

Ecole Polytechnique de
Thiès

Département: Génie Civil

Projet de
Fin d'études

Etude de l'amélioration
du système d'approvisionnement
en eau potable du village centre
de Thiénaba et de ses environs

Auteur: Geydou Gy SALL

Directeur: Abdoulaye SENE

Mai 1984

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont aidé à la réalisation de cet ouvrage

Particulièrement, nous remercions

- au niveau de l'École Polytechnique de Chiés,

Monsieur Abdoulaye SENE, Professeur, notre Directeur de projet pour le suivi, l'attention et les conseils qu'ils nous a accordés, et les précieux ouvrages mis à notre disposition, durant toute la durée de l'étude,

Monsieur André PARIS, Professeur et Chef de Département du Génie Civil pour sa constante disponibilité dans les démarches administratives, en l'absence de mon Directeur de projet,

Messieurs Claude TOUTAN, technicien et Mody KA, camarade de classe pour leur soutien dans les mesures topographiques sur le terrain

- au niveau extérieur,

Messieurs le Sous-Préfet et le Chef de CERP de l'arrondissement de Chiénaba et l'ensemble du personnel de leurs services pour les facilités accordées dans le recueil des données socio-économiques de base de l'étude,

Monsieur Daniel BEAUCOURT, ingénieur à la DHUR pour les multiples renseignements et documents fournis,

A mes parents
A mon oncle Souleymane Fall
A ma tante Daïndo Bâ
A mon cousin Abdoul Gij.

SOMMAIRE

L'étude s'articule autour de trois principales parties
- L'analyse et le diagnostic de la situation existante, et l'évaluation des besoins actuels et futurs en eau.

La démarche envisagée a consisté à un recueil de statistiques et des enquêtes socio-économiques sur le terrain permettant de définir les critères de base de l'étude

- Sur la base de ces données, une extension du réseau d'alimentation en eau existant, est proposée pour une période de vingt (20) ans.

L'étude se termine par des recommandations, allant dans le sens d'une meilleure gestion du système proposé.

- Monsieur KABA, Chef de la Subdivision Régionale
de l'Hydraulique Rurale de Thiès,

- et enfin Monsieur Ibrahima DIOP, Responsable du
forage de Chiénaba Geck, qui n'a ménagé aucun effort pour
nous aider dans les mesures hydrauliques et les enquêtes
socio-économiques durant toute la durée du projet

TABLE DES MATIERES

2. unité de pompage : pompe et moteur	12
3. reservoir	12
4. Canalisations	12
5. bornes fontaines	13
6. branchements particuliers	14
7. abreuvoirs	14
8. potence de remplissage de charettes	15
9. taux actuel de l'utilisation de l'eau	17
B) Zone II	21
4. installations existantes et qualité de l'eau	21
Chapitre II. Evaluation des besoins	
Disponibilités en eau	25
A) Etude socio-économique	25
1. Estimation de la population	25
2. Estimation du cheptel	29
3. Détermination des superficies de maraîchage:	31
4. Conclusion	: 31
B) Etude de la consommation	: 33
1. Consommation de la population	33
2. Consommation du cheptel	33
3. Consommation du maraîchage	34
4. Consommation des services publics	34
5. Consommations journalières globales actuelles et future:	35

TABLE DES MATIERES

Preliminaires	i
Remerciements	
Gommaire	
Introduction	1
Généralités	4
Sélection des localités à étudier	5
Chapitre I : Analyse et diagnostic de la situation existante	7
A) Zone I	8
1. forage	8
1.1 Structure	
1.2 eau souterraine	
1.3 qualité de l'eau	
1.3.1 Caractéristiques organoleptiques	
1.3.1.1. couleur	
1.3.1.2. goût et saveur	
1.3.2 Caractéristiques physico. chimiques	
1.3.2.1. PH	
1.3.2.2 Dureté : titres hydrotimétrique et alcalimétrique	
1.3.2.3 Concentrations limites en chlorures et en fluorures	
1.3.3 caractéristiques bactériologiques	

TABLE DES MATIERES

6. Facteur de pointe	37
7. Détermination de la réserve.	40
7.1 Réserve d'équilibre	
7.2 Réserve incendie	
7.3 Réserve d'urgence et de production	
C) Disponibilités en ressources hydriques:	42
1. Introduction	42
2. Données hydrogéologiques générales	42
3. Comparaison entre disponibilités en eau et besoins actuels et futurs	44
Chapitre III. Calcul du réseau et évaluation financière.	
A) Calcul du réseau	45
1. Description et schéma du réseau	46
1.1. Type de réseau	
1.2 installations nouvelles	
1.3 descriptif du réseau	
2 Stockage	50
2.1 Réservoir R	
2.1.1 capacité	
2.1.2 hauteur du radier de la cuve	
2.2 Reservoir R'	
2.2.1 introduction	

TABLE DES MATIERES

2.2.2 Capacité	
2.2.3 hauteur du radier de la cuve	
2.2.4 matériau utilisé	
3. Détermination des débits dans les conduites	55
3.1 Introduction	
3.2. Consommation journalière par habitant	
4. Conditions de consommations critiques	59
4.1 Introduction	
4.2 Consommation horaire maximale	
4.3 Condition de remplissage du réservoir d'équilibre R'	
4.3.1 Détermination du débit et de la H.M.T	
5 Détermination des diamètres et des pressions de service	65
5.1 Introduction	
5.2 Vérification des diamètres, vitesses et pressions du réseau initial	
5.3 Diamètres des nouvelles conduites	
B) Évaluation financière des investissements et charges récurrentes	68
1. investissement	68
2. Coût du matériel.	68

TABLE DES MATIERES

3	Nouvelles constructions	69
4	Travaux de terrassement	69
5	Coût de l'entretien	70
6	Charges récurrentes d'exploitation	70
6.1	Gas.oil	
6.2	huile de vidange	
6.3	pièces détachés	
6.4	salaires du personnel	
7	Conclusion	
	Conclusion et recommandations	73
	Références	
	Annexes	79
1.	Hydrogramme de consommation journalière:	79
2.	Résultats du calcul du réseau	: 80
3.	Evolution de la population et du nombre de carrés de chaque localité de la zone	: 82
4.	Evolution de la population totale de la zone de 1972 à 1980	: 84
5.	Résultats de l'analyse de la qualité de l'eau:	85
6.	Nombre d'habitants desservis par tronçon, Mesures topographiques	: 86
7.	Coût du matériel, des travaux de terrassements et des charges récurrentes, Calcul de la dépréciation:	88

TABLE DES MATIERES

8. Localisation de la zone	: 91
9. Réseau initial	: 92
10. Périmètre de "Elhadj Mandella Fall"	: 93
11. Note relative à la mise en exploitation du forage de Ghiénaba	: 94
12. Abaque : calcul des diamètres	: 97
13. Calcul des pertes de charge	: 98
14. Ressources hydriques	: 99
15. Moteur et pompe du forage	: 102
Bibliographie	: 104

Abréviations

C.E.R.P. : Centre d'Expansion Rurale et de Promotion

D.H.U.R : Direction de l'Hydraulique Urbaine et Rurale

Nationale 3 (N.3) : Route Nationale 3

O.M.S : Organisation Mondiale de la Santé

S.O.M.H. : Subdivision de l'Outillage Mécanique de l'Hydraulique

INTRODUCTION

L'importance de l'eau dans la vie des hommes, des animaux et des plantes n'est plus à démontrer aujourd'hui. La place primordiale que l'eau occupe dans les multiples activités des hommes, amènent certains à la conclusion assez catégorique qu'elle est la vie. Qu'elle est la clé du développement. Les premières civilisations humaines naquirent dans la vallée des grands fleuves. Beaucoup de pays dans le monde, doivent aujourd'hui une part importante de leur décollage économique à une maîtrise parfaite de l'eau.

Cependant, si certains pays actuellement, de par leurs potentialités naturelles, leurs richesses économiques et leurs techniques de mise en œuvre assez élaborées dans ce domaine, arrivent à la dominer presque totalement; par contre pour d'autres, les moins mantis et les moins favorisés climatiquement, elle continue de poser de sérieux problèmes et demeure une des préoccupations majeures des populations surtout dans les territoires sahariens et sahalien.

Dans ces pays, la situation dans les villes bien que non satisfaisante encore, reste moins dramatique.

Dans les régions rurales par contre, les populations consacrent une bonne partie de leur temps à chercher l'eau pour leur approvisionnement et celui de leur cheptel

Les ressources hydriques superficielles disponibles étant

2

quelques fois rares, les populations ont le plus souvent recours aux nappes souterraines pour satisfaire leurs besoins en toute saison

Le Sénégal n'échappe pas à cette situation : la sécheresse persistante depuis plus d'une décennie et le coût élevé des ouvrages hydrauliques ont rendu dans une certaine mesure, difficile le ravitaillement en eau potable des populations et du cheptel

Aujourd'hui, en prenant en considération les besoins du bétail, la consommation par jour et par habitant, n'excédait pas 7 litres dans le monde rural, avant le "programme d'urgence pour l'alimentation en eau potable des populations rurales" du Ministère de l'Hydraulique

Les nappes aquifères ne manquent pas dans le pays, mais leur exploitation appelle des investissements et des charges d'entretien et de maintenance relativement élevés

Mais, pour améliorer les conditions de vie dans les campagnes, il est quand même nécessaire, compte tenu des moyens disponibles, de multiplier les programmes d'approvisionnement en eau potable dans le monde rural, pour amener la consommation par jour et par habitant à 35 l, le minimum ^{recommandé} par l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S)

C'est dans cette perspective qu'il faudrait situer l'étude qui va suivre.

Comparée à certaines localités rurales dans le pays, la³
zone à étudier ne présente pas une situation très défavo-
-rable. Actuellement quelques quatre villages polarisés
par le forage de Chiénaba Geck sont approvisionnés en
eau avec un niveau de service assez adéquat parce que
composé de bornes fontaines, de branchements particuliers
, et abreuvoirs pour les animaux. D'autres par contre,
non loin de la source, continuent de vivre la situation
difficile d'alimentation par puits avec un taux journalier
par personne de fourniture d'eau très faible.

4

Généralités

Situé à 10 km à l'est de Chiés, sur la Nationale 3 (N3) en allant vers Diombel, Chiénaba et le centre de l'une des 4 communautés rurales qui forment l'arrondissement du même nom dans le département de Chiés.

La communauté rurale de Chiénaba compte une quarantaine de villages. Chiénaba y occupe une position centrale

Le site à étudier est un terrain assez plat, avec une ligne de plus grande pente d'Ouest en Est

Le village centre de Chiénaba est composée de 2 parties:

Chiénaba Geck, le village religieux et Chiénaba Gare où sont concentrées les infrastructures publiques (Sous-Prefecture, école, dispensaire, maison communautaire, gare ... etc)

Les habitants sont pour la plupart des cultivateurs pratiquant la culture de l'arachide et du mil. A côté de l'agriculture, certains pratiquent un élevage de bovins

A l'instar de certaines villes du pays comme Biraoune et Touba, Chiénaba est un grand centre religieux qui polarisent des milliers de fidèles à l'occasion de la ziarra, annuelle commémorant la fondation du village

Aujourd'hui on y note une tendance vers l'urbanisation. Ce qui fait de la localité un centre semi-urbain

L'étude ne concernera pas tous les villages formant la communauté rurale

Elle s'intéressera uniquement aux localités dont les critères de sélection seront définis plus loin

Sélection des localités à étudier

5

La première sélection des localités dans la zone à étudier doit répondre aux critères suivants:

- être situé à une distance au plus égale à 5 Km de la source d'eau (le forage de Thiéwaba SECK)
- avoir une population d'au moins de 300 habitants
- avoir des problèmes urgents d'approvisionnement en eau à satisfaire

Parmi les villages polarisés par la source d'eau sur un rayon de 5 Km, seuls Keur Meissa Diacké et N'Diane répondent totalement aux 3 critères définis précédemment. Néanmoins nous avons retenu, en plus de Keur Maguèye N'Dao et Touba Gueye qui font partie du réseau préexistant, les villages de Khaye Babal où il se pose des problèmes urgents d'eau auxquels il faut immédiatement faire face et Thiaware dont la position géographique (à 1,3 Km de la source d'eau sur la N3) se prête facilement à un raccordement sur le réseau principal déjà existant.

La zone à étudier sera finalement constituée des localités suivantes:

- | | | |
|-----------------------|------------------|------------------|
| 1. KHAYE BABAL | 4. NDIANE | 7. THIENABA GARE |
| 2. KEUR MAGUEYE NDAO | 5. THIAWARE | 8. TOUBA GUEYE |
| 3. KEUR MEISSA DIACKE | 6. THIENABA SECK | |

6

Il faudrait noter que Keur Maguèye N'Dao dépend administrativement de l'arrondissement de Noto et

Keur Meissa Diacké regroupe les hameaux de Darou M' Bodj Keur Ibra Niane, Keur N'Diack, Darou N'Diaye et Louba Gueye.

Chapitre I.

ANALYSE et DIAGNOSTIC de la SITUATION EXISTANTE

L'analyse de la situation consistera essentiellement à une présentation des installations hydrauliques en place et à une critique de leur état et/ou de leur fonctionnement

Les solutions à proposer seront données plus loin

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

Pour des raisons liées à une meilleure présentation de l'étude, mais surtout à l'existence aujourd'hui dans la zone, de deux systèmes d'alimentation ^{différents} tant du point de vue des installations déjà 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 par les localités de Chiénaba Geck, Chiénaba Gare, Keur Maguèye N'Dao et Kouba Gueye où il existe un réseau avec un forage, un réservoir, des canalisations, des bornes fontaines, des branchements particuliers, et deux abreuvoirs et une potence de remplissage de charettes

- une zone II où les installations se réduisent à des puits d'extraction manuelle de l'eau. Cette zone est composée des localités de N'Diané, Khaye Babat, Keur Meissa Diacké et Chiawaré

8

A) Zone I

Nous passerons successivement en revue tous les éléments sus-mentionnés formant le réseau de la zone I

1. forage

1.1 structure

Les figures 2.1 et 2.2. donnent les coupes lithologique et technique du forage de Chienaba Geck.

1.2 eau souterraine

L'aquifère exploité est constitué des couches calcaire gréseux et marne gréseuse entre 215 et 250 m. La crépine du forage se trouve dans cette zone. La hauteur statique est à 36 m

Les résultats des essais de pompage donnent un débit de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ et un rabattement de 14,4 m. Le niveau dynamique est donc à 52 m. L'exploitation du forage avec un débit de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ donnant du sable en permanence, le débit de fonctionnement a été fixé à $22 \text{ m}^3/\text{h}$.

1.3 qualité de l'eau

En plus de la quantité, l'approvisionnement en eau des populations pose en outre 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 microorganismes 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 sera examinée en fonction des normes de l'OMS.

1.3.1 Caractéristiques organoleptiques.

1.3.1.1 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 mesure, permet de constater que l'eau du forage, comme presque toutes les eaux des nappes profondes, ne présente pas de couleur.

1.3.1.2 goût et saveur.

Par expérience, l'eau du forage ^{ne présente} ni de goût, ni de saveur particuliers.

1.3.2 Caractéristiques physico-chimiques

1.3.2.1 PH

Il représente l'alcalinité ou l'acidité de l'eau. Comparé aux normes il est dans la gamme souhaitable. D'ailleurs il est rarement une contre indication à la potabilité de l'eau.

1.3.2.2 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. C'est la somme des concentrations en cations métalliques (magnésium, calcium, carbonates et bicarbonates)

On distingue:

- la dureté totale ou titre hydrotimétrique (T.M). C'est la teneur en sel de calcium^(Ca) et de magnésium (Mg). Pour l'eau du forage on a un T.H de 159 mg/l, ce qui dépasse le maximum souhaitable (125 mg/l) mais reste inférieur au maximum admissible (350 mg/l).

- la dureté carbonatée, ou titre alcalimétrique complet (TAC). C'est la teneur en carbonates et bicarbonates contenues dans l'eau. Le titre alcalimétrique complet (TAC) de l'eau du forage est donnée par la teneur en carbonates, celle en bicarbonates étant négligeable. Il est compris dans les limites admissibles. On a $TAC = 259,3 \text{ mg/l} < 500 \text{ mg/l}$.

1.3.2.3 Concentrations limites en chlorures et en fluorures

A cause de leur effet très nuisible 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 concentrations en chlorures étant 223,4 mg/l elle dépasse le maximum acceptable (200 mg/l) mais reste dans la limite ad-

missible (600 mg/l). La concentration en fluorures étant de ¹¹ 1,6 mg/l, elle dépasse de peu le maximum admissible (1,5 mg/l)

1.3.3 - Caractéristiques bactériologiques

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

2. unité de pompage : pompe et moteur

Cette unité de pompage comprend une pompe, un moteur et un dispositif de commandes.

