{24} = 64\ 371.12 \text{ litres}$$

soit 64.37 m^3

nous prendrons $RE = 65 \text{ m}^3$

6.2 Réserve d'incendie (RI)

Comme il s'agit ici d'un petit réseau en milieu rural nous n'avons pas jugé nécessaire de faire la pose de bouches d'incendies. Cela ne ferait qu'augmenter le coût sans pour autant apporter plus d'efficacité.

D'ailleurs dans les villages, dès qu'un incendie se déclare tous les gens sont à la fois concernés.

Nous en déduisons donc que la Réserve incendie est nulle.

$$RI = 0$$

6.3 Réserve d'urgence et de production (RU)

La réserve de production sera considérée comme étant nulle car il n'y a pas d'usine de traitement.

Comme nous sommes en milieu rural, le bris d'une pompe ne sera pas facile à réparer.

Nous allons donc avoir une pompe en réserve.

Nous réserverons cependant un volume égal à deux heures de consommation moyenne pour le changement de pompe par mesure de sécurité.

$$RU = \frac{198\ 065}{24} \times 2 = 16\ 505.16 \text{ litres}$$

$$RU = 16.50 \text{ m}^3$$

La réserve totale est donc :

$$R = RE + RU = 81.5 \text{ m}^3$$

Nous en déduisons donc $C = 100 \text{ m}^3$ comme étant la capacité du réservoir.

Le réservoir sera donc construit à la source à NDiagate ES-cal et aura :

- une capacité de 100 m^3
- une hauteur de 13.00 mètres.

Pour souci d'économie et d'entretien, le réservoir sera constitué **en une seule cuve** séparée en deux compartiments. Une vanne servira de communication entre les deux compartiments.

7. COUT DE LA SOLUTION.

Nous donnons en Annexe 8 le coût unitaire du matériel et le coût des travaux de terrassement selon les terrains. Pour la solution actuelle qui consiste à refaire le puits existant nous avons les coûts suivants :

7.1 Coût du matériel (fourniture et pose).

| | | | |
|---------------------------|-------------|---|---------------|
| Pompe * | 2 x 400 000 | = | 800 000 CFA |
| Tuyau en PVC ϕ 100* | 1415 x 1450 | = | 2 051 750 CFA |
| Tuyau en PVC ϕ 60 | 784 x 3730 | = | 2 453 920 CFA |
| Tuyau en PVC ϕ 80 | 1200 x 500 | = | 600 000 CFA |
| Coude en PVC ϕ 63 | 3800 x 6 | = | 22 800 CFA |
| T en PVC ϕ 63 | 2345 x 10 | = | 23 450 CFA |
| T en PVC ϕ 90 | 5900 x 2 | = | 11 800 CFA |
| Bouchon en PVC ϕ 63 | 650 x 10 | = | 6 500 CFA |
| Robinet vanne ϕ 63 | 20 L38x 20 | = | 402 760 CFA |
| Robinet vanne ϕ 80 | 43 100 x 4 | = | 172 400 CFA |
| Robinet vanne ϕ 100* | 61 250 x 4 | = | 245 000 CFA |
| Collets moulés ϕ 63 | 4870 x 20 | = | 97 400 CFA |
| Collets moulés ϕ 90 | 7180 x 4 | = | 28 720 CFA |
| Total | | = | 6 916 500 CFA |

Nous prendrons 7×10^5 CFA pour le coût du matériel pour

être plus sécuritaires

Le coût ainsi donné est hors taxes

Or si A est le coût hors taxes, on a :

$$A \times 12.36 \% = B$$

$$B \times 18.00 \% = C$$

Le coût total du matériel toutes taxes comprises est donc :

$$A + B + C = 8\,020\,936 \text{ CFA}$$

NB Les '*' signifient que ces coûts sont estimés.

7.2 Coût des différentes constructions

| | | |
|------------------|-----------------|-----------------------|
| Réservoir | 1 x 5 000 000 = | 5 000 000 CFA |
| Cuves abreuvoirs | 2 x 200.000 = | 400.0 00 CFA |
| Total | | = 5400 000 CFA |

7.3 Coût des travaux

- Réfection du puits * 20 000 CFA
- Installation des conduites

Les conduites seront installées dans les creux de 0.5 mètre de largeur sur 0.7 mètre de profondeur.

Volume des creux V Longueur x largeur x profondeur

Il en découle les coûts suivants :

Sable :

Déblai 710 x 500 = 35 500 CFA

Remblai 4 15 x 500 = 207 500 CFA

A asphalte (traversée de chaussée)

Déblai 2635 x 10 = 26 350 CFA

Remblai 2215 x 10 = 22 150 CFA

Total = 311 500 CFA

Le coût des travaux pourrait être réduit à son dixième si toute fois les villageois acceptent de faire les travaux.

Ils seront donc simplement dirigés.

Le coût de la pose sera retranché du coût des matériels (pose comprise), pour donner les coûts du matériel.

7.4 Coût d'exploitation

Sur la base des chiffres obtenus sur la consommation en eau du village de NDofane on compte en moyenne 0.25 KWH par m³ d'eau pompée.

Le coût de l'énergie pendant un an s'élève donc environ à :

$$365 \times 3 \times 18.2 \text{ CFA} \times 0.25 \times 198.065 = 990 325 \text{ CFA}$$

en moyenne

Le coût du traitement peut être estimé à :

20 000 CFA par an.

18. 2 CFA = coût approximatif du Kilowat - heure.