Les caractéristiques détaillées du moteur et de la pompe sont données en annexe 15

3. reservoir

C'est un réservoir en construction métallique, ayant une capacité de 100 m^3 . Sa hauteur du radier de la cuve par rapport au sol est 15 m . Il est supporté par une structure en construction métallique.

L'inconvénient de ce réservoir, en construction métallique se trouve dans la température élevée de l'eau et dans le fait qu'il doit être sujet à beaucoup d'entretiens.

4. canalisations.

Les tuyaux sont en PVC et les accessoires sur les conduites de faible diamètre, en fonte

Outre 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 les canalisations du réseau est la multiplication des raccords sur les tronçons véhiculant des débits faibles. Cette situation favorisant ^{aussi} le développement des pertes doit être découragée

5. bornes fontaines

Le réseau compte 9 bornes fontaines au total. La fig. A.9 en annexe et le tableau 1.3 donnent la répartition des bornes fontaines à travers les différentes localités. Elles sont inégalement réparties.

Chiénaaba Geck compte 5 bornes fontaine et Chiénaaba Gyare n'en dispose qu'une seule.

Les bornes fontaines de ces 2 villages sont de type siphonoïde avec robinets à fermeture automatique. Chaque borne fontaine a 4 robinets pouvant déliter chacun

Pour Chiénaaba Geck, 50% de la population qui se chiffre actuellement à 2224 personnes, sont approvisionnées par ces points d'eau (soit $0,5 \times 2224 = 1112$ hab.) Ce qui fait qu'une borne fontaine alimente en moyenne:

$$1112/5 = 222 \text{ hab.}$$

Soit $222/4 = 56$, par robinet

Pour cette localité, à part celle située au Sud West alimentée par une canalisation de diamètre $\Phi = 103 - 110$ mm, les 4 autres bornes fontaines sont convenablement situées par rapport aux habitations. Les populations font moins de 200 m de distance (norme recommandée par l'O.M.S) pour y accéder

Pour Chiénaaba Gyare, la borne fontaine est d'accès relativement difficile, certaines personnes étant obligées de faire plus

de 300 m pour y parvenir

Il faudrait mentionner que 15% des habitants de ce village, continuent de s'alimenter à partir des puits "traditionnels" d'extraction manuelle

Les localités de Keur Maguèye N'Dao et Touba Gueye, elles offrent une moyenne de 150 (acceptable) personnes par bonne fontaine. Leurs robinets sont à boisseau sphérique.

6. Branchements particuliers

Tous les services publics, à part la Gare, disposent d'un robinet, et 50% de la population des différentes localités, des branchements particuliers.

Les raccordements des branchements particuliers sur le réseau principal ont été faits d'une manière anarchique avec le concours seulement d'un tâcheron, sans études au préalable. Avec cette tendance, le réseau risque d'être surchargé dans certaines de ses parties avec des ramifications pouvant entraîner des pertes énormes.

7. Abreuvoirs.

Avec une longueur de 10 m, un abreuvoir est dimensionné pour alimenter 24 bovins à raison de 30 l chacun pendant une période de 5 minutes.

Le réseau compte 2 abreuvoirs : un au voisinage du château d'eau et un autre, près du parc de vaccination au CERP. Seul le premier fonctionne régulièrement, aujourd'hui.

Tableau 1.1

Installations hydrauliques dans la Zone I

(nombre d'habitants desservis par chaque type de points d'eau)

localités	bornes fontaines (hbts)	Pourcentage du total (%)	branchement individuels (hbts)	Pourcentage du total (%)	puits (hbts)	Pourcentage du total (%)
THIENABA GARE	218	50	153	35	66	15
THIENABA SECK	1036	50	911	44	124	6
KEUR MAGUEYE NDAO	151	60	101	40	—	—
TOUBA GUEYE	215	100	—	—	—	—

La détermination du taux d'utilisation actuel de l'eau se heurte à une difficulté due au fait que le réseau ne dispose pas de compteurs. Celui qui existe à la sortie du forage ne nous donne que des renseignements sur la consommation globale des personnes et du cheptel. Il ne nous fournit aucune répartition de celle-ci.

Pour résoudre le problème, nous pourrions avoir recours à une comparaison avec un réseau similaire se trouvant dans une localité ayant des caractéristiques socio-économiques se rapprochant de celles de la zone que nous étudions. Mais la difficulté de rassembler les données nécessaires auprès de la S.O.M.H pour procéder à une telle étude comparative a finalement fait rejeter cette solution.

La deuxième solution que nous avons eue mais qui est la moins précise, consiste à considérer le taux journalier de fourniture de l'eau du forage et en supposant que l'alourissement du bétail obéisse à certaines normes qui seront précisées plus loin, nous déterminons la consommation globale journalière de la population. Connaissant la population de la zone, la consommation par jour et par personne s'en déduit facilement.

Le forage alimente actuellement les populations de Thienaba Seck, Thienaba Uare, Keur Maguèye N'Dao, Touba Guèye, l'ensemble

du cheptel de ces localités et les bovins de Keur Meissa Diacké et de Chiawaré

Les normes suivantes ont été utilisées dans le premier dimensionnement du réseau, pour le cheptel

Les taux de consommation sont donnés en litres ^{par} tête et par jour

bovins : 30

ovins + caprins : 4

asins : 15

équins : 40

Les normes données ci-dessus, permettent d'évaluer la consommation journalière globale actuelle du cheptel

On a :

Tableau 1.2

localités	bovins (l/j)	ovins et caprins (l/j)	asins (l/j)	équins (l/j)
Chiénaba Gare et Chiénaba Geck	3150	1600	375	2000
Keur Maguèye N'Dao	2400	600	75	1600
Touba Guéye	2667	600	75	1600
Keur Meissa Diacké	12000			
Chiawaré	900			
Total	21450	2800	525	5200

Des résultats du tableau précédent, nous calculons

la consommation globale journalière du cheptel actuellement abreuvé par le forage, soit :

$$21450 + 2800 + 525 + 5200 = 30000 \text{ l} = 30,0 \text{ m}^3$$

La production du forage couvrant l'ensemble des besoins est :

$$22 \times 8 = 176 \text{ m}^3/\text{jour}$$

La quantité revenant aux personnes est obtenue par :

$$176 - 30 = 146 \text{ m}^3$$

Si l'on sait que le nombre de personnes desservies est 3156,

la consommation par jour et par habitant s'obtient par :

$$146000 / 3156 = 46 \text{ l}$$

Tableau 1.3

Quelques caractéristiques de l'approvisionnement en eau
de la Zone I

localité	Consommation journalière (l/hab)	source d'eau	Points d'approvi- sionnement
KEUR MAGUEYE N'DAO	46	forage de Thienaba Seck	- 1 borne fontaine - 7 branchements particuliers
THIENABA SECK	46		- 5 bornes fontaines - des branchements particuliers
THIENABA GARE	46		1 borne fontaine - des branchements particuliers
TOUBA GUEYE	46		- 2 bornes fontaines - 1 potence de remplissa- -ge de charrettes - des branchements part.

B) Zone II

21

1. installations existantes et qualité de l'eau

Le tableau 1.4 donne les installations hydrauliques existantes qui se réduisent à des puits dans cette zone. Quelques caractéristiques de ces puits (profondeur, diamètre et rendement) et les méthodes d'exhaure de l'eau sont également présentées sur ce tableau.

Le matériel dont nous disposons se réduisant à une sonde, seuls le diamètre et la profondeur ont pu être déterminés pour ces puits.

Les puits sont forés dans la nappe du Continental terminal entre 8 et 20 m et ont des caractéristiques assez variables d'une localité à une autre. Les puits situés dans les villages au Nord et Nord-Ouest de Chiénaaba ont une profondeur moyenne de 10 m. Il s'agit de Khaye Babal et Keur Meïssa Diacké. Ceux situés à l'Est et au Sud-Est (Chiawaré et N'Diané) atteignent 15 m.

Si aussi, les villages de Khaye Babal, N'Diané et Chiawaré ont des puits avec des rendements moyens capables d'assurer le minimum d'eau aux populations et au cheptel, même en saison sèche, par contre pour Keur Meïssa Diacké les 2 puits existants, n'offrent plus d'eau en toute saison. D'après les renseignements donnés par le Chef de village, ces puits sont toujours sujets au tarissement en saison sèche. Ce qui fait que dans

cette localité, l'eau très rare, ne peut être trouvée qu'à Ghenaba Seck (2,5 Km) et la collecte est assurée par les femmes à pied ou par les hommes utilisant comme ^{moyen} de transport la charrette. Cette situation fait qu'une solution d'urgence doit surtout être apportée à Keur Meissa Diacké, village durement éprouvé aujourd'hui par le manque d'eau.

Les troupeaux de cette zone, à part ceux de N'Diané, s'abreuvent actuellement à l'abreuvoir du forage de Ghenaba Seck.

Le taux d'utilisation journalier de l'eau pour ces localités n'a pas pu être déterminé du fait de la non disponibilité du matériel permettant de mesurer le débit des puits pour pouvoir connaître la quantité d'eau distribuée par jour. Mais une observation minutieuse de l'utilisation de l'eau dans cette zone nous permet de conclure qu'elle est très faible et qu'elle ne peut guère dépasser 15 l/hab/jour.

Tableau 1.4
Quelques caractéristiques de l'approvisionnement en eau de la zone I

localités	source d'eau, profondeur, distance de collecte, méthode d'exhaure rendement
KHAYE BABAL	5 puits, profondeur moyenne : 9m, rendement: moyen, distance de collecte : 50-100m, extraction manuelle
KEUR MEISSA DIACKE	2 puits, Profondeur moyenne : 10m, Puits ne disposent pas d'eau en saison sèche depuis 2 ans, Collecte d'eau au forage de Ghienaba Seck à une distance de 2,5 km
N'DIANE	5 puits, Profondeur moyenne : 16m rendement moyen, distance de collecte : $\leq 100m$, extraction manuelle
THIAWARE	1 puit, rendement moyen, profondeur : 15m, distance de collecte $\leq 100m$. à équiper avec une pompe éolienne

Chapitre II

EVALUATION DES BESOINS. DISPONIBILITES en EAU

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 des disponibilités en eau pour répondre à l'ensemble des besoins

A) Etude socio-economique

1. Estimation de la population

Le tableau A.3 en annexe présente dans les détails les renseignements sur la population imposable de la zone des localités concernées par l'étude. Pour le village de Keur Maguèye N'Dao, ne faisant pas partie de l'arrondissement de Chiénaba, une enquête sur le terrain a permis de connaître la population.

L'exploitation de ces données ne donne pas une combe qui permet de déterminer le taux de croissance de la population. Mais des informations recueillies auprès de la Direction régionale de la Statistique et de la Planification de Chiès, attestent que la population de la zone suit une évolution arithmétique avec un taux de croissance de 1,027% par an. Ce taux de croissance est assez éloignée de la moyenne nationale pour les populations rurales qui est de 1,8%

En retenant ce taux de croissance 1,027 % pour l'estimation de la population, on pourrait être amené à calculer le réseau pour une population très faible si le taux dépasse rapidement cette valeur avec le projet d'alimentation en eau. D'autre part la surévaluation du réseau (avec un calcul basé sur un taux très supérieur à 1,027 %) risque de coûter cher.

Enfin, d'après certaines dispositions concernant quelques régions du monde rural, tirées des études de Wagner et Lamoix pour le compte de l'O.M.S., il faudrait aussi moins tabler toujours avec un accroissement de 50% de la population si la période de dimensionnement du projet est comprise entre 10 et 20 ans.

$$\text{Nous avons: } (1 + 0,01027)^{20} = 1,23$$

$$\text{et } (1 + 0,018)^{20} = 1,53$$

Le calcul montre que c'est le taux de 1,8% qui répond à la condition d'accroissement de la population de 50% pour la période de 20 ans fixée. Il sera donc retenu pour l'estimation de la population.

En plus des difficultés liées à la détermination d'un taux de croissance, les données qui nous ont été fournies par la Sous-Préfecture ne permettent pas de connaître directement la population de la zone d'étude, parce que ne concernant que les personnes imposables. L'examen des statistiques nationales révèle que celles-ci représentent 60% de la population totale.

en milieu rural

Ce qui fait qu'en majorant de 40% les données du tableau nous obtenons les populations totales des différentes localités de 1972 à 1980

Le tableau 2.1 présente les populations totales des différentes localités de la zone pour les années 1984 et 2004.

Les populations pour certaines années intermédiaires ont également été données.

Pour cela, nous avons appliqué à la population initiale c'est-à-dire celle de 1980 la formule d'accroissement suivante :

$$P_n = P_0 (1 + 0,018)^n \text{ où}$$

P_0 : population de 1980

P_n : population de l'année recherchée et

n : année recherchée.

L'exploitation des données sur la population a en outre permis de voir qu'un carré compte en moyenne 12 à 15 personnes.

Tableau 2.1
Estimation de la population

#	localité	1980 (hbs)	1984 (hbs)	1989 (hbs)	1994 (hbs)	1999 (hbs)	2004 (hbs)
1	KHAYE BABAL	236	253	277	303	331	362
2	KEUR MEÏSSA DIACKE	699	750	827	897	981	1073
3	KEUR MAGUEYE N'DAO	235	252	276	302	330	361
4	N'DIANE	557	598	654	715	782	855
5	THIAWARE	182	196	214	234	255	279
6	THIENABA SECK	2071	2224	2432	2659	2907	3178
7	THIENABA GARE	437	465	513	561	613	671
8	TOUBA GUEYE	200	215	235	257	281	307
	Total	4617	4953	5422	5928	6480	7086

2. Estimation du cheptel

29

L'évaluation exacte du cheptel est assez difficile étant donné le manque de recensements périodiques et le phénomène de transhumance assez développé en ces années de sécheresse. Cependant, pour les bovins, des renseignements ont pu être recueillis au niveau du service d'élevage du CERP pour les différentes localités. Pour les autres catégories du bétail (ovins, caprins, asins et équins), une enquête auprès des chefs de village a permis de les évaluer. Comme l'étude concerne les besoins en eau, les villageois se sont montrés très disponibles à nous fournir des renseignements sur le cheptel. Ce qui fait que les chiffres obtenus par les enquêtes sont crédibles. Ne disposant de données sur le cheptel pour plusieurs années, nous n'avons pas pu déterminer son taux d'accroissement. Nous avons contourné la difficulté en utilisant les données sur le cheptel de la région de Louga dont les conditions climatiques se rapprochent de celles de notre zone d'étude. Ainsi pour les différentes catégories du cheptel, nous avons adopté les taux d'accroissement annuels suivants :

bovins : 2%

ovins et caprins : 4%

asins et équins : 2%

Le tableau 2.2 présente l'estimation du cheptel (bovins, ovins et caprins, asins et équins) pour 1984 et l'année 2004.

Tableau 2.2
Estimation du Cheptel

#	localité	1984				2004			
		bovins	ovins + caprins	asins	equins	bovins	ovins + caprins	asins	equins
1	KHAVE BABAL	96	200	2	55	143	438	3	82
2	KEUR MEISSA DIACKE	400	250	5	50	595	548	8	75
3	KEUR MAGUEYE NDAO	80	150	5	40	119	329	8	60
4	N'DIANE	120	200	5	60	179	438	8	89
5	THIAWARE	30	40	9	8	45	88	14	12
6	THIENABA SECK	72	261	16	33	104	585	25	50
7	THIENABA GARE	35	133	9	17	52	292	12	25
8	TOUBA GUEYE	150	150	5	40	149	329	8	60
	TOTAL	931	1390	57	303	1386	3047	86	453

3. Détermination des superficies de maraîchage 31

La zone ne connaît pas encore un programme développé et étendu du maraîchage. Seules quelques superficies d'exploitation familiale sont aménagées dans certains carrés, là où l'eau est desservie par branchement particulier, dans les villages de Chiéna Geck, Chiéna Gare, Keur Maguèye N'Dao et Kouba Guèye. Mais depuis un certain temps, le maraîchage connaît un début de progrès avec l'exploitation du champ du cultivateur-maraîcher Elhadj Mandella FALL. Le champ est raccordé au forage qui lui fournit une partie de ses besoins journaliers en eau évaluée à 300 m^3 .

Le plan en annexe, présente la situation du champ déjà exploité et celui en perspective et la canalisation les raccordant au forage

Dans le cadre de la définition d'une politique d'utilisation plus rationnelle de l'eau du forage, une évaluation de la superficie totale des jardins de Chiéna Geck, Chiéna Gare, Keur Maguèye N'Dao et Kouba Guèye, a été faite. L'étude a donné une superficie globale de $6000 \text{ m}^2 (= 0,6 \text{ ha})$.