Le coût d'entretien annuel est évalué en général à 1 % du coût du matériel :

Il s'élève donc à :

$$6\ 526\ 500 \times 0.01 = 65\ 265 \text{ CFA}$$

Le coût total de la solution est donc :

| Investissement | |
|----------------------------|----------------|
| Matériel (pose comprise) | 8 020 936 CFA |
| Matériel seul (T.T.C) | 7686921.3 CFA |
| Constructions et réfaction | 5420 . 000 CFA |
| Frais annuels | |
| Exploitation | 110 325 CFA |
| Entretien | 65 265 CFA |
| Dépréciation | 683157 . 5 CFA |

Voir annexe 9 pour le calcul des dépréciations

Pour la deuxième solution nous avons les coûts additionnels suivants :

| - Matériel (pose comprise) | |
|--------------------------------|---------------|
| Pompe * 2 x 300 000 | = 600 000 CFA |
| Tuyau en PVC ø 90 1315 x 400 | = 526 000 CFA |
| Robinet vanne ø 90* 50 000 x 2 | = 100 000 CFA |

| | | |
|----------------------|----------|---------------|
| Té en PVC ø 90 | 5900 x 2 | 11 800 CFA |
| Total matériel TTe = | | 1 418 330 CFA |

- Travaux

| | | |
|--------------------|-----------|---------------|
| Déblai | 710 x 400 | = 284 000 CFA |
| Remblai | 415 x 400 | = 166 000 CFA |
| Réfaction du puits | | 20 000 CFA |
| Total travaux | | 470 000 CFA |

- Exploitation

Le coût d'exploitation et d'entretien ne changent pas étant donné que c'est un débit complémentaire qui sera pompé.

Pour la troisième solution, les considérations sont différentes. Il faudra creuser un forage, construire un réservoir de plus grande capacité et augmenter la taille du Réseau.

Nous estimerons les coûts moins en détail :

- Matériel

| | |
|------------------------------------------|-------------------------|
| Pompe | 1 000 000 CFA |
| Conduites et accessoires | 200 000 CFA |
| (Fourniture et pose) | |
| Forage | 2000000 CFA |
| Réservoir | 10 000 000 CFA |
| Coût supplémentaire Total | 15 000 000 CFA |
| Coût total de la 3 ^e solution | 27.000 000 CFA environ. |

RECOMMANDATIONS

L'étude que nous venons de faire, basée sur des résultats expérimentaux et surtout sur des statistiques établies à partir des données recueillies au niveau de quelques institutions, nous mène aux résultats pratiques suivant:

Besoins: 198065 litres par jour.

Disponibilité: de grandes potentialités mais
non encore déterminées

Le coût de la solution ainsi proposée s'élève à 15000 000 CFA environ. Cette somme est considérable si nous voyons que nous sommes en milieu rural.

Cependant si nous regardons tous les avantages que comporte l'obtention d'un système d'alimentation en eau potable, nous serions plutôt amenés à chercher les moyens les plus efficaces pour se procurer de cette somme. Puisque les disponibilités sont inconnues nous recommandons vivement la 3^e solution qui consiste à creuser un nouveau forage. Nous pensons que cette solution résoud le problème ^{dans sa} globalité et offre même d'autres possibilités à savoir:

- Obtention de plus grands bécébits
 - Alimentation d'autres villages de la communauté
- possibilité de faire du maraichage.

En effet la communauté rurale possède un budget qui est constitué:

- de la fraction des taxes rurales affectée aux communautés rurales.
- Des subventions de l'état
- des secours et allocations offerts à ces communautés.

Par exemple la communauté rurale de Ndiagate avait pour la session de 1977 1978 des ressources totales de 13.478.578 CFA dont 6.283.000 CFA ont

été affectés aux puits. (réfection et forage de nouveaux puits)

Malheureusement cela n'a pas donné les résultats escomptés.

Si toute fois ils ^{arrivaient} pas à obtenir la somme nécessaire pour réaliser le projet d'un coup, ils peuvent procéder par étape:

- 1- Achat du matériel du réseau et de deux motopompes
- 2- Réfection des puits et construction du réservoir et des abreuvoirs.
- 3- Creuser le nouveau forage acheter une nouvelle pompe pour le forage fermer tous les autres puits.

Cette procédure ne met pas en cause la durée de vie du projet car nous pouvons constater d'après les résultats de la simulation, que les débits sont encore faibles. Le fait de fixer la durée de vie à 10 an n'est que trop sécuritaire et par conséquence on pourrait l'allonger à 15 ou 20 ans sans trop de risques du fait même de la croissance lente de la population. Il faudra toutefois accorder plus d'importance à l'entretien et à la surveillance du matériel.

- Notons pour cette solution que le réservoir prévu sera de surface vu la différence de l'élévation entre Ndiagate escal et Ndiagate sérère, l'écoulement étant dans ce sens.

Nous recommandons fortement qu'il y ait un surveillant du réservoir et du forage qui s'y connaît bien; vu ^{que} nous sommes ici en milieu rural.

Pour ce qui est du réseau actuel,

- Certaines conduites comme 5 et 15 devront être nettoyées régulièrement et c'est la raison pour laquelle nous proposons l'installation de bouchons aux bouts de ces conduites.

Le village ne possède pas encore une alimentation en électricité, nous espérons cependant que cela ne va pas tarder vue l'importance des centres des communautés rurales.

Avec l'existence d'un groupe électrogène comme pour Niofane, les motopompes pourront servir en cas de panne du groupe.

CONCLUSION.

Dans ces quelques pages, nous avons essayé d'apporter une solution à un problème qui selon nous, revêt un caractère de grande importance.

En effet sans eau, il n'y a pas de vie et toute eau non potable entraîne des pertes de vies considérables, tendant ainsi à freiner sinon à ralentir le développement des communautés.