Les résultats de l'étude révèlent aussi que le maraîchage à petite échelle n'est actuellement pratiqué que par 10% des populations des villages cités précédemment

Les prévisions pour la demande future en eau de cette activité sont assez difficiles à faire. Cependant l'activité étant rentable,

l'eau pouvant être disponible dans la moitié des carrés par branchements particuliers, on pourrait tabler avec 50% de la population de la zone s'adonner à cette activité durant la saison sèche surtout, où ils sont sous-employés.

Ce qui donnera une superficie globale consacrée aux jardins familiaux de $\frac{0,6 \times 50}{10} = 3,0$ ha.

4. Conclusion

- Ce diagnostic de la situation existante et l'enquête socio-économique révèlent que le village de N'Diané:
- n'est pas très défavorisé dans l'approvisionnement en eau (les puits existants ont un rendement acceptable)
 - a une population et un cheptel relativement élevés
- Si l'on tient compte du fait que le débit du forage ($22\text{m}^3/\text{h}$) est faible, nous pouvons conclure que son raccordement sur le réseau n'est pas prioritaire. L'étude qui va suivre ne tient pas compte de cette localité
- Pour une raison analogue, le champ de Elha edj Mandella Fall qui utilise à lui seul près de 200m^3 d'eau par jour ne devrait pas être raccordé au réseau.

B) Etude de la consommation

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 l/jour/habitant. Pour l'O.M.S, le minimum indispensable en pays chauds est 35 l/jour/habitant ainsi réparti:

— Toilette corporelle et besoins élémentaires :	16 l / j / hab
— Lavage du linge (rincage compris) :	10 " " "
— Nettoyage des lieux habités :	2 " " "
— Cuisine, abreuvement :	5 " " "
— Vaiselle et divers :	2 " " "

Ce minimum ne tient compte que des besoins domestiques. Pour le projet, nous choisissons le taux de 40 l/j/hab, compatible avec les moyens économiques dont on dispose et répondant aux normes de l'O.M.S.

2. Consommation du cheptel

L'estimation des besoins en eau des animaux domestiques n'est pas aisée parce que variant dans les limites considérables suivant les conditions d'environnement.

Néanmoins on pourrait retenir pour le bétail en zone tropicale une consommation de 40 l par jour et par UBT

Ce qui donne,

— bovins = 0,75 UBT	: 30 l / j (en élevage extensif)
---------------------	----------------------------------

34

On retiendra quand même 40 l/j pour les bovins; le surplus servant à abreuver les bovins en transhumance dont l'estimation est très délicate.

- ovins + caprins = 0.1 UBT : 5 l/j
- asins = 0.5 UBT : 20 l/j
- équins = 1 UBT : 40 l/j

3. Consommation du maraîchage

Pour les cultures pratiquées

les besoins peuvent être estimés à 50 m³/ha/j.

4. Consommation des services publics

Les renseignements sur les besoins des services publics nous ont été fournis par le Service Régional de la SONEES de Ghies et sont présentés au tableau ci-dessous.

Tableau 2.3

services publics	consommation (l/j)
Gouv. - Préfecture	500
C.E.R.P	500
École	1000
Poste médical	1000
Marché	1500
Maison communautaire	1000
Gare	1000
Mosquée	500

5. Consommations journalières globales actuelle et future

Sur la base de l'évaluation de la population, du cheptel et de la superficie totale de maraîchage, et les taux journaliers d'utilisation de l'eau de chacun de ces éléments nous avons déterminé la consommation globale journalière de l'ensemble de la zone pour 1984 et l'année 2004

Consommation journalière globale pour l'année 1984

Population	174 200
Cheptel	49 130
Maraîchage	30 000
Services publics.	7 000
	<hr/>
	Total: 260 330

Consommation journalière globale pour l'année 2004

Population	249 240
Cheptel	77 445
Maraîchage	60 000
Services publics	7 000
	<hr/>
	Total: 393 685

La consommation journalière globale pour l'année 1984 est 261 m^3 et celle de l'année 2004, 394 m^3

Le tableau 2.4 donne la présentation dans les détails des besoins actuels en eau (pour 1984) et futurs (pour l'année 2004) des différentes localités de la zone

Tableau:24 Besoins en eau de la zone

localités	Besoins humains (l)		Cheptel (l)		maraîchage (l)		Services publics (l)	
	1984	2004	1984	2004	1984	2004	-	-
KHAYE BABAL	10120	14480	7080	11250	-	-	-	-
KEUR MEISSA DIACKE	30000	42920	19350	29700	-	-	-	-
KEUR MAGUEYE NDAO	10080	14440	5650	8965	10345	-	-	-
THIAWARE	7840	11160	1900	3000	-	-	-	-
THIENABA SECK	88960	127120	5800	9577	14600	-	2000	-
THIENABA GARE	18600	26840	2900	4788	5045	-	5000	-
TOUBA GUEYE	8600	12280	6450	10165	-	-	-	-
TOTAL	174200	249240	49130	77445	30000	60000	7000	-

6. Facteur de pointe

37

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 souvent révélés satisfaisants.

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

Pour Chiémbra et ses environs, la consommation variant au rythme des activités est essentiellement domestique.

Un suivi minutieux des activités des populations de la zone révèle que la plupart d'elles nécessitant l'utilisation de l'eau (lavage du linge, de la vaisselle, arrosage des jardins, bain) se déroulent entre 7h et 9h, et entre 17h et 19h.

Nous avons évalué la quantité d'eau consommée par la zone pendant ces périodes et les autres heures de la journée.

Procédure

Nous avons usé du procédé suivant :

avec l'aide du fontainier du forage, nous avons fait

remplir le réservoir à son niveau maximum (4,5m) et arrêter son alimentation par le forage

À 9h, nous avons à l'aide d'une jauge, mesuré la profondeur atteinte par l'eau à partir du niveau de référence. Elle est égale à 2m

Le réservoir ayant une surface de base de $22,2 \text{ m}^2$, la consommation d'eau à cette période est :

$$22,2 \times 2 = 44,4 \text{ m}^3$$

La consommation journalière globale de la zone à alimenter, étant 176 m^3 , la consommation entre 7h et 9h représente

$$\frac{44,4 \times 100}{176} = 25,2\%$$

de celle-là

Le même essai répété entre 17h et 19h, donne 43 m^3 , soit environ 25% de la consommation journalière globale

Par ailleurs, compte tenu du fait qu'il s'agit d'une zone rurale, les populations s'approvisionnent rarement en eau pendant la nuit. Seule une faible partie de la production du forage ($\approx 5\%$) est consommée pendant cette période

Si nous considérons Q la consommation moyenne journalière et $Q/24$ la consommation moyenne horaire, nous aurons les résultats du tableau de la page suivante :

Tableau 2.5
Détermination du facteur de pointe

Periode	Consommation totale (%)	consommation totale ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	Consommation horaire (10^6 m^3)
7h - 9h	25	6	3
9h - 17h	45	10,8	1,35
17h - 19h	25	6	3
19h - 7h	5	1,2	0,1

On trouve un facteur de pointe de 3. Mais il faudrait noter que la procédure employée est très approximative. En effet rien ne garantit que la pointe horaire de consommation est réellement dans les deux périodes susmentionnées. Un hydrogramme donnant la consommation exacte à chaque heure aurait permis d'avoir des données fiables. En l'absence de celui-ci, nous nous contentons des résultats ^{précédents} pour déterminer la courbe cumulative de consommation de la journée afin de trouver la réserve d'équilibre.

7. 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 (R_E)
- la réserve incendie (R_I)
- la réserve d'urgence et de production (R_U, R_p)

7.1 Reserve d'équilibre

Elle est nécessaire pour répondre à la demande aux périodes de pointe. Elle a été déterminée à partir de l'hydrogramme de consommation de la journée maximale

Sur le graphe de la figure A1 en annexe, on voit que les pointes horaires ont lieu aux périodes entre 7h et 9h, et 17h et 19h

$$R_E = [(3 - 1,5) \times q] \times 2 \times 2$$

$$q = \frac{394}{24} = 16,4 \text{ m}^3$$

$$R_E = 98,5 \text{ m}^3. \text{ Soit } R_E = 100 \text{ m}^3$$

7.2 Reserve incendie

La pose de bouches d'incendie n'étant pas économique, il ne sera pas tenu compte d'une réserve incendie.

7.3 Reserve d'urgence et de production

Comme il n'y a pas d'usine de traitement, la réserve de

production sera 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

$$\text{Soit } R_u = 16,4 \times 2 = 32,8$$

Finalement la réserve totale sera :

$$98,5 + 32,8 = 131,3, \text{ soit}$$

$$\underline{132 \text{ m}^3}$$

c) Disponibilités en ressources hydriques

1. Introduction

L'approvisionnement en eau des populations rurales dépend dans une large mesure de la facilité de trouver une source d'eau en quantité suffisante, d'accès facile et ne nécessitant pas de traitements coûteux pour être distribuée aux populations.

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 Maestrichien ou encore du Paléocène.

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 grés, de calcaire et des sables du Maestrichien, 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 $1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$.

Il est exploité par des puits peu profonds et est très souvent sujet au tarissement en saison sèche. L'eau est minéralisée et de bonne qualité.

Le Maestrichien quant à lui, occupe toute la surface ouest du

43
Sénégal de Saint Louis à Banjul (en Gambie) du Nord au
Sud et de Dakar à Gamba d'ouest en est

Les forages qui captent son eau peuvent donner des débits
de 30 à 100 m³/h et quelques fois même 200 à 300 m³/h
sous de faibles rabattements. La transmissivité est de l'ordre
1 à 2.10⁻² m²/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. Comparaison entre disponibilités en eau et besoins actuels et futurs

Les besoins globaux actuels et futurs en eau déterminés sont respectivement pour 1984 et l'année 2004, 261 m^3 et 394 m^3 .
Si l'on considère que le forage sera exploité avec un débit de $22 \text{ m}^3/\text{h}$ et pour un temps maximum de 16 heures par jour (limite souhaitable pour exploiter rationnellement le moteur diesel faisant tourner la pompe), les disponibilités en eau seront : $22 \times 16 = 352 \text{ m}^3$

Ce débit couvre entièrement les besoins actuels mais ne pourra le faire pour l'année 2004. Il faudra recourir à l'exploitation d'un autre ouvrage de captage pour satisfaire la demande additionnelle dans le futur. Dans ce cadre l'utilisation de l'eau du forage "CARITAS" déjà creusé et exploitant la nappe du Paléocène pourrait être envisagée.

Chapitre III
CALCUL DU RESEAU
et EVALUATION FINANCIERE

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

L'évaluation financière permet de saisir l'investissement à consentir et les charges récurrentes liées à l'exploitation.

A) Calcul du réseau

1 Description et schéma du réseau

1.1 Type de réseau

La zone à étudier regroupe des localités dispersées et présente dans certaines de ses parties (Chiénaba Gare, Tomba Guéye et Chiawarè) une configuration allongée

Nous conservons donc le réseau ramifié initial qui y est plus adapté que le réseau maillé

Par 3 autres ramifications telles que indiquées sur le schéma du réseau en annexe, nous desservons les localités de Khaye Babal, Keur Meissa Diackè et Chiawarè

1.2 installations nouvelles.

Les nouvelles installations hydrauliques sont pour la plupart des points de distribution publique (bornes fontaines, potence de remplissage de charrettes, 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 dans chaque localité.

Pour les bovins, un abreuvoir de 10 m sera utile pour têtes

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

- un réservoir d'équilibre à Tomba Guéye dont la capacité

est déterminée

47

- une borne fontaine avec 4 robinets à Khaye Babal
- 2 bornes fontaines avec 2 robinets chacune et d'une potence de remplissage de charrettes à Keur Meïna Diacké
Cette potence est dimensionnée pour desservir 200 personnes par jour

Le village de Keur Meïna Diacké regroupant des hameaux dispersés, l'installation de cette potence permettra l'approvisionnement facile en eau des habitants de ces derniers à partir de leurs charrettes.

- 2 bornes fontaines avec 2 robinets chacune à Ghiawaré
On placera une borne fontaine de chaque côté de la route.
- une borne fontaine à Ghienaba Gzare. Cette borne fontaine qui aura 4 robinets, sera située à 150m de la Gous. Prefecture en allant vers l'EST, du côté gauche de la N3

Le tableau 1.1. montre que Ghienaba Gzare est la localité où il y a le plus grand pourcentage^(15%) de la population utilisant encore les puits traditionnels pour leur alimentation. L'installation de cette nouvelle borne fontaine pourra remédier à ce problème.

Le nombre des abreuvoirs sera maintenu à Deux (2) car le volume qu'ils débitent actuellement ($65 \text{ m}^3/\text{jour}$) est suffisant pour couvrir les besoins des bovins et la distance qui les sépare de chaque localité de la zone ne dépasse guère

3 km. Mais il sera procédé à une organisation d'une utilisation plus judicieuse de ces points d'eau.

C'est ainsi que

- l'abrevoir au voisinage du château d'eau sera désormais utilisé par les borins de: Khaye Babal, Keur Meïssa Diacké, Ghienaba Geck et Chiawaré.

Les borins de:

Ghienaba Gyare

Keur Maguëye N'Darot

Gouba Gyéye

utiliseront l'abrevoir situé près du parc de vaccination à côté du CERP

Cette nouvelle répartition permettra d'exploiter ce dernier, jusque là sous-employé et de décongestionner, par conséquent le premier.

3.1.3 descriptif du réseau

Le réseau présente deux conduites principales à partir du château d'eau:

- une conduite A. B. C. D. E. F. G desservant les localités de Ghienaba Geck, Khaye Babal, Keur Meïssa Diacké, Keur Maguëye N'Dar et Gouba Gyéye

- une conduite A. d. H. I alimentant les villages de

Chienaba Gare et Chiawaré, et les 2 abreuvoirs

Le schema 3.0 présente l'ensemble du réseau dans ses détails.

2 Stockage

En plus du réservoir surélevé (R) déjà existant et se trouvant près du forage, qui assurera toujours la distribution gravitaire de l'eau aux différents points du réseau, il sera prévu un réservoir d'équilibre (R') à l'extrémité Est du réseau, à Conba Gyuéye

2.1 réservoir R

2.1.1 capacité

Le réservoir R 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 étant $22 \text{ m}^3/\text{h}$, le réservoir emmagasine l'eau si celui-ci est supérieur au débit de consommation et la restitue dans le cas contraire

Dans des conditions normales de fonctionnement (absence de pannes), le réservoir avec sa capacité de 100 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 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 dans le temps.

Pour tenir compte de ces éventualités, on pourrait stocker un volume d'eau équivalent à la consommation journalière

Ceci empêchera l'interruption de la distribution en cas de ⁵¹ défaillance.

Pour stocker ce volume d'eau représentant la consommation globale journalière de la zone qui est de 394 m^3 , il faudrait un réservoir ayant une capacité de 400 m^3 . Ce qui suppose un nouvel investissement pour en construire un à un autre endroit ou pour agrandir celui déjà existant. Un nouveau réservoir, loin du forage poserait le problème de l'amenée de l'eau avant sa distribution gravitaire. De ce point de vue, la deuxième solution est meilleure. Celle-ci, aussi, n'est pas sans problèmes majeurs: la cuve à construire, ayant une capacité quatre fois supérieure à la première, son implantation demande une nouvelle analyse de la structure portante (colonnes, sol de fondation) et un tel nouvel investissement risque d'être coûteux devant les possibilités de financement. Pour ces raisons, la conservation du réservoir initial, s'impose. Et la préservation en bon état et dans des conditions d'hygiène satisfaisantes des "puits traditionnels" pourrait être envisagée, à moyen terme, comme solution pour assurer la demande en eau en cas de défaillance majeure au niveau de l'unité de pompage ou de la conduite de refoulement.

2.1.2. hauteur du radier de la cuve

L'extrémité Est du réseau, souffrant d'un manque de

de pression de service adéquat, on pourrait penser à augmenter la hauteur à partir du sol de la cuve du réservoir R. Cette solution appelle une nouvelle étude des éléments (colonnes) supportant la cuve et pose aussi des difficultés de mise en œuvre. On adoptera la seconde solution qui consiste à implanter un réservoir d'équilibre R', de capacité moindre que le réservoir R, à l'extrémité Est du réseau (à Kouba Gueye) pour palier au manque de pression dans cette zone, en période de consommation maximale.

2.2 Reservoir R'

2.2.1 introduction

Compte tenu de la dénivellée importante entre le réservoir R (niveau du sol) et Kouba Gueye (au point G) et de la longue distance entre ces deux points (2440 m), faisant que la perte de charge totale est considérable, il sera implanté un réservoir d'équilibre R' à l'extrémité Est du réseau. Ce réservoir, érigé à Kouba Gueye, pourra faire face au service de cette région pendant les heures de forte consommation.