Vu le temps qui nous était imparti, et vu les nombreuses contraintes matérielles, nous savons que cette étude est loin d'être complète.

Cependant nous espérons tout au moins avoir ébauché les grandes lignes d'un problème qui selon nous est loin d'être particulier bien que s'agissant du village de NDiafate.

Une telle étude peut en effet être valable pour n'importe quelle communauté rurale du pays et c'est surtout ce qui a été à l'origine du choix d'un tel sujet.

Nous souhaitons qu'un tel projet soit réalisable car nous espérons que c'est une manière concrète de participer au développement du pays.

Annexe 1.

Consommations par bimestre de quelques infrastructures, écoles, marchés, dispensaires obtenues au niveau de la SOE NEES.

| Infrastructures : | Consommation en m ³ | | | | Moyenne : |
|------------------------------------|--------------------------------|-----|-----|------|-----------|
| : | | | | | L/jour : |
| Ecole A. BARRC : | 12 | 40 | 37 | 20 | 454.16 |
| Ecole DIEYLANI : | 25 | 43 | 59 | 92 | 912.5 |
| Ecole Ecole RAND SUDI : | 22 | 20 | 83 | 55 | 750 |
| Ecole RAND SUDI : | 141 | 0 | 131 | 0 | 1133 |
| Marché Escal : | 1641 | 254 | 876 | 1087 | 16 075 |
| Marché RAND SUD : | 165 | 176 | 454 | 295 | 4541 |
| Dispens. NDofane : | 44 | 55 | 20 | 75 | 808 |
| : | : | : | : | : | : |

* Pour le dispensaire de NDofane il s'agit de celui d'un village de même type que NDinfate.

Annexe 2 .

Exemple d'illustration de la méthode de JACOB.

Avec les essais de pompage nous établissons le tableau suivant :

| : Temps depuis le début du | : | Rabatement S en Pi | : |
|----------------------------|---|--------------------|---|
| : Pompage en minutes | : | | : |
| : 1 | : | 0.16 | : |
| : 1.5 | : | 0.27 | : |
| : 2.0 | : | 0.38 | : |
| : 2.5 | : | 0.46 | : |
| : 3.0 | : | 0.53 | : |
| : 4.0 | : | 0.67 | : |
| : 5.0 | : | 0.77 | : |
| : 6.0 | : | 0.87 | : |
| : 8.0 | : | 0.99 | : |
| :10.0 | : | 1.12 | : |
| :12 | : | 1.21 | : |
| :14 | : | 1.30 | : |
| :18 | : | 1.43 | : |
| :24 | : | 1.58 | : |

| : Temps depuis le début du | : | Rabattement s | : |
|-----------------------------|---|----------------------|---|
| : pompage en pieds- minutes | : | en pieds | : |
| : 30 | : | 1.70 | : |
| : 40 | : | 1.88 | : |
| 50 | : | 2.00 | : |
| : 60 | : | 2.11 | : |
| : 80 | : | 2.24 | : |
| :100 | : | 2.38 | : |
| :120 | : | 2.49 | : |
| 150 | : | 2.62 | : |
| :180 | : | 2.72 | : |
| :210 | : | 2.81 2.81 | : |
| :240 | : | 2.88 | : |

Avec ce tableau on peut tracer la courbe du rabattement en fonction du temps sur papier semi log où l'échelle semi log sera pour le temps et l'échelle arithmétique pour le rabattement.

On détermine ensuite **As** comme indiqué sur la fig. 1.

ΔS = variation du rabattement entre deux "puissances consécutives de 10" (1 et 10 ou 10 et 100 ou 100 et 100)

On calcule ensuite :

$$r = 264 \times \frac{Q}{\Delta S} \quad \text{comme dans notre exemple}$$

$$Q = 500 \text{ gpm}$$

$$\Delta S = 130 \quad \text{alors}$$

$$T = \frac{264 \times 500}{130} = 101\,000 \text{ gpd par pied}$$

$$S = \frac{0.3 \times T \times t_0}{r^2} \quad \text{formule dérivée de la}$$

formule :

$$s = \frac{264 Q}{T} \left(\log \frac{0.3 T t}{r^2 S} \right)$$

t_0 = temps correspondant au rabattement $s = 0$ (en jours)

r = distance en pied entre le puits pompé et le puits d'observation. Dans notre exemple.

$$S = \frac{0.3 \times 101.000 \times 0.001}{400 \times 400} = 1.9 \times 10^{-4}$$

S = coefficient d'emmagasinement

T = Transmissivité.

L'utilisation de la courbe de rabattement est d'une très grande importance.