2.2.2 Capacité

On tiendra compte des besoins du village de Keur Maguëye N'Dao dont la borne fontaine est située à une cote +3,50m du niveau du sol du réservoir R et à une distance de

de 1345 m de ce dernier

Le tableau 2.4 donne les besoins journaliers en eau pour chaque localité de la zone

Les besoins journaliers totaux pour Keur Maguèye N'Dao et Kouba Gyuèye sont estimés à 60 m^3

En tenant des résultats trouvés au paragraphe II.B.6 et qui attestent que les besoins en période de forte consommation représentent 50% des besoins journaliers, le volume d'eau à stocker avec le réservoir R', sera

$$60 \times 50\% = 30 \text{ m}^3.$$

Pour tenir compte des imprévus et le raccordement d'une autre localité, un réservoir ayant une capacité de 50 m^3 serait plus adéquat.

Le réservoir sera de forme cylindre avec les dimensions suivantes :

diamètre : 5m

hauteur de la cuve: 2,5m.

2.2.3. hauteur du radier de la cuve.

Pour permettre l'existence d'une pression résiduelle adéquate dans la zone située près du réservoir, celui-ci sera érigé à la cote +5m par rapport au sol, sur colonnes.

2.2.4 matériau utilisé

Le matériau utilisé pour la construction du réservoir sera du béton armé pour les raisons suivantes :

54

- le ciment, les granulats et l'armature entrant dans la fabrication du béton armé sont disponibles sur place
- les techniques de mise en œuvre pour la construction d'un réservoir ^{en béton armé} sont assez maîtrisées dans le pays.
- enfin, le béton permet une meilleure conservation de l'eau à l'abri des variations de température.

3. Détermination des débits dans les conduites

55

3.1 Introduction

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

Nous appellerons noeud le point de rencontre entre deux conduites et tronçon, une portion de conduite comprise entre deux noeuds consécutifs.

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

Les animaux, hormis les bovins, étant approvisionnés dans les carrés, leur consommation sera prise en compte dans celle des personnes

3.2 Consommation journalière par habitant

Le nombre estimé de bovins de l'ensemble de la zone pour l'année 2004, est 1207 têtes

Sur la base d'un taux journalier d'utilisation de l'eau de 40 litres par tête, la consommation journalière globale des bovins sera donnée par :

$$1207 \times 40 = 48280 \text{ litres.}$$

D'autre part, la consommation journalière globale de l'ensemble de la zone (y compris celle des bétails) a été calculée plus haut, au paragraphe II.B.5, et est égale à 39600 litres. En tenant compte du fait que la population

56 humaine à desservir sera 6300 habitants à l'année 2004, la consommation journalière par habitant est donnée par :

$$\frac{393\,600 - 48\,280}{6300} = 55 \text{ litres}$$

Calcul des débits

Le débit de chaque tronçon en litres par seconde (l/s) est donné par la formule suivante :

$$Q = K \frac{C \cdot N}{86400} \quad \text{ou}$$

K : le coefficient de pointe

C : la consommation journalière par habitant ou par tête de bovin

Comme $K=3$ nous avons $Q = 3 \frac{C \cdot N}{86400}$

Le débit sera appelé débit cumulé du tronçon.

Le débit partiel d'un tronçon sera donné par : $q = 3 \frac{C \cdot n}{86400}$

Nous avons finalement $Q = \sum_{i=1}^n q_i = 3 \frac{C \cdot N}{86400} \Leftrightarrow N = \sum n$

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 de la consommation des services publics.

Exemple

tronçon Ba

tronçons en aval:	nombre d'habitants (n)
B-a	550
a-b	600
b-b'	500
bc	200
c-B'	450
C.C ₁ et	500
C ₁ C ₂	362

$$\Sigma n = 3162 \text{ habitants}$$

services publics :

marché	1500
mosquée	500
	<hr/>
	2000 litres.

Nous avons
$$Q = 3 \left(\frac{3162 \times 55 + 2000}{86400} \right) = 6.10 \text{ l/s.}$$

Le tableau présenté en amont donne le débit de chaque tronçon

Tableau 3.1
Débits des conduites en période de
consommation maximale

Tronçon	Q (l/s)	Tronçon	Q (l/s)
A.B	10,10	E.F	1,54
B.a	6,09	F.F ₁	0,76
a.b	5,06	F ₁ .F ₂	0,48
b.c	2,90	F.F ₃	0,30
b.b'	0,96		
c.B'	0,88	A.d	3,48
c-c ₁	1,65	d.A'	1,23
c ₁ .c ₂	0,69	d.H	2,35
B.C	4,26	H.I	0,45
C.D	3,51	H.e	1,89
D.D'	2,10	e.f	1,61
D.E	1,45	f.g	1,10
EE'	0,69	g.h	0,54

4. Conditions de consommations critiques

4.1 Introduction

Les conditions d'écoulement dans le réseau variant suivant la demande, il est nécessaire de vérifier le comportement du réseau en fonction des fluctuations de celle-ci.

Le réseau a été vérifié suivant deux (2) conditions de consommations critiques :

a) consommation horaire maximale

b) conditions de remplissage du réservoir d'équilibre pendant la nuit

4.2 Consommation horaire maximale

Les mesures topographiques sur le terrain, révèlent une dénivellée importante ^(+8,50m) entre le site du château d'eau (point A) et Kouba Guéye (point F). Le réseau desservant la partie Est de la zone, quant à lui, se trouve sur un terrain présentant une pente de (-8,30m) entre le château d'eau et Chiawaré (point g) : ce qui est favorable à l'existence d'une pression résiduelle au dessus du sol, à ce niveau.

Les calculs permettant de trouver la pression résiduelle aux nœuds à partir de la connaissance du diamètre (D) de la conduite et du débit (Q) y transitant ou de celui-ci et de la vitesse (U), sont expliqués au paragraphe III.5.1

Les résultats de ces calculs sont présentés dans les détails au tableau A.2

conduite maîtresse A-B-C-D-E-F-G

Les résultats susmentionnés révèlent des pertes de charge importantes le long des tronçons formant la conduite maîtresse A-B-C-D-E-F-G.

En effet, nous avons :

tronçon	perte de charge totale (m)
A-B	4,225
B-C	0,525
C-D	1,914
D-E	0,1500
E-F	0,1944

La perte de charge le long de cette conduite est : 7.0m.

En considérant la dénivellation entre A et F qui est égale à 8,56 m, et en posant une perte de charge singulière due aux coudes et vannes de 0,50m, la charge totale à vaincre entre ces deux points sera :

$$H = 8,56 + 0,5 + 7 = 16,06 \text{ m}$$

La pression de service assurée par le château d'eau étant de 15m, il est aisé de constater que la zone se trouvant à l'extrémité du réseau (Coubia (Guéye) ne pourra être desservie convenablement en période de consommation horaire

62

- perte de charge totale entre A et E.: 6,664m

La pression résiduelle en E, à partir du réservoir R est donnée par: $15 - 3,5 - 6,664 = 4,84$ m.

Le calcul montre que la pression résiduelle en E est plus grande à partir du réservoir R'

Comme le réservoir R' est dimensionné du point de vue de la capacité que pour alimenter la région d'extrémité Ouest (Tomba Gueye et Keur Maguëye N' Dao), il sera placé un clapet de retenue tel que indiqué sur le plan du réseau, pour empêcher l'écoulement de l'eau dans le sens Ouest. Est à partir de la partition desservant le village de Keur Maguëye N' Dao (c'est à dire le point E)

4.3 Condition de remplissage du réservoir d'équilibre R'

Le remplissage du réservoir R' sera assuré par un service de pompage pendant la nuit. Cela est d'autant plus facile que la consommation de l'eau durant cette période est très faible.

Il sera prévu une canalisation pour alimenter le réservoir R'. Comme indiqué au schéma du réseau, cette canalisation sera raccordée à la sortie du refoulement vers le château d'eau et sera munie d'une vanne d'arrêt. La canalisation desservant le château sera aussi munie d'une vanne d'arrêt. Le système ainsi créé va fonctionner de la manière suivante: lorsque le château doit être alimenté, la canalisation de R' reste fermée et vice-versa.

4.3.1 Détermination du débit (Q) et de la hauteur manométrique de pompage (H.M.T)

La pompe du forage fonctionne avec un débit de $22 \text{ m}^3/\text{h}$ ($6,1 \text{ l/s}$) et une H.M.T de 78 m

Pour ce débit et un diamètre (D) de 103 mm pour la conduite A. B. C. D. E. F. G, nous aurons une perte de charge totale

$$\text{égale à: } \frac{5,5 \times 2440}{1000} = 13,42 \text{ m}$$

Les paramètres suivants donnés en mètres (m) permettent de déterminer la charge totale à vaincre entre les réservoirs R et R'

- niveau dynamique du forage	: 52
- Perte de charge linéaire le long de la conduite	: 13,42
- Perte de charge singulière (vannes, coudes)	: 0,50
- dénivellée entre les réservoirs R et R'	: 8,56
- côte du radier du réservoir R' par rapport au sol	: 5
- hauteur du réservoir R'	: 2,5
	<hr/>
	81,98

La charge totale à vaincre est donc 82m

Le pompage avec le débit et la H.M.T indiqués ci-dessus, n'est pas adéquat

La courbe caractéristique de la pompe, en annexe indique que pour un débit de $16 \text{ m}^3/\text{h}$ (4.44 l/s), on a une HMT de 90m

Pour ce nouveau débit, la perte de charge le long de la conduite

$$\text{sera : } \frac{3,5 \times 2440}{1000} = 8,54 \text{ m}$$

Par conséquent la perte de charge totale entre A et G est 77m et la pression résiduelle en G, 13m

En conclusion, le remplissage du réservoir R' se fera avec un débit de $16 \text{ m}^3/\text{h}$ et une hauteur manométrique totale (HMT) de 90m.

5. Détermination des diamètres et des pressions 65 de service

5.1 Introduction

Une fois les débits cumulés des tronçons connus, on peut procéder de deux manières pour calculer les diamètres des conduites d'un réseau qui n'est pas encore installé.

- on pourrait, connaissant le débit (Q) et la perte de charge linéaire de la conduite, déterminer le diamètre (D) et la vitesse (U) par les abaques

- ou bien, ayant Q , on se fixe U pour calculer D et J et on vérifie après si les pertes de charges conviennent. Celles-ci seront calculées à partir de l'abaque en annexe

Nous avons:
$$J = \frac{\lambda}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{0,3164}{Re^{1/4}}$$

Pour une température d'eau de 10° , $J = 0,0054 \frac{v^{1/4}}{D^{5/4}}$,
valeur d'après laquelle l'abaque a été établi

Le réseau comportant des canalisations déjà existantes, ne répond pas totalement aux deux procédés de calculs susmentionnés

Pour les anciennes conduites, nous allons vérifier si elles peuvent encore avec les nouvelles conditions de dimensionnement, véhiculer les débits cumulés avec une perte de

66

charge et une vitesse adéquates

Pour celles à installer et desservant Khaye Babal, Keur Meissa Diacké et Chiawaré, nous allons déterminer leurs diamètres par la seconde méthode

5.2 vérification des diamètres, vitesses et pressions du réseau initial

Le tableau A.2 présente dans les détails les vitesses de l'eau dans chaque conduite et la pression résiduelle aux nœuds. L'exemple de la conduite B.a permet de mieux saisir la procédure employée. Nous avons:

- conduite B.a

$$Q = 6.10 \text{ l/s}$$

$$D = 103 \text{ mm}$$

La perte de charge linéaire est 0,055 m et la perte de charge totale est (comme la longueur est 100 m), 0,550 m.

La vitesse trouvée sur l'abaque est égale à 0,75 m/s.

5.3 diamètres des nouvelles conduites

Ces nouvelles conduites sont C₁, C₂, D, D' et f.g.

Le choix de vitesses moyennes permettant de minimiser les pertes de charge et la connaissance des débits cumulés des tronçons ont permis d'aboutir au résultats présentés au tableau suivant:

Tableau 3.2

Caractéristiques des nouvelles conduites

tronçon	Q(l/s)	V(m/s)	D(mm)	J_T (m)
C ₁ -C ₂	0,69	0,37	59	1,550
D-D'	2,10	0,30	103	0,891
f-g	0,54	0,37	59	3,875

N.B. J_T : perte de charge totale.

La pression résiduelle trouvée au point D' (3,57m) à Keur Meïssa Diacké est assez faible. L'intégration de la consommation de ce village au réservoir R' pourrait être envisagée. Cela est d'autant plus facile que le réservoir R' est surdimensionné et que la pression résiduelle en E est de 9m et la dénivellée entre ce point E et le point D' est très faible (+2m)

B) Évaluation financière des investissements et charges récurrentes

L'extension du réseau aux localités de Khaye Babal, Keur Meissa Diacké et Ghiawané, 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 investissement

Le coût unitaire du matériel et le coût des travaux de terrassement sont donnés en annexe 7

2 coût du matériel

Tuyau 110, PVC	$2195 \times 990 = 2173\ 050$
Tuyau 63, PVC	$694,3 \times 1900 = 1319\ 170$
Té BB 100x100, Fonte	$1 \times 28356 = 28356$
Té 63, PVC	$4 \times 5900 = 23600$
Plaque pleine DN, 100F	$1 \times 8239 = 8239$
Bouchon 63, PVC	$2 \times 650 = 1300$
coude 90°, 63, PVC	$2 \times 3800 = 7600$
RVR DN 100, PN 10	$2 \times 72145 = 144290$
RVR DN 60, PN 10	$2 \times 40000 = 80000$
colier de prise, 20	$8 \times 5410 = 43280$
clapet de retenue, 100	$1 \times 80000 = 80000$
	<hr/>
	Total = 3908885

Le montant trouvé est hors taxes

On a :

coût total hors taxes :	3 908 885
impôts et divers (10%) :	<u>390 888</u>
	4 299 773
Montant TVA (20%)	<u>859 954</u>
	5 159 728

3 nouvelles constructions

réservoir :	1 x 400 000 = 400 000
borne fontaine à 4 robinets :	2 x 400 000 = 800 000
(type siphonoïde) :	
borne fontaine à 2 robinets	4 x 100 000 = 400 000
Potence de remplissage	1 x 50 000 = 50 000
robinet	1 x 25 000 = 25 000
	<u>Total = 5275000</u>

4 travaux de terrassement

Les canalisations recevant les canalisations auront 0,50 m de largeur et 0,80 m de profondeur

Le volume de l'ensemble des tranchées est donné par

$$V = (\text{largeur} \times \text{profondeur}) \times \text{longueur}$$

Le terrain recevant les tranchées est de 1^{ère} catégorie

- déblai : $(0,50 \times 0,80 \times 4000) \times 1306 = 2089600$

- Remblai $(0,50 \times 0,80 \times 4000) \times 585 = 936000$

70 Pour la traversée des chaussées, on aura

dellai $(0,5 \times 30) \times 3254 = 48810$

remblai $(0,5 \times 30) \times 3254 = 48810$

Finalement le coût des travaux de terrassement

est 3 123 220 Francs CFA.

5. Coût de l'entretien

Le coût de l'entretien est généralement évalué à 1% du coût du matériel. Soit: $0,01 \times 3908885 = 39089$ Francs CFA

6. Charges récurrentes d'exploitation

Les charges récurrentes mensuelles d'exploitation du forage sont constituées par

- le gas-oil pour le moteur
- l'huile de vidange
- les pièces détachées
- le salaire du gardien du forage.

6.1 Gas-oil

Des données, avant l'alimentation du champ de 81. Ha dj Mandella Fall, révèlent une consommation de 500 litres par mois de Gas-oil pour une durée de fonctionnement de 8 à 9 heures du moteur de la pompe. Aujourd'hui, avec l'extension du réseau, on va certainement atteindre 18 heures de pompage par jour.

6.2 huile de vidange

L'huile de vidange achetée par bidon de 4 litres, est

consommée en raison de 4 bidons (16 litres) par mois 71
Il faudrait s'attendre à ce que cette consommation double aussi

6.3 pièces détachées.

Elles sont essentiellement constituées par les cartouches à huile et à gas oil utilisées par le moteur. Il est utilisé aujourd'hui 2 cartouches à huiles et une à gas oil pour 200 heures de fonctionnement du moteur.

6.4. salaires du personnel

Il faudrait noter là, le seul salaire du gardien du forage, les autres personnes participant à la gestion du forage n'étant pas rémunéré.

Le salaire du gardien du forage s'élève aujourd'hui à 15000 Francs CFA par mois. Nous pensons que pour mieux motiver le gardien du forage à bien gérer le matériel mis à sa disposition et qui représente un investissement très important, il faudrait l'amener à 35000 Francs CFA par mois.

Le tableau A73 en annexe donne le prix unitaire des charges récurrentes

En ne prenant en compte que les charges additionnelles, on aura :

72

- Gas.oil	:	500 x 160 =	80 000
- huile de vidange	:	4 x 4500 =	18 000
- pièces détachées	:	8 x 5000 =	40 000
- salaires	:	20 000 =	20 000
			Total : 158 000.