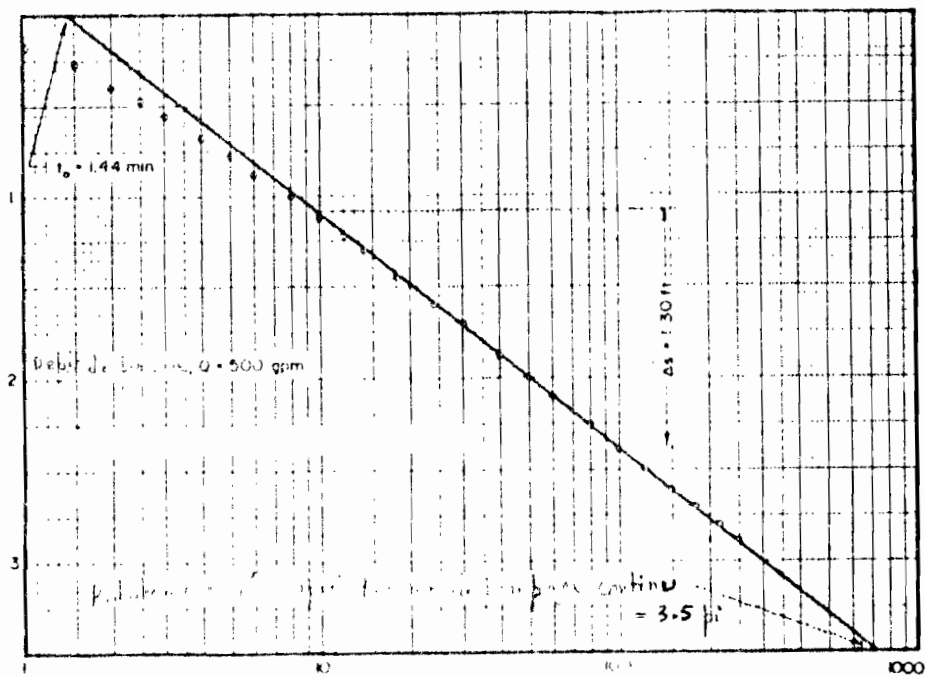
Elle permet non seulement de renseigner sur les performances du puits en question mais aussi sur la nappe aquifère et son interférence avec les autres nappes voisines.

Dans notre exemple, le rabattement prévu pour 12 heures c'est à dire 720 minutes est donné directement $s = 3.5$ pi
 Pour 120 heures c'est à dire 10×12 nous aurons le rabattement pour 12 plus celui d'un cycle logarithmique c'est à dire $s = 3.5 + 1.3 = 4.8$ pi

Comme le rabattement pour 120 minutes est 2.5 pi avec un débit de 500 gpm, pour un débit de 1000 gpm égal à 2 fois 500 nous aurons un rabattement de $2 \times 2.5 = 5$ pi pour 120 mn/.

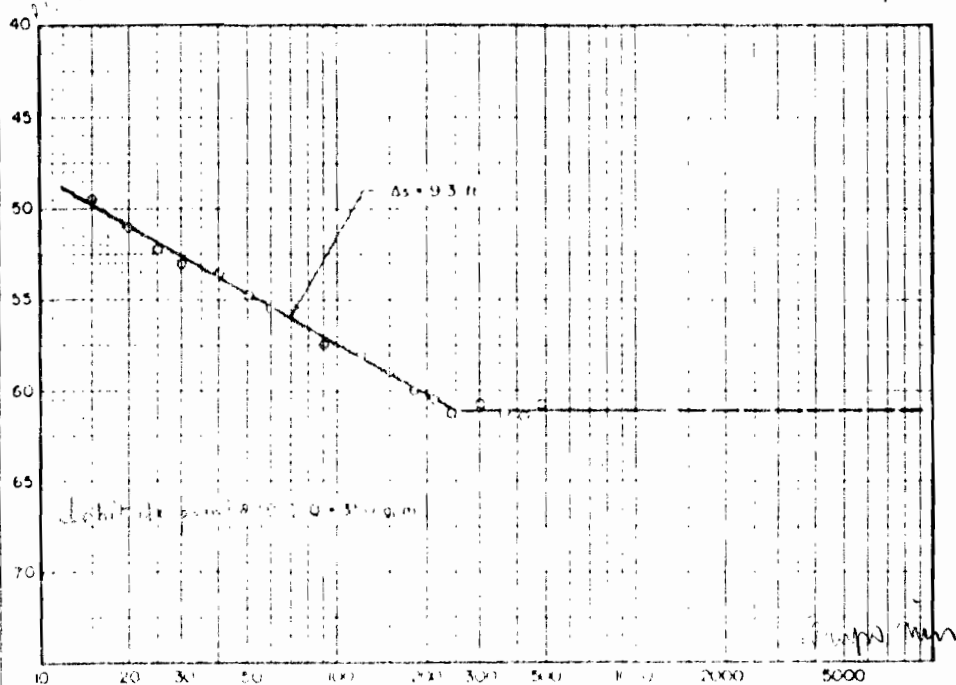
La figure 2 indique qu'après un certain temps de pompage la recherche est égale au débit payé + pompe.

fig 2



La courbe de la manivelle est en fonction de temps (t)
 Débit de la pompe = 500 gpm