07 Conclusion

Enfinement on aura
investissement:

Matériel (avec pose) : 5159 728

Matériel seul (TTC) : 4901 742

Constructions : 5275 000

Terrassement : 3123 220

charges annuelles:

entretien : 39089

charges récurrentes

d'exploitation: 158 000

Dépréciation : 453635.

(calculée à l'annexe A7.4)

CONCLUSION et RECOMMANDATIONS⁷³

Conclusion

L'étude fait ressortir que le type d'approvisionnement en eau proposé présente des avantages certains :

à partir d'une seule source d'eau installée à une position centrale, sept (7) villages environnants 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 par bonnes fontaines et d'assurer une meilleure répartition des charges récurrentes d'exploitation à un maximum d'individus.

L'extension du réseau, bien qu'une évaluation exacte ne soit faite, aura certainement les effets suivants :

- sur le plan sanitaire : l'amélioration de la qualité du niveau de service avec l'installation de bonnes fontaines (dans les villages encore desservis par des puits ou ne disposant pas d'aucune source d'eau fiable, aura l'effet d'augmenter la consommation d'eau; ce qui peut favoriser la santé dans ces localités

- sur les plans économique et social : l'installation de nouveaux ouvrages de distribution (bonnes fontaines et potence de remplissage de charrettes) près des populations avec la garantie d'une fourniture régulière de 40 l d'eau

au moins par personne et par jour, permettra aux villageois de passer moins de temps à la recherche de l'eau, ame-

liorera la méthode d'exhaure et les aidera certains dans le domaine du maraîchage, à se consacrer à une activité rentable pendant la saison sèche

L'alourdissement du bétail avec une source d'eau pérenne, permettra de contourner à ce niveau, dans une certaine mesure, les méfaits de la sécheresse, et aura un effet bénéfique sur la production animale.

D'un autre côté, il faudrait noter, sur le plan technique certains manquements dans la conception initiale du réseau:

la zone présentant une dénivellée assez importante d'Est en Ouest, des mesures topographiques bien exploitées au préalable, auraient permis de constater s'il n'était pas plus avantageux de mettre les installations (forage, réservoirs) dans la partie Est du réseau. Cela demanderait un plus grand diamètre pour la conduite maîtresse, mais offrirait l'avantage d'une distribution gravitaire naturelle et une plus grande simplicité pour les raccordements ultérieurs.

Aujourd'hui la conception du réseau est telle qu'il est très difficile de faire d'autres branchements du côté ou Est

Ce qui pose un problème fondamental: l'élaboration d'un réseau d'approvisionnement en eau, outre le financement,

-demande une étude plus minutieuse et plus intégrée des ⁷⁵
données socio-économiques sur la population et des conditions
topographiques du site, pour permettre une meilleure
planification à long terme.

recommandations

Les recommandations à faire sont très nombreuses. Nous en retenons seulement les plus essentielles

- hydrogramme de consommation journalière

Le calcul du facteur de pointe a été fait avec des hypothèses très approximatives. L'établissement de l'hydrogramme réel de la consommation en eau de la zone serait nécessaire pour déterminer exactement l'heure de pointe et la véritable réserve d'équilibre à emmagasiner

compteurs

Le manque de compteurs sur le réseau fait qu'il est difficile de saisir correctement certains paramètres essentiels de la consommation et par conséquent, ne facilite pas une bonne intervention sur celui-ci. Il faudrait au moins installer un compteur à la sortie du réservoir principal

Cela permettra de mieux saisir les caractéristiques de la consommation de la zone. L'entretien de ce compteur (qui demande beaucoup de soins) sera confié au gardien du forage

forage

assainissement

Un programme d'assainissement du réseau devait suivre cette étude. Il faut penser à installer des puisards aux

77

points d'eau qui n'en ont pas encore. Là où ils existent il faut s'assurer du drainage de l'eau dans des conditions qui ne favorisent pas la contamination des canalisations du réseau ou des puits environnants

- disponibilités en eau

Le forage utilisé actuellement comme source d'eau présente des limites pour pouvoir faire face correctement à la demande dans l'avenir. Il faut envisager l'utilisation d'un autre ouvrage de captage

- Gestion du réseau

Un point fondamental à tenir en compte et qui souvent est négligé, est la gestion du réseau.

Il ne sert à rien de consentir un investissement important sur un réseau si la gestion qui doit suivre n'est pas faite adéquatement.

Aujourd'hui elle est entre les mains d'un comité, qui rencontre d'énormes difficultés dans la perception des redevances demandées aux populations. Les revenus maigres des villageois rendent très difficile cette action.

Les populations doivent continuer à participer dans une certaine mesure aux frais d'exploitation et d'entretien du réseau. Mais il faudrait que le système de tarification de l'eau tienne réellement compte des possibilités des populations. Car des mesures très restrictives risquent de détour-

78

-mer certains de l'utilisation de l'eau saine

Enfin, pour conclure il faut faire périodiquement la critique de la situation présente et envisager les besoins futurs

fig A1 " APPROXIMATION de L'HYDROGRAMME
DE CONSOMMATION JOURNALIERE"

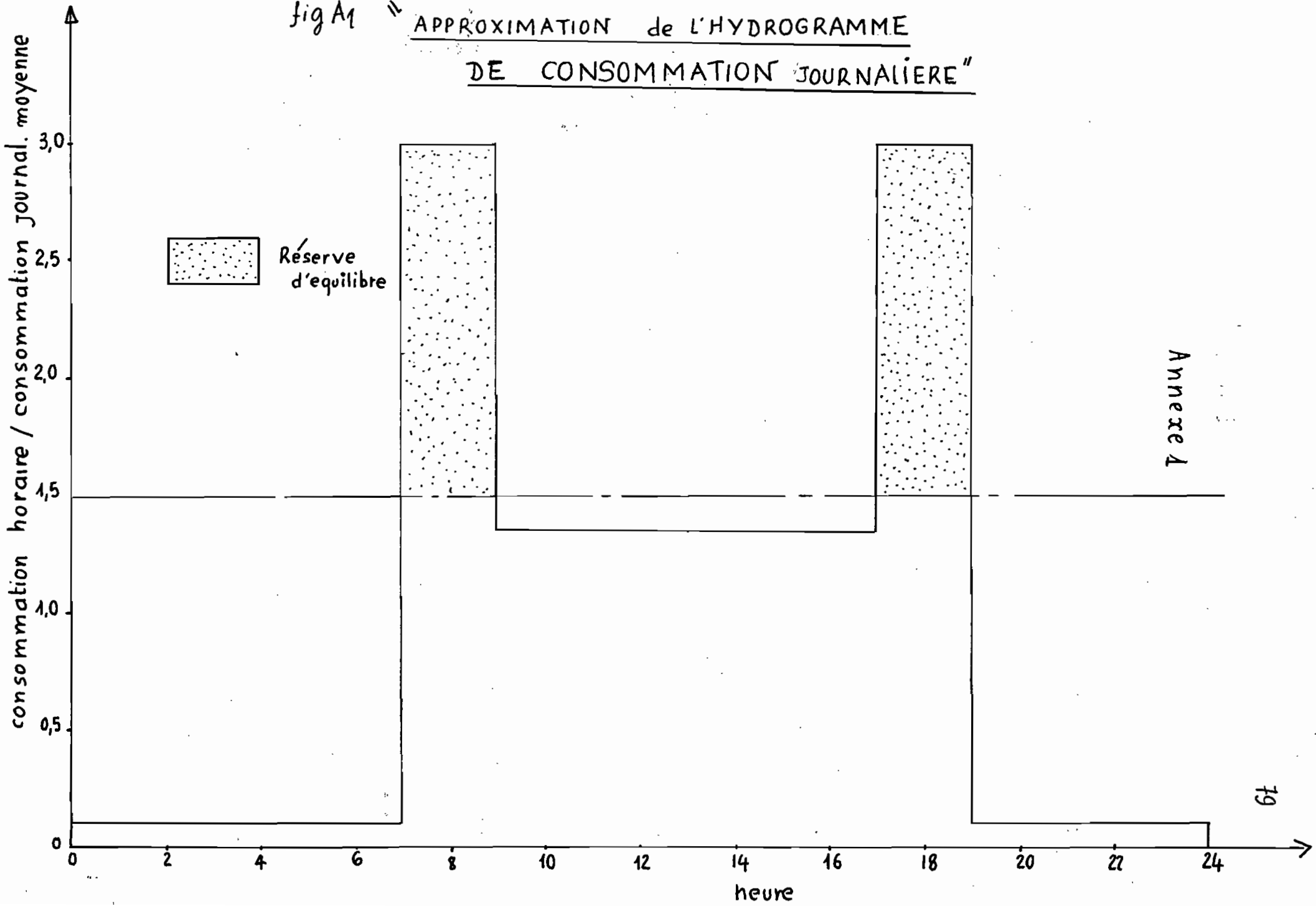


Tableau A.2

Résultats du calcul du réseau

Tronçon	Longueurs (m)	Débites (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)	Cotes piezométriques amont (m)	Pertes de charge par mètre (m)	Pertes de charge totale (m)	Cotes piezométriques aval (m)	Altitudes du sol à l'extrémité du tronçon (m)	Pressions au-dessus du sol à l'extrémité du tronçon (m)
A.B	325	10,10	103	1,20	115,000	0,0130	4,225	110,775	99,753	11,022
B.a	100	6,10	103	0,75	110,115	0,0055	0,550	110,225	99,700	10,525
a.b	130	5,10	103	0,62	110,225	0,0040	0,520	109,705	101,142	8,563
b.c	38	2,9	103	0,36	109,705	0,0016	0,061	109,644	101,142	8,502
b.b'	115	0,96	59	0,37	109,705	0,0033	0,380	109,325	101,142	8,183
c.B'	160	0,88	59	0,37	109,644	0,0033	0,396	109,248	101,100	8,148
c.c ₁	130	1,65	59	0,61	109,644	0,0075	0,975	108,669	100,455	8,214
c ₁ -c ₂	500	0,69	59	0,37	108,669	0,0031	1,550	107,119	100,411	7,008
B.C	175	4,30	103	0,53	110,755	0,0030	0,525	110,230	101,187	9,043
C.D	870	3,50	103	0,43	110,230	0,0022	1,914	108,316	101,855	6,461
D.D'	990	2,10	103	0,30	108,316	0,0037	0,891	107,425	103,855	3,570
D.E	300	1,45	103	0,19	110,230	0,0050	0,1500	110,080	103,450	6,630

Tableau A2 (suite)

Résultats du calcul du réseau

Tronçon	Longueurs (m)	Débites (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesse (m/s)	Cotes piezométriques amont (m)	Pertes de charge par mètre (m)	Perte de charge totale (m)	Cotes piezométriques aval (m)	Altitudes du sol à l'extrémité du tronçon (m)	Pressions au dessus du sol à l'extrémité du tronçon (m)
E.E'	175	0,69	59	0,36	104,640	0,0030	0,5250	104,115	94,850	9,265
E.E (F.E)	720	1,54	103	0,320	105,000	0,0005	0,3600	104,640	94,850	9,790
F.F ₁	60	0,76	59	0,37	105,000	0,003	0,1800	104,820	100,000	4,820
F.F ₂	50	0,48	59	0,18	104,820	0,0009	0,0540	104,766	100,000	4,766
F.F ₃	60	0,30	59	0,13	105,000	0,0005	0,0300	104,970	100,000	4,970
A.d	50	3,50	59	0,44	115,000	0,0023	0,0320	114,968	100,000	14,968
d.A'	150	1,23	59	0,45	114,968	0,0045	0,6750	114,293	99,002	15,291
d.H	255	1,35	103	0,30	114,968	0,0012	0,3060	114,662	97,306	17,356
H.I	185	0,45	103	0,13	114,662	0,0025	0,4630	114,199	98,958	15,241
He	550	1,89	59	0,70	114,662	0,0095	5,225	109,437	96,359	13,078
e.f	150	1,61	59	0,58	109,437	0,007	1,050	108,387	96,044	12,343
f.g	150	1,1	59	0,40	108,387	0,0037	0,555	107,832	93,818	14,014
g.h	1250	0,54	59	0,37	107,832	0,0031	3,875	103,957	91,696	12,261

Tableau. A.3

Evolution de la population* et du nombre de carrés de la zone

Nom des villages	Année	Population	Nombre de carrés
Khaye Babal	1972	161	29
	1973	161	29
	1974	161	29
	1975	180	20
	1976	180	20
	1977	180	20
	1978	180	20
	1979	173	19
	1980	168	18
	N'Diané	1972	354
1973		354	19
1974		354	19
1975		378	21
1976		378	21
1977		378	21
1978		378	21
1979		388	22
1980		398	24
Fleur Meissa Diacké		1972	586
	1973	586	72
	1974	590	72
	1975	590	72
	1976	590	72
	1977	651	78
	1978	651	78
	1979	637	77
	1980	642	76
	Thiawaré	1972	89
1973		89	13
1974		107	13
1975		107	13
1976		107	13
1977		105	15
1978		105	15
1979		134	15
1980		130	15

Tableau. A.3 (suite)

83

Evolution de la population* et du nombre de carré de la zone

Nom des villages	Année	Population	Nombre de carrés
Ghienaba Gare	1972	1233	143
	1973	1233	143
	1974	1233	143
	1975	1427	148
	1976	1429	148
	1977	1429	148
	1978	1427	148
	1979	1396	148
	1980	1479	148
	Ghienaba Geck	1972	217
1973		217	56
1974		217	56
1975		280	56
1976		280	56
1977		280	56
1978		280	56
1979		274	56
1980		309	58

* population impossible

Tableau A.4

Evolution de la population de la
zone de 1972 à 1980

année	Population imposable (hbtts)	Population globale (hbtts)
1972	2801	3696
1972	2801	3696
1974	2823	3727
1975	3142	4147
1976	3144	4150
1977	3203	4232
1978	3201	4230
1979	3175	4204
1980	3294	4377

Tableau A.5
Résultats de l'analyse de la
qualité de l'eau

PH	7,7	
Teneur par litre	mg/l	meq
Cl ⁻	223,4	6,30
SO ₄ ⁻⁻	152,7	3,18
CO ₃ H ⁻	259,3	4,25
CO ₃ ⁻⁻	—	—
NO ₃ ⁻	2,0	0,03
F ⁻	1,6	0,08
P ₂ O ₅	—	—
Total anions		13,84
Ca ⁺⁺	86,2	4,30
Mg ⁺⁺	73,0	6,00
Na ⁺	72,4	3,15
K ⁺	14,6	0,37
NH ₄ ⁺	<0,1	—
Fe	—	—
Total cations		13,82

N.B — : Non déterminé

Tableau A.6

Nombre d'habitants desservis par tronçon, Mesures
topographiques

Tronçon	Nombre d'habitants (hbls)	longueur (m)	altitude	
			amont (m)	aval (m)
A.B	50	325	100,000	-
B.a	550	100	99,753	-
a.b	600	130	99,700	101,142
b.c	200	38	-	-
b.b'	500	115	101,142	-
c.B'	450	160	-	101,100
c.c ₁	500	130	99,122	100,455
c ₁ .c ₂	362	500	100,455	100,111
B.E	400	175	99,753	101,187
C.D	0	870	101,187	101,855
D.D'	1073	990	101,855	101,855
DE	0	300	101,855	103,450
EE'	361	175	103,450	-
E.F	0	120	103,450	-
F.F ₁	150	60	108,580	-
F ₁ .F ₂	250	50	-	-
F.F ₃	150	60	108,500	-

Tableau A.6 (suite)

Tronçon	Nombre d'habitants (hbt's)	longueur (m)	altitude	
			amont (m)	aval (m)
A.d	0	50	100,000	—
d.A'	0	150	—	99,002
d.H	0	255	100,000	97,306
H.I	0	185	97,306	98,958
H.e	50	550	97,306	96,359
e.f	300	150	96,354	96,044
f.g	280	150	96,044	93,818
g.h	279	1250	93,818	91,696

Annexe 7Tableau donnant le coût du matériel

A.7.1

élément	Prix (CFA)
Tuyau PVC ϕ 110	2195
Tuyau PVC ϕ 63	694,3
Te BB 100 x 100, Fonte	28356
Te (PVC) 63	5900
Plaque pleine DN, 100F	8239
Bouchon 63, PVC	650
Coude 90°, 63 PVC	3800
RVR DN 100, PN 10	72145
RVR DN 60, PN 10	40000
colier de prise, 20	5410
clapet de retenue 100	80000

N.B. Ces coûts sont donnés hors taxes. Pour obtenir les coûts avec TTC (tous taxes compris) il faut les majorer de 20% (T.V.A)

Tableau donnant le coût
des travaux de terrassement

A.7.2

	Prix (CFA/m ³)
<u>Deblai</u> : Terrain 1 ^{ere} catégorie	1306
2 ^{eme} catégorie	
3 ^{eme} catégorie	2743
4 ^{eme} catégorie	
<u>Remblai</u> : 1 ^{ere} catégorie	585
2 ^{eme} et 3 ^{eme} catégorie avec sable de dune	3262

Tableau donnant le coût des
charges récurrentes.