fig 2



ANNEXE 3 LISTING DU PROGRAMME

```

0010 REM PROGRAMME DE CALCUL D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION
0020 REM D'EAU POTABLE PAR LA METHODE DE HARDY CROSS
0030 REM REF:CLARK,VIESSMAN& HAMMER
0040 REM POUR L'UTILISATION DE CE PROGRAMME,CONSULTER
0050 REM ALIOUNE BADARA DIALLO (E.P.T)
0060 REM LES VARIABLES UTILISEES SONT DEFINIES COMME SUIT
0070 REM N5=NOMBRE DE BOUCLES DANS LE RESEAU
0080 REM N6=NOMBRE TOTAL DE CONDUITES DANS LE RESEAU
0090 REM K=NOMBRE DE CONDUITES POUR UNE MAILLE DONNE PAR J(L)
0100 REM I=NUMERO DES CONDUITES
0110 REM Q(I)=DEBIT DANS LA CONDUITE I
0120 REM S(I)=PERTE DE CHARGE UNITAIRE DANS LA CONDUITE I
0130 REM S EST CALCULE PAR LA FORMULE DE HAZEN WILLIAMS
0140 REM H(I)=PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LA CONDUITE I
0150 REM C=COEFFICIENT DE RUGOSITE DES CONDUITES
0160 REM EPS=LIMITE D'ERREUR PERMISE
0170 REM S5=CORRECTION DE DEBIT A CHAQUE ITERATION
0180 REM A(L,K)=NO. DE LA CONDUITE K DANS LA BOUCLE L AVEC
0190 REM SON SIGNE
0200 DIM Q(250),D(250),U(250),S(250),H(250),V(250),B(250)
0210 DIM T(30),W(30),Z(30),E(250),A(30,20),J(30)
0220 PRINT FLP,
0230 PRINT FLP,'DONNEES'
0240 PRINT FLP,'*****'
0250 PRINT FLP,
0260 PRINT 'C'
0270 INPUT C
0280 PRINT FLP,'C=',C
0290 PRINT 'NOMBRE DE BOUCLES DANS LE RESEAU'
0300 INPUT N5
0310 PRINT FLP,'NOMBRE DE BOUCLES DANS LE RESEAU =',N5
0320 PRINT 'NOMBRE TOTAL DE CONDUITES DANS LE RESEAU'
0330 INPUT N6
0340 PRINT FLP,'NOMBRE TOTAL DE CONDUITES DANS LE RESEAU=',N6
0350 PRINT 'LIMITE D'ERREUR ADMISE'
0360 INPUT E9
0370 PRINT FLP,'VALEUR DE EPS =',E9
0380 FOR L=1 TO N5
0390 PRINT 'NOMBRE DE CONDUITES DANS LA BOUCLE',L
0400 INPUT J(L)
0410 PRINT FLP,'NOMBRE DE TUYAUX DANS LA BOUCLE',L,'=',J(L)
0420 NEXT L
0430 PRINT FLP,
0440 REM POUR UTILISER DIRECTEMENT LES UNITES DU SYSTEME
0450 REM INTERNATIONAL,LES FACTEURS DE CONVERSION SONT
0460 REM LES SUIVANTS:
0470 REM 1PI=0.3048M=304.8 MM
0480 REM 1PCS=28.3168 L/S

```



```

0490 PRINT FLP,
0500 PRINT FLP, ' *****'; ' *****
0510 PRINT FLP, ' *****'
0520 PRINT FLP, ' *      DIAMETRE  ';
0530 PRINT FLP, ' *      DEBIT    ';
0540 PRINT FLP, ' *      LONGUEUR  *';
0550 PRINT FLP, ' *      MM      ';
0560 PRINT FLP, ' *      L/S     ';
0570 PRINT FLP, ' *      M       *';
0580 PRINT FLP, ' *****'; ' *****
0590 PRINT FLP, ' *****'
0600 T$='*'
0610 FOR I=1 TO N6
0620 PRINT 'DIAMETRE,DEBIT,LONGUEUR DE LA CONDUITE',I
0630 INPUT D(I),Q(I),U(I)
0640 PRINT USING FLP,0660,T$,D(I);T$,Q(I);
0650 PRINT USING FLP,0670,T$,U(I);T$
0660 :   #      #####.##      #      #####.###
0670 :   #      #####.##      #
0680 NEXT I
0690 PRINT FLP, ' *****'; ' *****
0700 PRINT FLP, ' *****'
0710 FOR I=1 TO N6
0720 D(I)=D(I)/(.3048*1000)
0730 Q(I)=Q(I)/28.3168
0740 U(I)=U(I)/(.3048*1000)
0750 NEXT I
0760 FOR L=1 TO N5
0770 M=J(L)
0780 FOR K=1 TO M
0790 INPUT A(L,K)
0800 NEXT K
0810 NEXT L
0820 R=C*.0103
0830 S5=0
0840 FOR I=1 TO N6
0850 IF Q(I)≤0 GOTO 0870
0860 IF Q(I)≥0 GOTO 0890
0870 E(I)=-Q(I)
0880 GOTO 0900
0890 E(I)=Q(I)
0900 S(I)=(E(I)/(R*D(I)2.63))1.85
0910 H(I)=S(I)*U(I)
0920 V(I)=H(I)/E(I)
0930 NEXT I
0940 FOR L=1 TO N5
0950 W(L)=0
0960 T(L)=0
0970 M=J(L)
0980 FOR K=1 TO M
0990 IF A(L,K)≥0 GOTO 1040

```

```

1000 I=-A(L,K)
1010 T(L)=T(L)+V(I)
1020 IF Q(I)≤0 GOTO 1090
1030 GOTO 1070
1040 I=A(L,K)
1050 T(L)=T(L)+V(I)
1060 IF Q(I)≥0 GOTO 1090
1070 W(L)=W(L)-H(I)
1080 GOTO 1100
1090 W(L)=W(L)+H(I)
1100 NEXT K
1110 Z(L)=-W(L)/(1.85*T(L))
1120 M=J(L)
1130 FOR K=1 TO M
1140 IF A(L,K)>0 GOTO 1180
1150 I=-A(L,K)
1160 Q(I)=Q(I)-Z(L)
1170 GOTO 1200
1180 I=A(L,K)
1190 Q(I)=Q(I)+Z(L)
1200 NEXT K
1210 S5=S5+ABS(Z(L))
1220 NEXT L
1230 F8=S5-E9
1240 IF F8>0 GOTO 0830
1250 FOR I=1 TO N6
1260 D(I)=D(I)*(,3048*1000)
1270 Q(I)=Q(I)*28.3168
1280 U(I)=U(I)*(,3048*1000)
1290 H(I)=H(I)*.3048
1300 B(I)=4*(ABS(Q(I))/1000)/(&PI*(D(I)/1000)↑2)
1310 NEXT I
1320 PRINT FLP,
1330 PRINT FLP, 'RESULTATS'
1340 PRINT FLP, '*****'
1350 PRINT FLP,
1360 PRINT FLP, '*****'; '*****'
1370 PRINT FLP, '*****'; '*****'
1380 PRINT FLP, '*****'
1390 D$='DEBIT'