A.7.3

	Prix (en Francs CFA)
Gas. Oil	160 le litre
huile de vidange	4500 par bidon de 4 litres
cartonches	5000 l'unité
	5000 l'unité.

Évaluation financièreDépréciation

Elle représente la somme qu'il faudrait verser à la fin de chaque année pour qu'à la fin de la durée de vie du matériel qu'on puisse avoir le prix de ce matériel

Elle est donnée par la formule:

$$A = S \times \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad \text{ou}$$

N : nombre d'année

A : versement annuel

S : somme à obtenir

i : taux d'intérêt

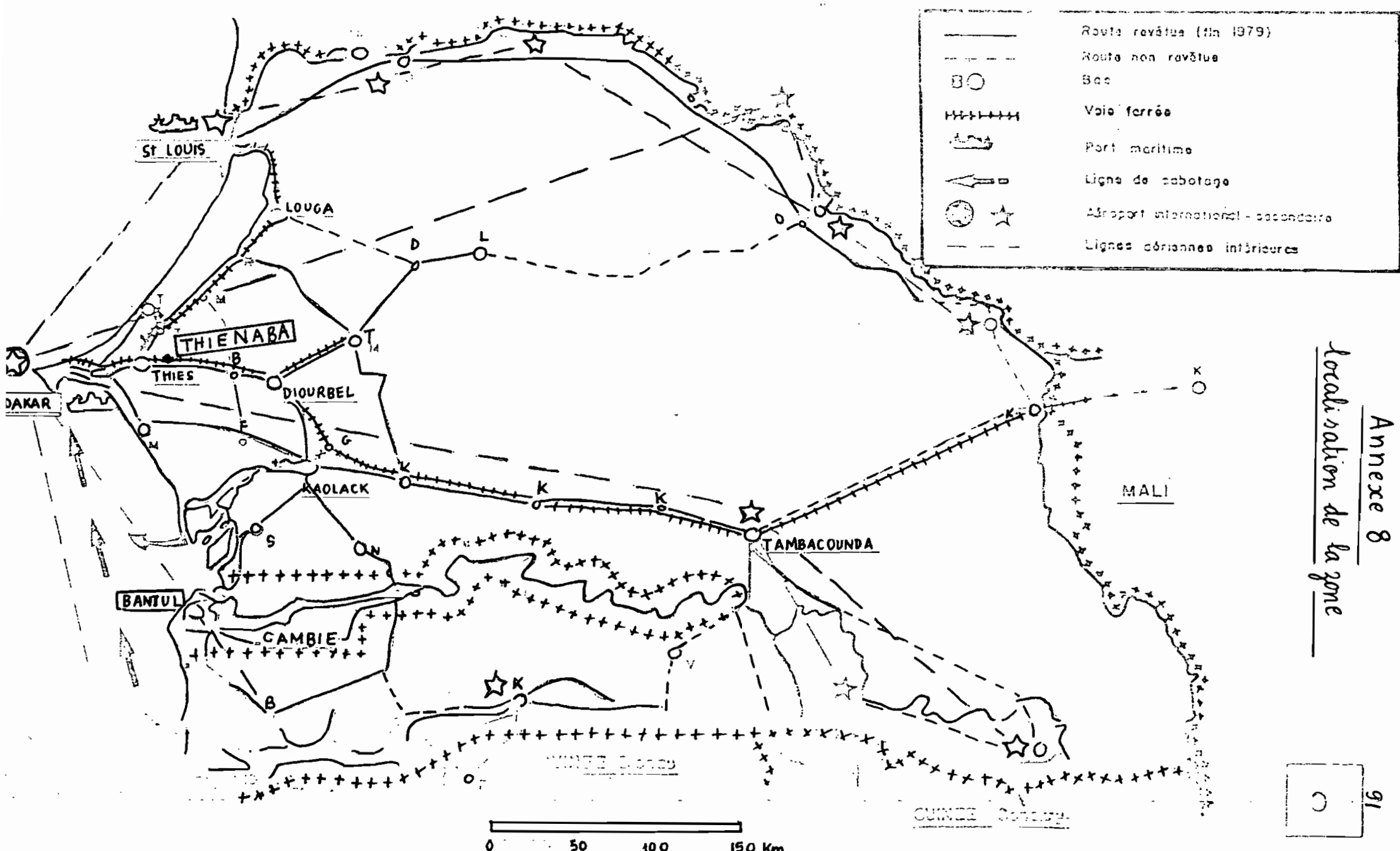
on aura pour le matériel, $N = 10$, $i = 8\%$

$$A = 338\,365$$

pour la construction: $N = 20$, $i = 8\%$

$$A = 115\,271$$

Handwritten notes at the top of the page, including the word "Annexe" and some illegible scribbles.



Annexe 8
 Localisation de la zone

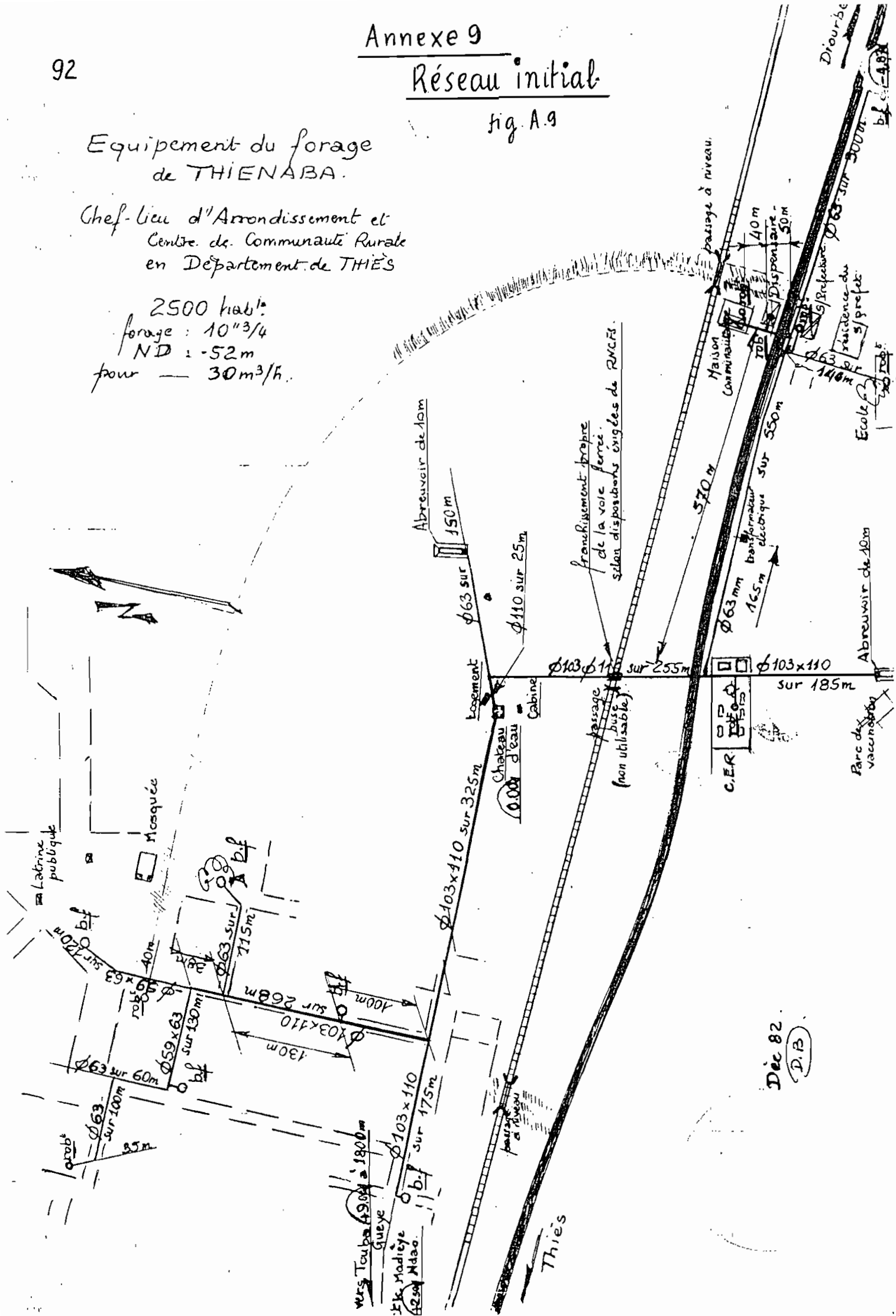
Réseau initial

fig. A.9

Equipement du forage de THIENABA.

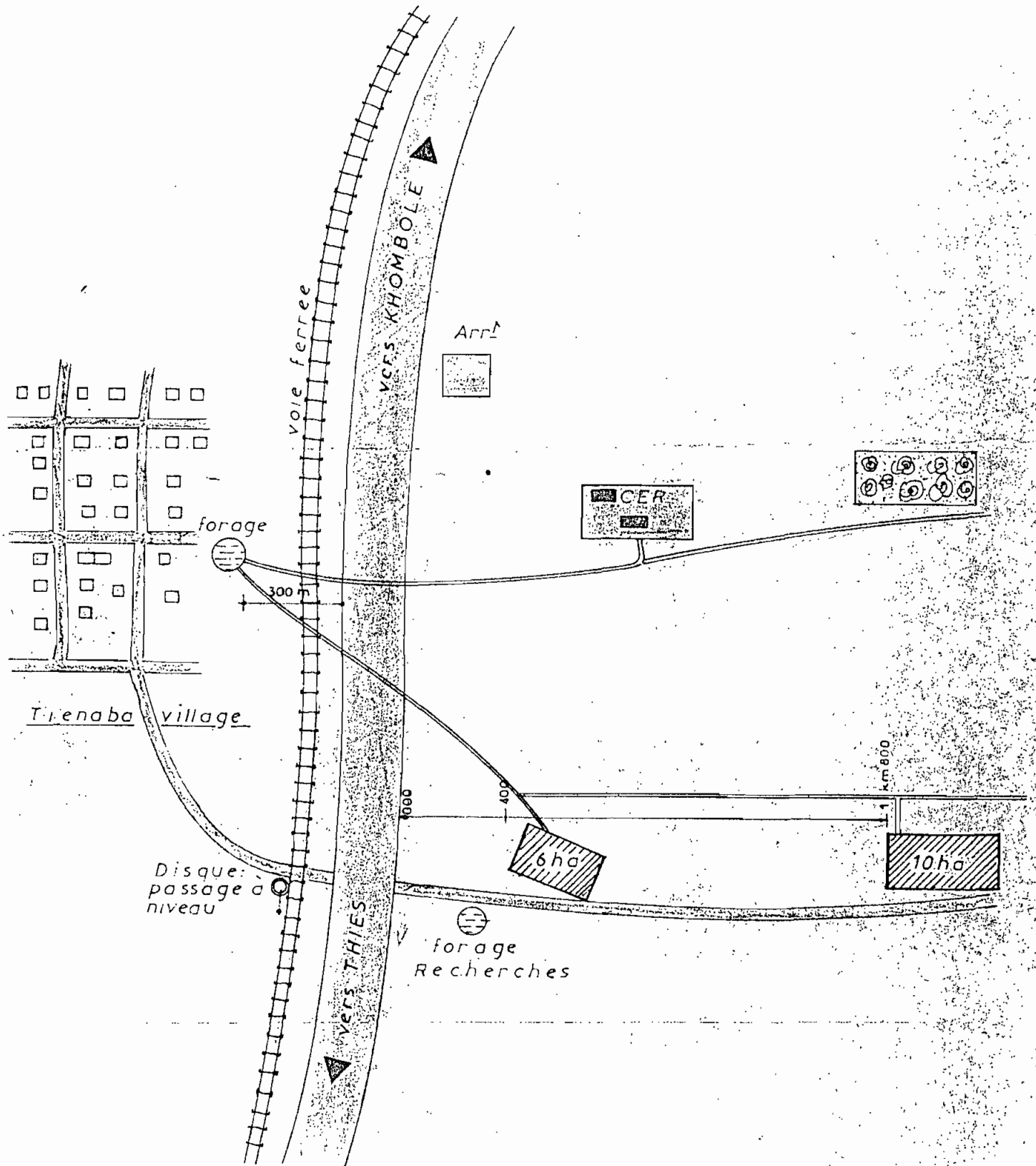
Chef-lieu d'Arrondissement et Centre de Communauté Rurale en Département de THIES

2500 hab.
forage : 10" 3/4
ND : -52m
pour — 30m³/h.



Déc 82.
D.B.

PLAN DE SITUATION
D'UN PERIMETRE
au profit d'El Hadji
Mandela FALL Cultivateur
Marai cher a Tienaba



Annexe 11NOTE RELATIVE A LA MISE EN EXPLOITATION DU FORAGEDE TIENABA ("crédit mixe Suisse")

Ce forage réalisé dans le cadre du programme "Citibank" par la SO. NA. FOR., était réceptionné le 01 octobre 1981.

Les éléments d'information mis à notre disposition pour définir au Contractant de l'équipement les caractéristiques du captage, sont les suivants :

- niveau statique	= -36,1 m
- pour débit de 15 m ³ /h, le rabattement fut de	- 6,9 m
- pour débit de 30 m ³ /h, le rabattement fut de	-14,4 m
- pour débit de 45 m ³ /h, le rabattement fut de	-24 m
- pour débit de 50 m ³ /h, le rabattement fut de	-27 m

Le détail du palier de pompage au débit de 30 m³/h fut le suivant :

- pour 2 minutes, le niveau dynamique fut de	-46,04 m
- pour 3',	-47,76 m
- pour 4',	-48,20 m
- pour 5',	-48,51 m
- pour 7',	-48,90 m
- pour 8',	-48,91 m
- pour 10',	-49,16 m
- pour 12',	-49,38 m
- pour 15',	-49,53 m
- pour 16',	-49,61 m
- pour 18',	-49,77 m
- pour 20',	-49,81 m
- pour 25',	-49,92 m
- pour 30',	-50,09 m
- pour 35',	-50,28 m
- pour 40',	-50,49 m
- pour 45',	-50,55 m

Il n'y avait donc pas eu de stabilisation du niveau dynamique.

A la remontée, le niveau statique s'établit au bout de 50 minutes, au niveau de -39,83 m. On relevait, enfin, du sable en permanence, (tâche de 3 mm).

Il fût prescrit à UNEFICO, un débit d'exploitation de 30 m³/h, pour un niveau dynamique de -52 m.

UNEFICO a traité avec "Guinard-Suisse" pour la fourniture d'une machine de 20 m³/h pour une HMT de 78 m, (S21 de Guinard avec impulseurs ; rendement hydraulique de 72 %).

La pompe est calée à -60 m ; l'électrode basse de "sécurité-manque-d'eau" est calée à -57 m, et l'électrode haute est calée à -40 m.

Le raccordement de l'armoire a été fait par un électricien de "Guinard-Suisse", son concepteur, le 10 mai, et il fût alors pompé une quinzaine de m³, sans qu'il n'ait été renseigné à quel débit unitaire, mais sans que le problème n'apparaisse.

Le Représentant à Dakar de Guinard/Deutz, (SO.F.I.C.A.) a voulu compléter le remplissage par une nouvelle intervention du 16 Mai.

- "La pompe s'est arrêtée au bout d'une dizaine de minutes. L'interruption fût de quelques secondes, puis redémarrage pendant deux minutes, et nouvel arrêt, puis redémarrage, etc..."

SO.F.I.C.A. alertait "Guinard-Suisse" dès le 16 mai après-midi, et il nous était, en effet, présenté lors d'un contrat du 26 mai, une note très détaillée du fournisseur, datée du 16 mai et parvenue à SO.F.I.C.A. le 24 mai, expliquant le fonctionnement de la "sécurité-manque-d'eau".

- "Il nous est alors précisé que lors de la prestation du 16 mai, "le vannage du débit jusqu'à 12/13 m³ h tendait à régulariser le fonctionnement, mais que l'expérience n'a pas été poursuivie afin de ménager le matériel".

A notre objection d'une défektivité éventuelle du relais principal, il nous est opposé "qu'il fonctionne normalement puisqu'il remplit bien sa fonction de sécurité aux moments du déjaugeage de la pompe, et le phénomène est bien celui-là puisqu'il s'espace lorsqu'on réduit le débit". Dont acte.

Les constatations contradictoires sont provoquées pour le 31 mai. Avec Monsieur DUMOULIN, Ingénieur de SO.F.I.C.A., et un mécanicien.

.../...