```

```

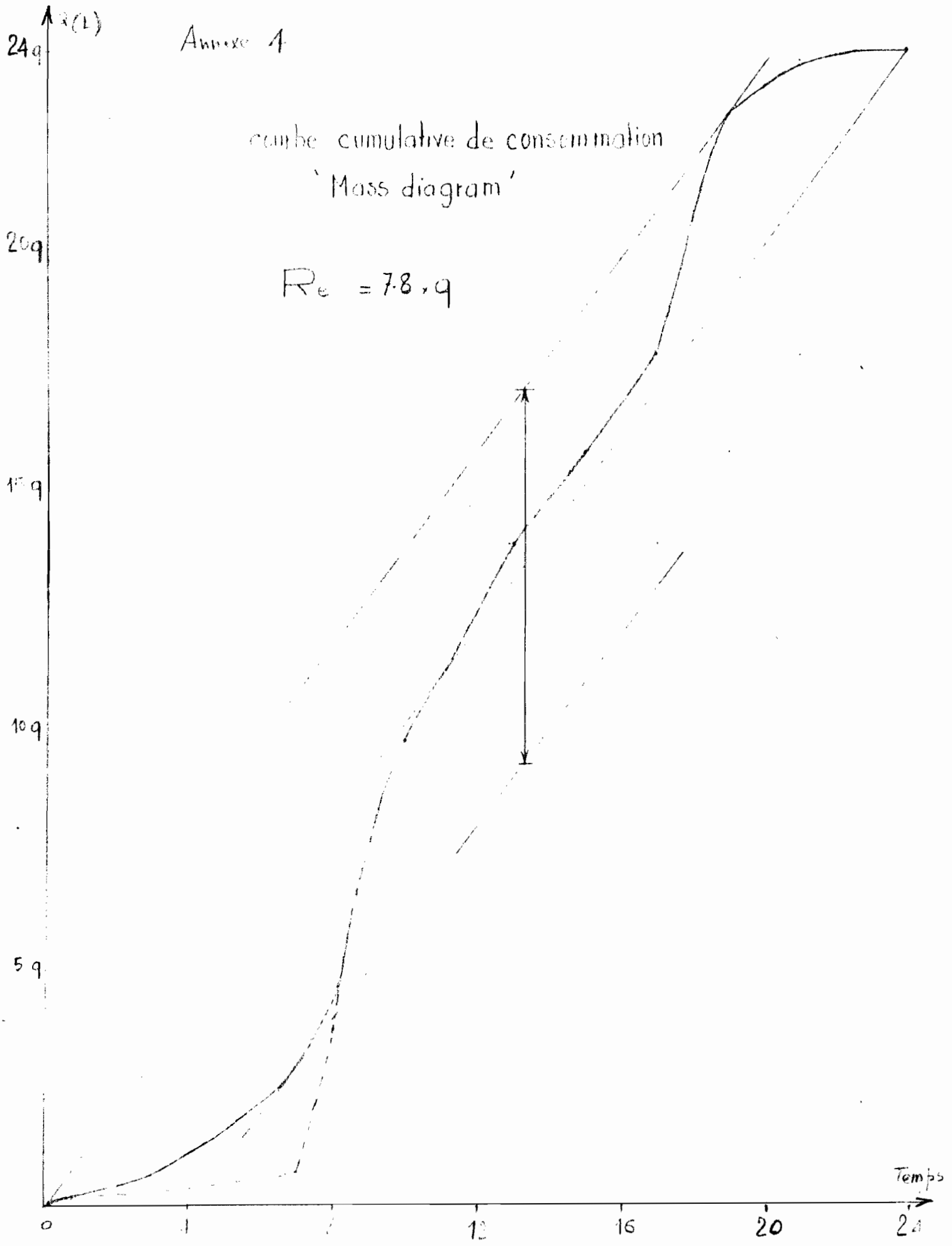
1400 N$='CONDUITE NO'
1410 G$='GRADIENT'
1420 P$='PERTES'
1430 V$='VITESSE'
1440 PRINT USING FLP,1470,T$;N$;T$;D$;
1450 PRINT USING FLP,1480,T$;G$;T$;P$;
1460 PRINT USING FLP,1490,T$;V$;T$
1470 : # ##### # #####
1480 : # ##### # #####
1490 : # ##### #
1500 L$='L/S'
1510 M$='M/M'
1520 A$='M'
1530 B$='M/S'
1540 PRINT USING FLP,1560,T$;T$;L$;T$;M$;
1550 PRINT USING FLP,1570,T$;A$;T$;B$;T$
1560 : # # ##### # #####
1570 : # # # ##### #
1580 PRINT FLP, ' *****'; '*****'
1590 PRINT FLP, '*****'; '*****'
1600 PRINT FLP, '*****'
1610 FOR I=1 TO N6
1620 PRINT USING FLP,1650,T$;I;T$;Q(I);
1630 PRINT USING FLP,1660,T$;S(I);T$;H(I);
1640 PRINT USING FLP,1670,T$;B(I);T$
1650 : # ### # ####.###
1660 : # ####.### # ####.###
1670 : # ####.### #
1680 NEXT I
1690 PRINT FLP, ' *****'; '*****'
1700 PRINT FLP, '*****'; '*****'
1710 PRINT FLP, '*****'
1720 END

```

Annexe 4

courbe cumulative de consommation
'Mass diagram'

$$R_e = 7.8 \cdot q$$



ANNEXE 5

Normes internationales sur la qualité de l'eau de consommation.

| Substance ou traitement | Maximum souhaitable | Maximum admissible |
|----------------------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| Matières solides totales | 500 mg/l | 1 500 mg/l |
| Couleur | 5 unités (échelle Pt-Co) | 50 unités |
| Turbidité | 5 unités turbidimétriques | 25 unités |
| Goût | Limite subjective d'acceptabilité | - |
| Odeur | Limite subjective d'acceptabilité | - |
| Fer (Fe) | 0,1 mg/l | 1,0 mg/l |
| Manganèse (Mn) | 0,05 mg/l | 0,5 mg/l |
| Cuivre (Cu) | 0,05 mg/l | 1,5 mg/l |
| Zinc (Zn) | 5,0 mg/l | 15 mg/l |
| Dureté totale | 2 még/l | 10 még/l |
| Calcium (Ca) | 75 mg/l | 200 mg/l |
| Magnésium (Mg) | 30 mg/l | 150 mg/l |
| Sulfates (SO ₄) | 200 mg/l | 450 mg/l |
| Chlorures (Cl) | 200 mg/l | 600 mg/l |
| pH | 7,0-8,5 | moins de 5,5 ou plus de 9,2 |
| Sulfate de magnésium + sulfate de sodium | 500 mg/l | 1 000 mg/l |
| Composés phénoliques (en phénol) | 0,001 mg/l | 0,002 mg/l |
| Huiles minérales | 0,01 mg/l | 0,30 mg/l |
| Alcoylbenzène - sulfonates (ABS : détergents anioniques) | 0,2 mg/l | 1,0 mg/l |

Le tableau ci-dessus indique nombre de substances utilisées dans le traitement des eaux; il peut donc servir de résumé des objectifs qu'il convient de se fixer pour obtenir de l'eau potable.

Dureté totale

Dépôt calcaire excessif. Danger de dissolution des métaux lourds si le degré de dureté est inférieur à la limite recommandée.

Entre 2 et 10 még/l
(100 à 500 mg/l de CaCO₃)

Annexe 6.

TABLEAU DONNANT LES SAIGNEES.

| Numéro du noeud | Saignée en litres par sec. |
|-----------------|----------------------------|
| 1 | 1.38 |
| 2 | 0.14 |
| 3 | 0.11 |
| 4 | 0.14 |
| 5 | 0.08 |
| 6 | 0.13 |
| 7 | 0.10 |
| 8 | 0.09 |
| 9 | 0.09 |
| 10 | 0.24 |
| 11 | 0.13 |
| 12 | 0.12 |
| 13 | 1.38 |
| 14 | 0.18 |
| 15 | 0.20 |
| 16 | 0.16 |
| 17 | 0.23 |
| 18 | 0.20 |
| Entrée | 5.1 |

Annexe 7.

DETERMINATION DE LA PRESSION A L'ENTREE POUR
UNE PRESSION MINIMALE DE SERVICE DE 5 METRES

| : N° du | : Pertes par | : Pertes par | : Pertes to- | : Pression | : |
|---------|--------------|---------------|--------------|---------------|---|
| : Noeud | : frottement | : dif. d'éle. | : tales (m) | : de serv. | : |
| : | : (m) | : vation(m) | : | : | : |
| : 0 | : 0 | : 0 | : 0 | : 12.43 | : |
| : 1 | : 5.68 | : 1.75 | : 7.43 | : 5.00 | : |
| : 2 | : 5.38 | : 1.55 | : 6.93 | : 5.5 | : |
| : 3 | : 4.97 | : 1.34 | : 6.31 | : 6.12 | : |
| : 4 | : 4.00 | : 0.95 | : 5.95 | : 6.48 | : |
| : 5 | : 5.64 | : 1.43 | : 7.07 | : 5.36 | : |
| : 6 | : 4.59 | : 1.02 | : 5.61 | : 6.82 | : |
| : 7 | : 4.00 | : 0.63 | : 4.63 | : 7.8 | : |
| : 8 | : 5.57 | : 1.19 | : 6.76 | : 5.67 | : |
| : 9 | : 5.28 | : 0.99 | : 6.27 | : 6.16 | : |
| : 10 | : 4.91 | : 0.88 | : 5.69 | : 6.74 | : |
| : 11 | : 3.65 | : 0.39 | : 4.04 | : 8.39 | : |
| : 12 | : 1.12 | : 0.15 | : 1.36 | : 11.07 | : |
| : 13 | : 5.71 | : 0.7 | : 6.41 | : 6.02 | : |
| : 14 | : 5.38 | : 0.5 | : 5.88 | : 6.55 | : |
| : 15 | : 4.89 | : 0.29 | : 5.18 | : 7.25 | : |
| : 16 | : 2.62 | : 0.14 | : 2.76 | : 9.67 | : |
| : 17 | : 2.90 | : 0.12 | : 3.11 | : 9.32 | : |
| : 18 | : 1.66 | : 0.34 | : 2.00 | : 10.43 | : |

Annexe 8.