La mise en route est normale ; automatique après temporisations de une minute, tant pour le générateur, que pour la mise en charge de la pompe. Celle-ci fonctionne alors 3 minutes au débit de 17 m³/h environ. Puis se déclenche pendant 12 secondes, puis redémarre pendant 8 à 9 secondes, etc..

- Nous vasons à 5,5 bar, (il lui correspond le débit de 13,5 m³/h, et le fonctionnement est assuré pendant une bonne minute, puis arrête, redémarrage, etc...
- La vanne est alors manoeuvrée à concurrence de 6,7 bars, (pour un débit de 6 m³/h, et le fonctionnement est alors continu.
- Pour 5,7 bars, il y a, à nouveau, interruption du fonctionnement après 3 minutes environ.
- Pour 5,8 bars, auquel correspond le débit de 10 m³/h, (50 l en 18 secondes), le fonctionnement est alors continu. Observation que nous poursuivons pendant une bonne dizaine de minutes, puis nous arrêtons l'expérience.

Ce débit apparaît, en définitive, être le niveau d'exploitation possible.

Annexe 12

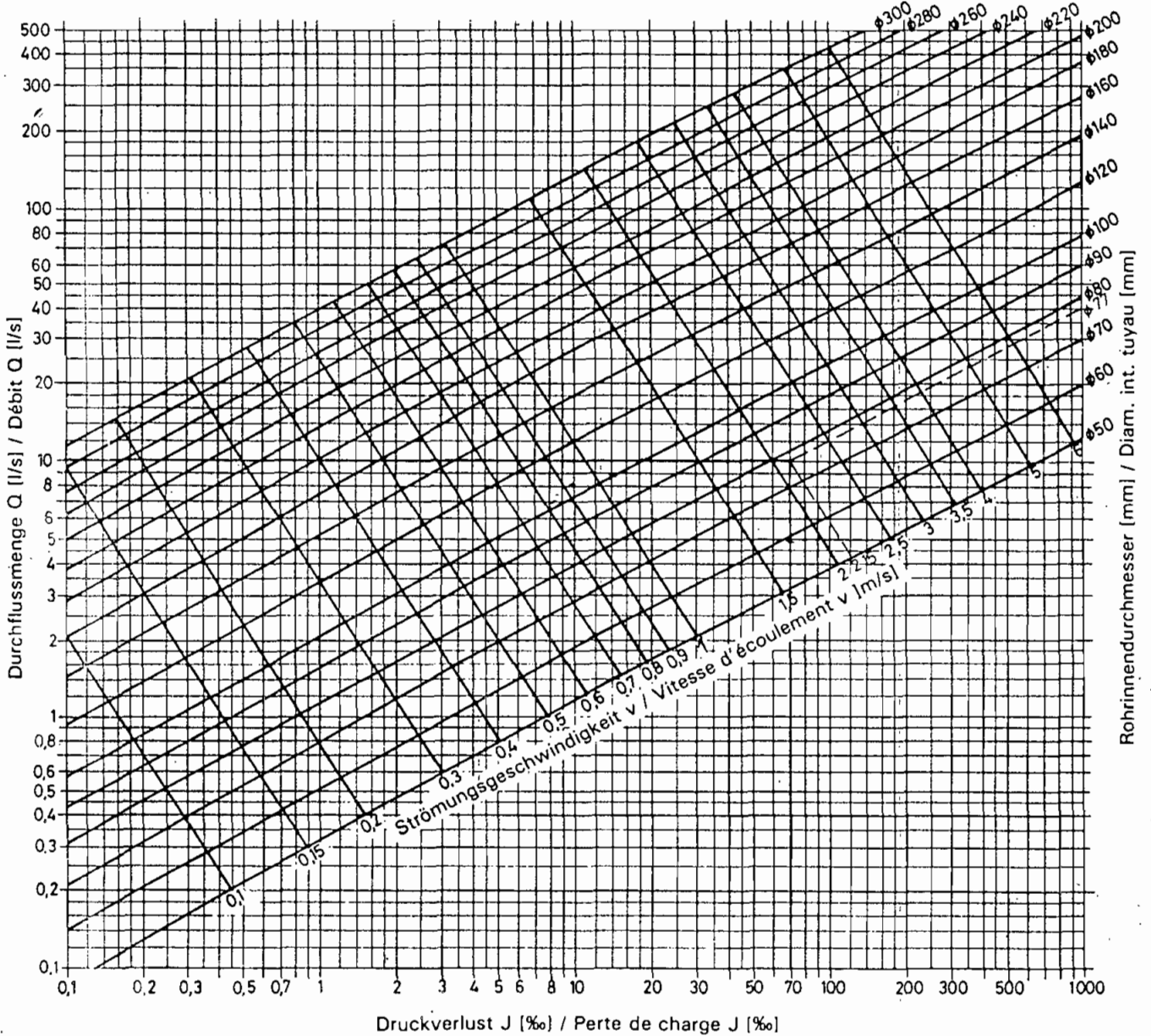
1.4.5 Nomogramm

1.4.5 Abaque

Druckverlustnomogramm für grosskalibrige JANOl en und JANOdur Druckrohre aus Polyäthyl en und uPVC

Abaque des débits pour tuyaux sous pressions JANOl en et JANOdur de gros calibres en polyéthyl ène et en uPVC

Wandrauhigkeit nach Prandtl-Colebrook / Rugosité des parois selon Prandtl-Colebrook $k_b = 0,1 \text{ mm}$



Beispiel

Gegeben: gewünschte Wassermenge $Q_{\text{min}} = 10 \text{ l/s}$
max. zulässiger Druckverlust $J = 70\%$

Gesucht: erforderlicher Rohrinnendurchmesser

Lösung: Rohrinnendurchmesser ca. 77 mm
Strömungsgeschwindigkeit $v = 2,15 \text{ m/s}$

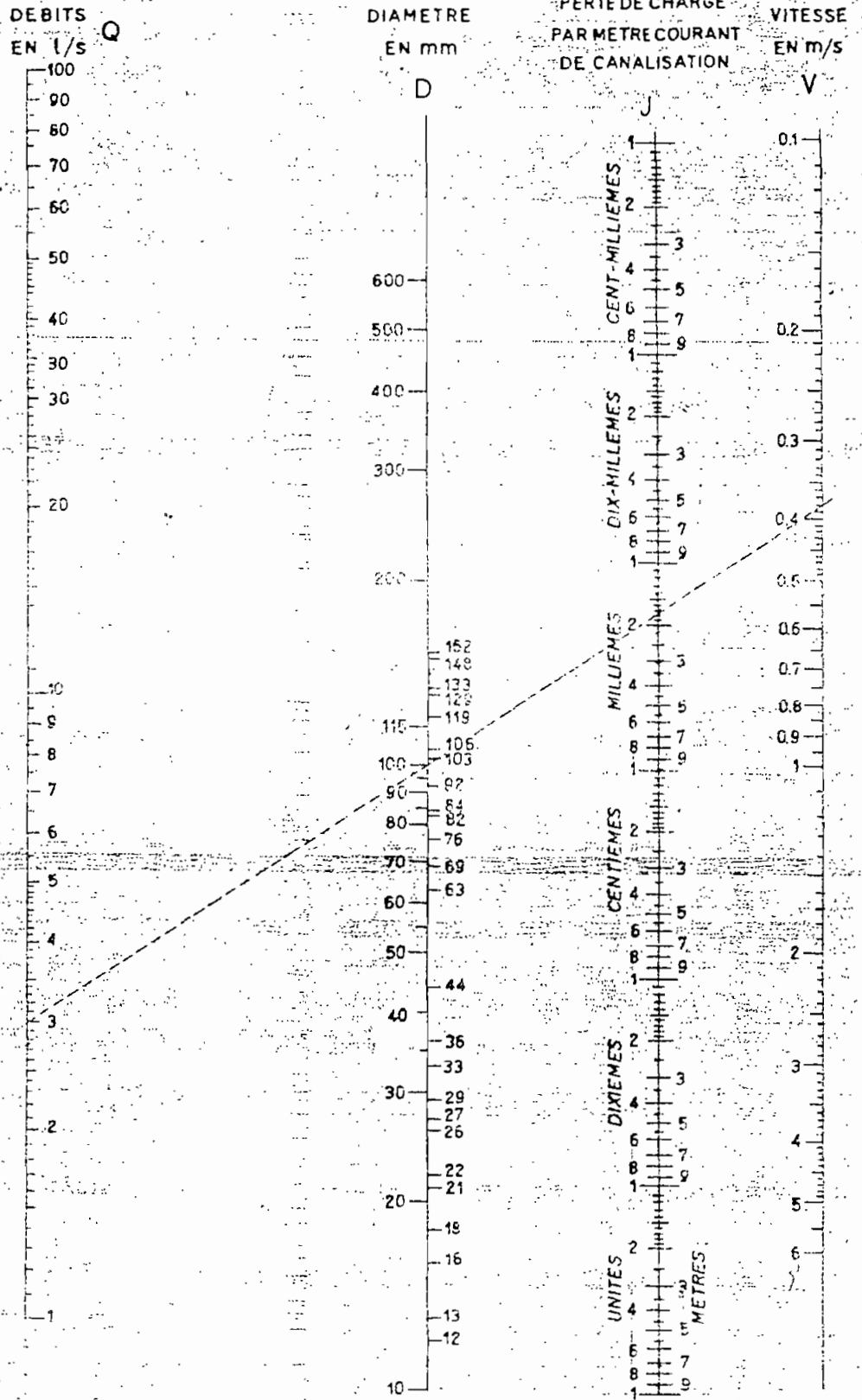
Exemple

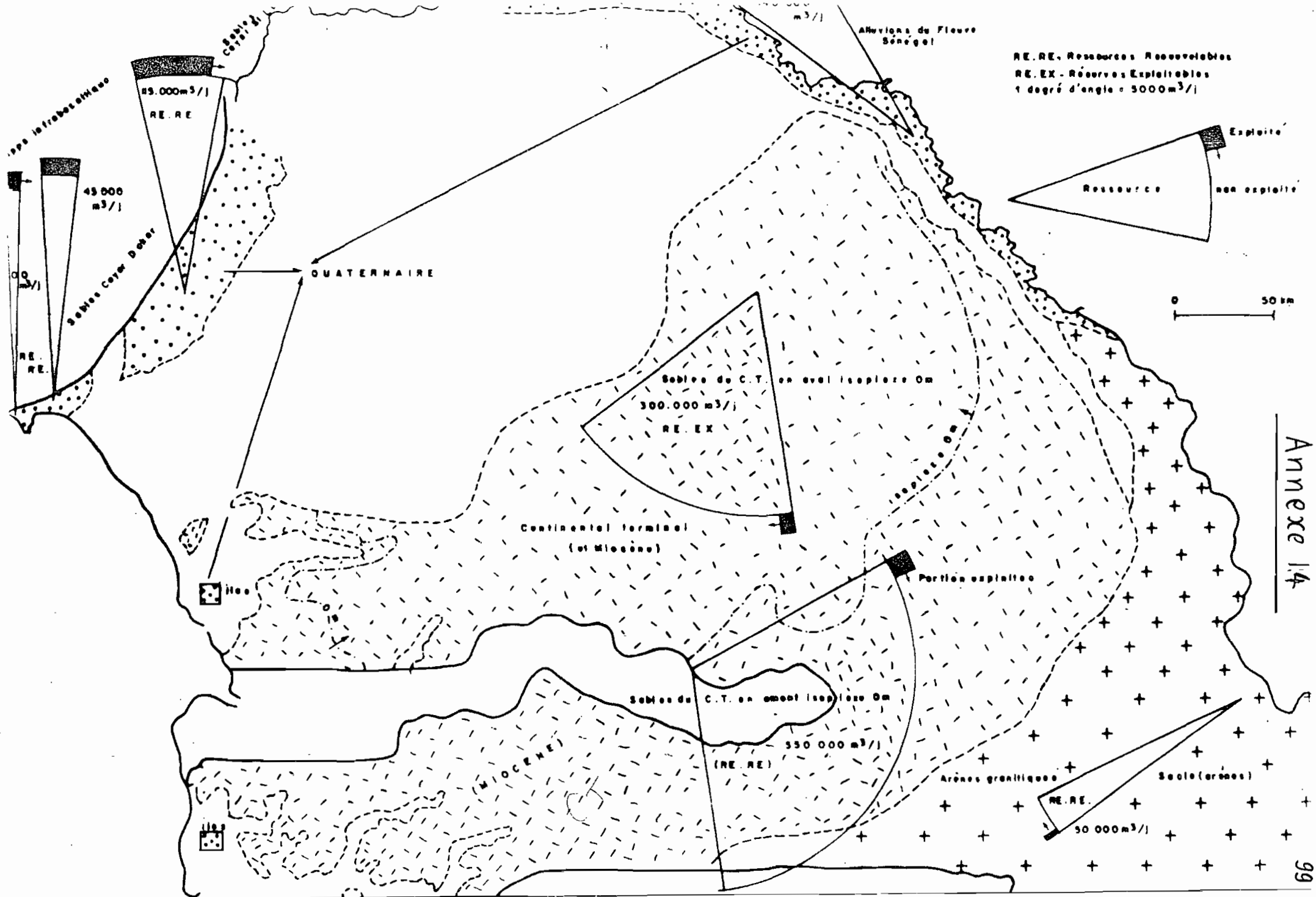
Données: Débit d'eau requis $Q_{\text{min}} = 10 \text{ l/s}$
Perte de charge max. admis. $J = 70\%$

Demande: Diam. int. du tuyau

Solution: Diam. int. du tuyau env. 77 mm
Vitesse d'écoulement $v = 2,15 \text{ m/s}$

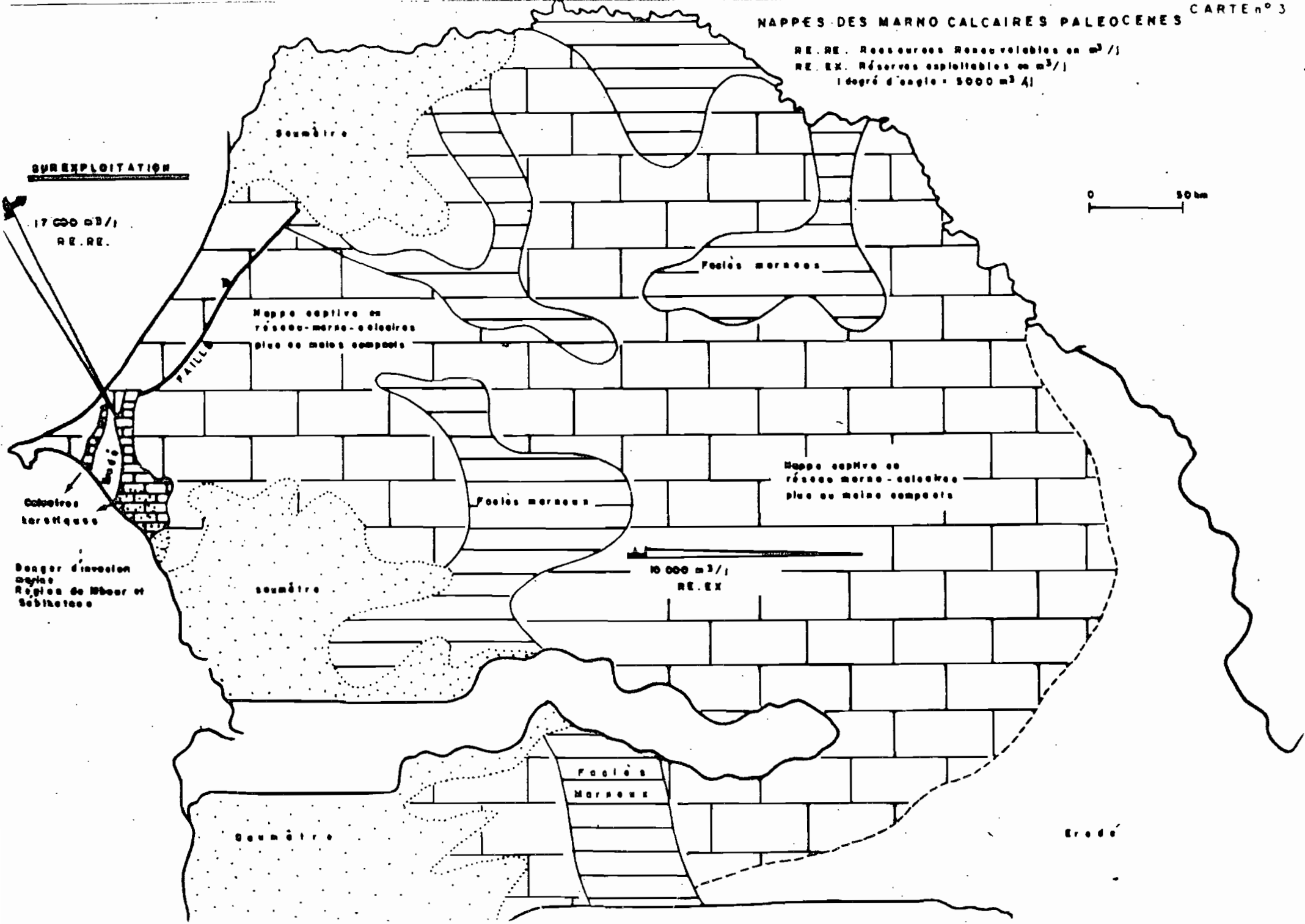
Annexe 13





Annexe 14

RE. RE. Ressources Renouvelables en m³ / j
RE. EX. Réserves exploitables en m³ / j
(degré d'angle = 5000 m³ / j)



SURREXPLOITATION

17 000 m³ / j
RE. RE.