TABLEAU DONNANT LES COÛTS DU MATÉRIEL
(Fourniture plus pose)

| | | |
|---------------------------------|---------|-------|
| : | : | : |
| : Tuyau PVC ϕ 60 mm | : 784 | CFA : |
| : Tuyau PVC ϕ 90 mm | :1315 | CFA : |
| : Tuyau PVC ϕ 50 mm | : 479 | CFA : |
| : T 63 | :2345 | CFA : |
| T 90 | :5900 | CFA : |
| : Coude $1/4$ (63 ϕ) | :1165 | CFA : |
| : Coude 90° (63 ϕ) | :3800 | CFA : |
| : Coude $1/8$ (63 ϕ) | :1010 | CFA : |
| : Coude $1/4$ (90 ϕ) | :3800 | CFA : |
| © Coude $1/8$ (90 ϕ) | :3440 | CFA : |
| : Robinet vanne 60 | :20 138 | CFA : |
| : Robinet vanne 80 | :43 100 | CFA : |
| : Collet moulet 63 | :4870 | CFA : |
| : Collet moulet 90 | :7180 | CFA : |
| : Bouchon 63 | : 650 | CFA : |
| : Bouchon 90 | :1720 | CFA : |

Les coûts sont hors taxes.

Il applique une taxe de 12.36 % sur le coût du matériel
et une caution additionnelle de :

18 % sur les 12.36 % pour obtenir les coûts toutes taxes comprises.

Travaux de terrassement

Déblai :

| | |
|---------------------------------------|---------------------------|
| Terrain de 1 ^{ère} catégorie | 590 CFA / m ³ |
| 2 ^e catégorie | 710 CFA / m ³ |
| 3 ^e catégorie | 1185 CFA / m ³ |
| 4 ^e catégorie | 2635 CFA / m ³ |

Remblai :

| | |
|---------------------------------------------|---------------------------|
| Terrain de 1 ^{ère} catégorie | 415 CFA / m ³ |
| 2 ^e et 3 ^e catégories | 2215 CFA / m ³ |
| Apport de sable de dune | 1255 CFA / m ³ |

Une équipe de travail peut installer en moyenne 10 m de conduite par jour. Elle se compose :

- d'un plombier
- d'un aide plombier
- d'un manoeuvre.

ANNEXE 9

Dépréciation

La dépréciation est la somme qu'il faut verser à la fin de chaque année pour qu'à la fin de la durée de vie du matériel on puisse avoir le prix de ce matériel.

Nous la calculerons par la méthode de "SINKING FUND FACTORS" en utilisant les tables financières.

C'est la formule

$$A = F \cdot \frac{i}{(1+i)^n - 1}$$

N = nbre d'années

A = versement annuel.

F = somme à obtenir.

i = taux d'intérêt.

Calcul des différentes dépréciations

Matériel: N = 10
 i = 8 %

Dépréciation = 0.0690 X 768921 = 530,397.5 CFA

Pompe: N = 10 i = 8 %

Dépréciation = 0.069 X 500 000 = 34500 CFA.

Construction N = 20 et i = 8 %

Dépréciation 0.0219 X 5400 000 = 118260 CFA

Total dépréciation .. = 683157.5 CFA

ANNEXE - 10.

Choix du diamètre de la conduite principale et choix de la pompe.

D'après la formule de Nibert pour les conduites en fonte nous avons

$$D_{ec} = 1.35 \left(\frac{e}{f} \right)^{0.754} Q^{0.46}$$

D_{ec} = diamètre économique .

e = coût de l'énergie (kW/h).

f = coût du kilogramme de fonte.

Q = débit à travers la conduite m^3/s

$$D_{ec} = 1.35 \left(\frac{1}{14} \right)^{0.154} \times 6.88^{0.46} = 0.091$$

Nous prendrons un diamètre de

$$\phi = 91 \text{ mm.}$$

Sur la table de Hazen Williams nous lisons les pertes de charges.

Avec la différence d'élévation de: **3.56 m,**

Nous avons $P = 12.27$

La pompe doit donc sortir un débit de $Q = 6.88 \text{ l/s}$ soit $24,768 \text{ m}^3/\text{h}$

Si la profondeur du puits refait est de 15 m et les pertes dans la conduite d'exhaure et dans la conduite du château d'eau soit évaluée à

$$0.14 + 0.15 = \text{ nous avons donc } 0.29 + 15 + 12.27 + 13 = 40.56$$

Il nous faut donc une pompe de

$$Q = 25 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_m \pm = 40 \text{ m.}$$

Aspiration 15 . 00 m

Relevement 25 . 00 m

BIBLIOGRAPHIE.

Hydraulique urbaine par A. DUPONT

Tome 1 : Hydraulologie, captage et traitement des eaux.

Tome 2 : Ouvrages de transport - élévation et distribution
des eaux.

La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines
et rurales par C. GOMELLA et H. GUERREE (EYROLLES).

prospection et exploitation des eaux souterraines par
G. CASTANY (DUNOD).

Prospections géophysiques et recherches d'eaux souterrai-
nes. Exemple d'application en Afrique Occidentale par le
comité inter africain d'Etudes Hydrauliques Juin 1966.

Mesures piezométriques et essais de pompage dans les nap-
pes souterraines.

Application à l'estimation de la puissance d'une nappe par
R. BREMOND , I. CHERET et C. PARSY rédigé par I. CHERET.

Ressources en eaux souterraines :

Classification et méthode d'évaluation par N. A. PLOTNIKOV.

Les eaux souterraines, l'Afrique Occidentale par JEAN
ARCHAMBAULT.

Le traitement des eaux de distribution par CURIL GOBELLA et HENRI GUERREE
préface de MARC NEVEUX (EYROLLES) / GROUND WATER and wells publié
par EDWARD.E. JOHNSON, inc Saint Paul Minesota 1^{ère} édition 1966.

Le choix des matériaux pour les conduites d'adduction et de distribution
d'eau .

J.R vaillant et J.L LOUSSOUARN (Comité interafricaine d'études
hydraulique -Bureau central d'étude pour les équipements d'outremer.)

Cartes: Plan d'alignement du village de Ndiafate.(Génie Rural
Kaolack)