Mappe captive en
réseau-marno-calcaires
plus ou moins compacts

Mappe captive en
réseau marno-calcaires
plus ou moins compacts

10 000 m³ / j
RE. EX

0 50 km

Calaïres
terrestres

Danger d'invasion
saline
Région de Mbour et
Sakhateou

Sourdre

Faciès marnous

Faciès marnous

Sourdre

Faciès
Marnous

Sourdre

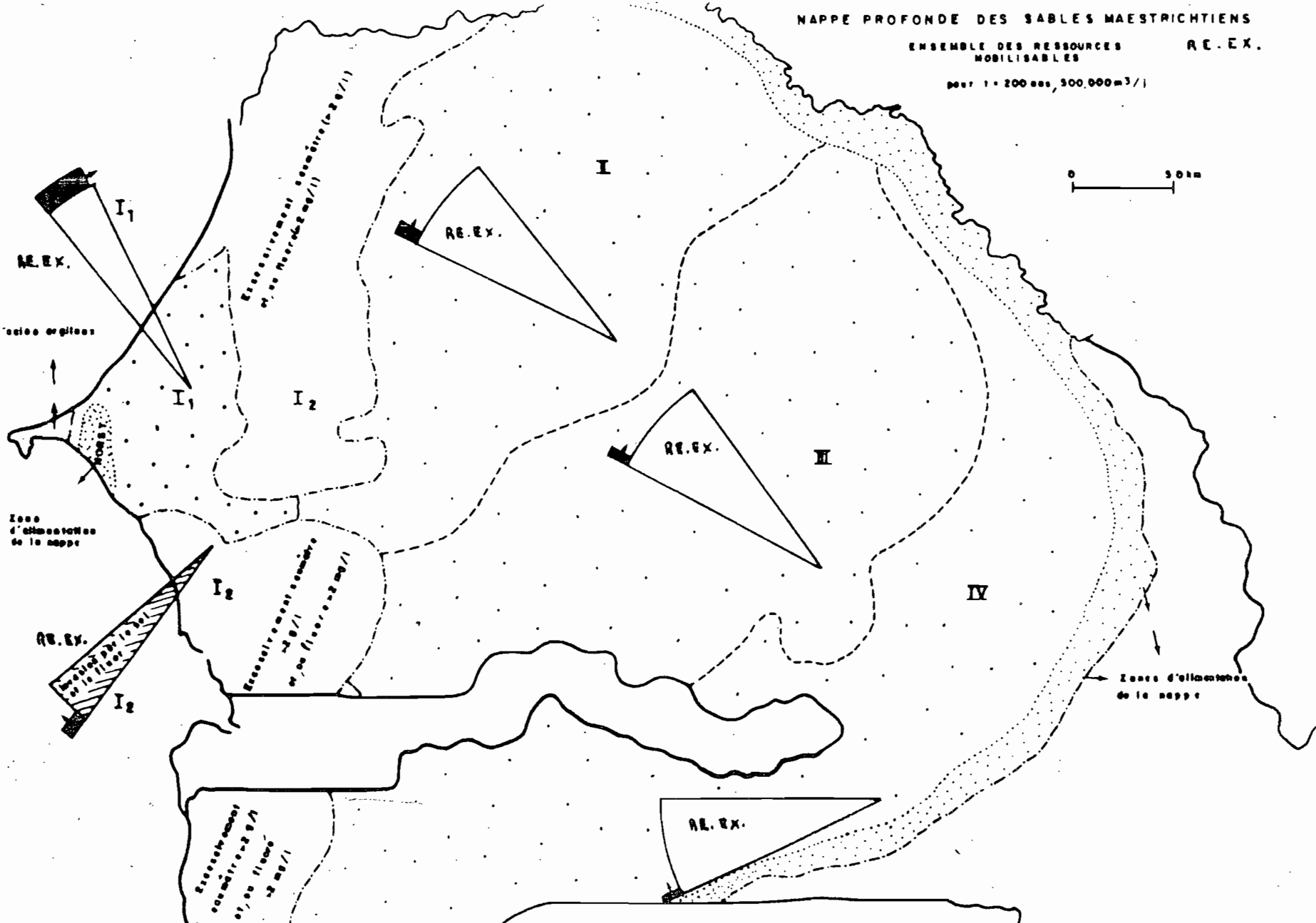
Erosé

NAPPE PROFONDE DES SABLES MAESTRICHIENS

ENSEMBLE DES RESSOURCES RE-EX. MOBILISABLES

pour 1 = 200 ans, 300.000 m³/j

4

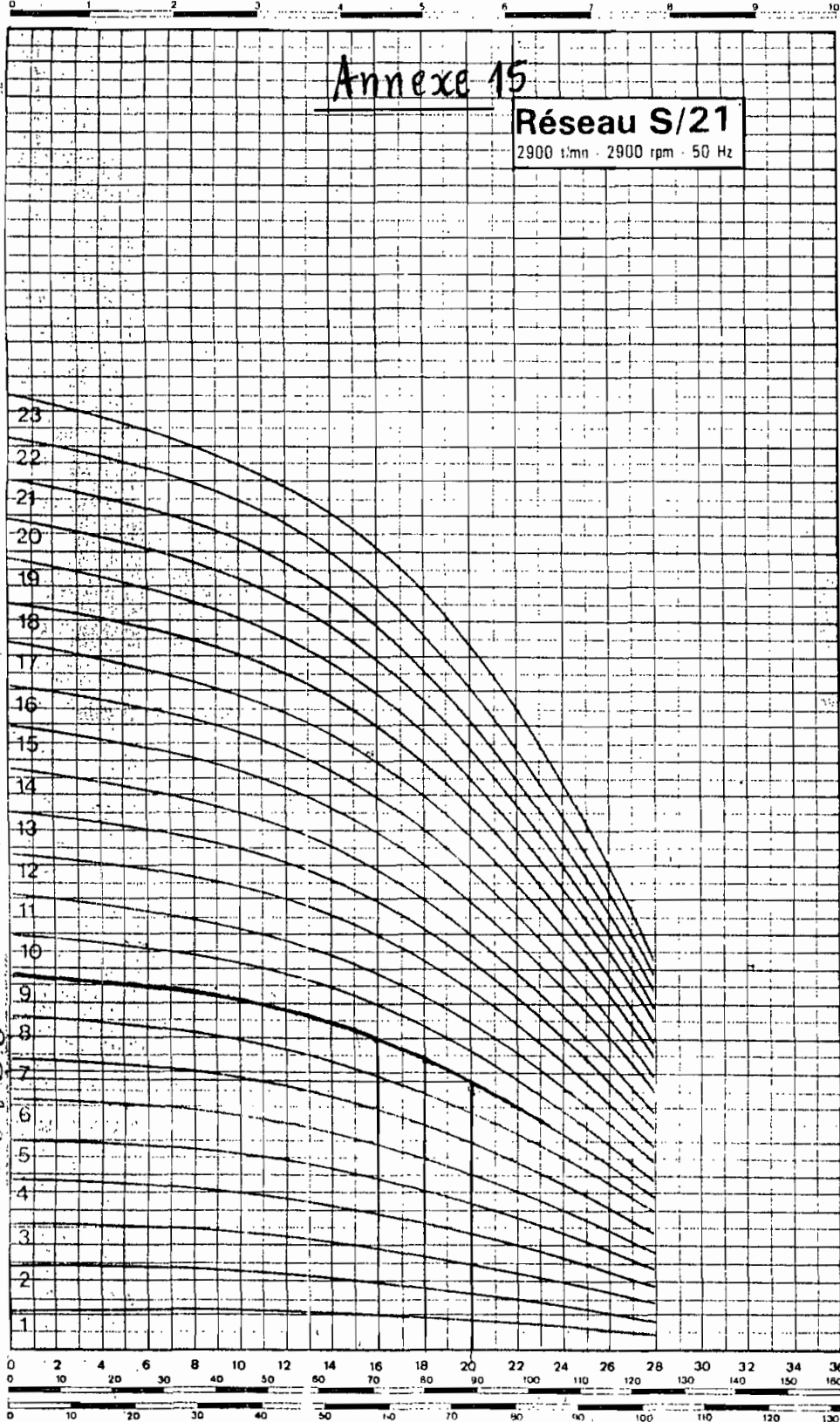


Annexe 15

Réseau S/21

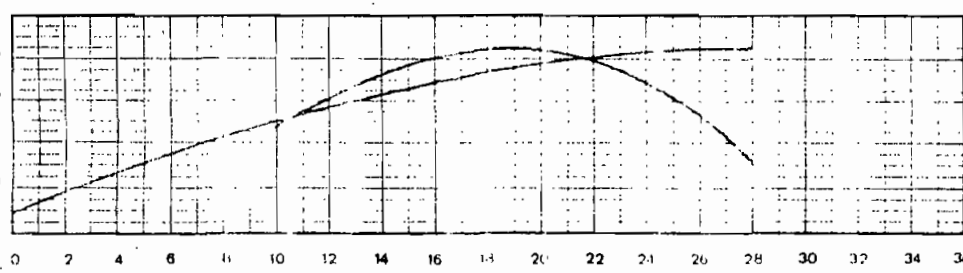
2900 t/mn - 2900 rpm - 50 Hz

HAUTEURS MANOMÉTRIQUES TOTALES en m. - TOTAL MANOMETRIC HEADS in m.



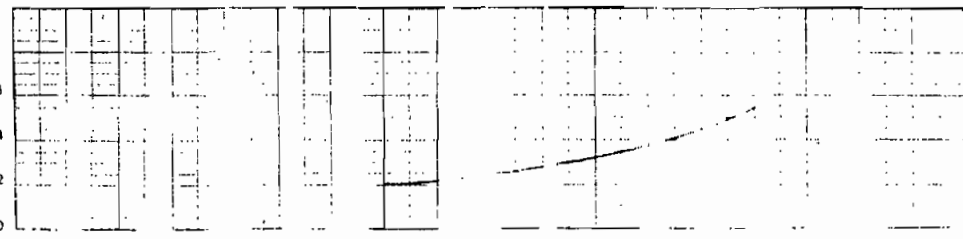
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0 FEET

Rendement hydraulique en %
Hydraulic efficiency in %



0.7
0.6
0.5
0.4
0.3

NPSH / m



8
6
4
2
0

Etage	Points
1	
2	

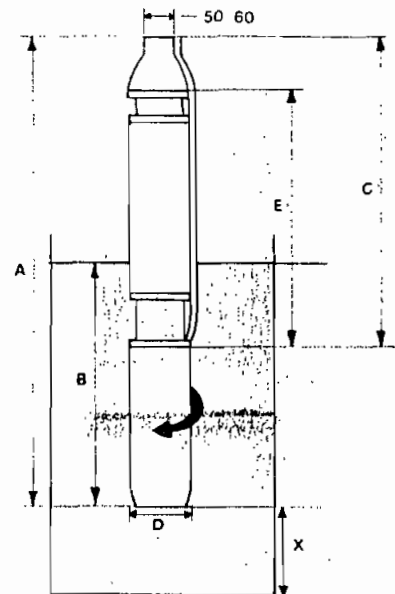
Perte de charge par clapet, voir page 103 ou page 104.
PAI 1960 53.

103

FICHE TECHNIQUE DU GROUPE type S-21

TECHNICAL DATA S-21

Type	Nombre d'étages Stage number	Puissance moteur Motor power in KW	Dimension Size		A	B	D. maxi. avec moteur max. D for			C	E	Poids Weight		
			nominal	moteur			mono tension single phase		bi tension					
							1 sortie câble 1 outlet cable	2 sorties câble 2 outlets cable	2 sorties câble 2 outlets cable					
			KW				mm	mm	mm				mm	mm
S-21	1	0,75	6	6	910	677	148	148	148	613	468	30		
	2	1,5								1010	777	613	468	35
	3	3								1320	977	723	578	46
	4	3,7								1414	1072	723	578	50
	5	4								1483	1030	833	688	62
	6	5,5								1553	1100	833	688	73
	7	7								1663		943	798	74
	8	7,5								1723	1160	943	798	80
	9	8								1944		1163	1018	82
	10	8								1944		1163	1018	82
	11	11								2104		1163	1018	98
	12	11								2159	1320	1218	1073	98
	13	13,2								2324		1384	1239	99
	14	13,2								2324		1384	1239	100
	15	15,8								2384		1384	1239	106
	16	15,8								2439	1380	1439	1294	107
	17	15,8								2604		1604	1459	108
	18	15								2674		1604	1459	116
	19	15								2674	1450	1604	1459	116
	20	16,5								2729		1659	1514	117
	21	16,5								2894		1824	1679	118
	22	18,5								2944	1500	1824	1679	123
	23	18,5								2944		1824	1679	124



à partir de 9 étages : palier intermédiaire monté avec disque anti-sable.
 From 9 stages : intermediate bracket with sand deflector.

- X = minimum = dans un tube crépiné : moteur au-dessus de la crépine.
 dans une bêche 1,5 m de la pompe
 X = minimum = in a well : motor on top of strainer.
 = in a tank : 1,5 pump

Caractéristiques moteurs Motor characteristics										
Puissance Power		Type	Rendement moteur % Efficiency		Cossinus ϕ		Id / In direct 4/4	Id / In γ / 1	Intensité nominale 4/4 Nominal amps	
KW	CV		4/4	3/4	4/4	3/4			220 V	380 V
0,75	1		67	65	0,8	0,72	4,6		3,6	2,1
1,5	2	I-4-T	72	70	0,84	0,72	5,9		6,6	3,8
3	4	»	74	74	0,88	0,82	5,3		12,1	7
3,7	5	»	74	74	0,89	0,86	5,8		15	8,6
4	5,4	V6-25-5	81	78	0,75	0,67	5	2,55	17,3	10
5,5	7,5	P/V6-25-5	83	81	0,83	0,75	5	2,55	21,4	12,5
7,5	10	V6-31-5	83	83	0,85	0,8	»	»	28	16
8	10,9	»	83	83	0,86	0,81	»	»	29	17
11	15	V6-42	85	83	0,85	0,8	5,5	»	40	23
11,8	16	P-V6-42	85	84	0,86	0,84	»	»	42,5	24,5
13,2	18	P-V6-57	85	84	0,86	0,78	5,8	3,65	47,6	27,5
15	20	V6-64	85	84	0,84	0,79	»	»	55,4	32
16,5	22,4	»	85	84	0,85	0,81	»	»	60,6	35
18,5	25	V6-69	84	83	0,85	0,77	»	»	67,5	39

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages

- A. DUPONT "Hydraulique urbaine" Tome I et Tome II
Eyrolles, Paris, 1974 (troisième édition)
- C. GOMELLA, H. GUERRE, "La distribution d'eau dans
les agglomérations urbaines et rurales"
Eyrolles, Paris, 1970
- "Le traitement des eaux de distribution"
Eyrolles, Paris, 1973
- E. G. WAGNER, J. N. LANOIX, "Approvisionnement en eau
des zones rurales et des petites
agglomérations
Organisation mondiale de la Santé,
Geneve, 1961
- A. CAUVIN, G DIDIER "Distribution d'eau dans les
agglomérations"
Eyrolles, Paris 1960

BIBLIOGRAPHIE

(suite)

Documents:

- Projet de Fin d'Etudes: "Etude du système d'alimentation d'eau de la ville de Thiès. Situation actuelle et propositions pour la prochaine décade"

Abdoulaye SENE, juin 1978

- "Rapport de l'étude des plans des bases du projet rural d'approvisionnement en eau à la République du Sénégal"

Agence Japonaise de coopération internationale, Mars 1983

"Projet d'hydraulique rurale à Longa et Casamance, Volume 1"

* BALFOURS, Ingénieurs-Conseils, Londres,

Decembre 1983

"Techniques rurales en Afrique"

B.C.E.O.M, Décembre 1969

"L'alimentation en eau dans les communautés rurales" Banque Mondiale, 1976

"Politique générale de l'Hydraulique du Sénégal"

Conseil National du 31 juillet 1982 du Parti Socialiste du Sénégal.