

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC.0168

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

**TITRE : AVANT PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE KHOMBOLE A L'HORIZON 2005**

AUTEUR : Abdou Salam KAFFO

**DIRECTEUR : Séni TAMBA
DIRECTEUR EXTERNE : Abdou DIOUF**

DATE : JUILLET 1992

TABLES DES MATIERES

	PAGES
Dédicaces.....	i
Remerciements.....	ii
Avant propos.....	iii
Sommaire.....	iv
Introduction.....	1
 1^{ère} partie: Diagnostic du système en place	
Chapitre 1 . Inventaire des installations	
existantes.....	2
1.1 Point d'approvisionnement.....	2
1.2 Conduites de refoulements et les réservoirs	2
1.3 Le réseau de distribution d'eau.....	3
Chapitre 2 . La qualité de l'eau.....	5
2.1 Caractéristiques physiques.....	5
2.1.1 La couleur.....	5
2.1.2 Saveur et odeur.....	6
2.1.3 La conductivité.....	6
2.2 Caractéristiques physico-chimiques.....	6
2.2.1 Titre hydrotimétrique et alcalimétrique.....	6
2.2.2 Concentrations limites de certains éléments.....	7

2.3	Caractéristiques biologiques.....	8
2^{ème}	partie : Planification à l'horizon 2005	
Chapitre 3	. Evaluation de la demande en eau.....	10
3.1	Méthode d'évaluation de la demande en eau.....	10
3.2	Les ressources en eau.....	11
3.3	La Consommation d'eau provenant des ressources privées.....	12
3.4	Etude démographique.....	12
3.4.1	Estimation de la population.....	12
3.4.2	Nombre d'habitants par concession.	14
3.5	Projet d'urbanisme.....	14
3.6	Développement économique.....	15
3.7	Politique d'extension du réseau.....	17
3.8	Estimation des besoins en eau.....	17
3.8.1	L'historique de la consommation en eau.....	17
3.8.2	Consommation actuelle.....	22
3.8.2.1	Consommation domestique.....	23
3.8.3	Besoins à l'horizon 2005.....	25
3.8.3.1	Besoins domestiques.....	25
3.8.3.2	Autres besoins.....	28
3.9	Le rendement.....	29
3.10	Les besoins de pointe.....	30
3.10.1	Les facteurs de pointe.....	30
3.10.2	La consommation de pointe.....	31
Chapitre 4	. Eléments techniques de l'avant projet....	32

4.1 Stockage.....	32
4.1.1 Volume de stockage.....	32
4.1.2 Réalisation de nouveaux ouvrages.....	34
4.1.3 Caractéristiques physiques du réservoir.....	35
4.1.3.1 Forme de la cuve.....	35
4.1.3.2 Dimensionnement de la cuve.....	36
4.1.3.3 Emplacement du réservoir.....	37
4.2 Le réseau de distribution.....	37
4.2.1 Ossature du réseau.....	38
4.2.2 Calcul du débit de désign.....	38
4.2.3 Simulation du réseau.....	42
4.2.3.1 Le support.....	43
4.2.3.2 Paramètres d'entrée.....	43
4.2.3.2.1 Modules des noeuds.....	43
4.2.3.2.2 Modules des conduites.....	44
4.2.3.2.3 Résultats et commentaires.....	45
4.3 Le traitement	48
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	49
BIBLIOGRAPHIE.....	50
ANNEXE 1 CARACTERISTIQUES DU FORAGE.....	52
ANNEXE 2 SCHEMA DU RESEAU EXISTANT.....	54
ANNEXE 3 RESULTATS DE L'ANALYSE DE L'EAU	55
ANNEXE 4 EVOLUTION DE LA POPULATION DE KHOMBOLE.....	56
ANNEXE 5 SCHEMA 1 DU RESEAU DE LA SIMULATION	58
ANNEXE 6 RESULTATS DE LA SIMULATION 2	59
ANNEXE 7 RESULTATS DE LA SIMULATION 1.....	69

LISTE DES TABLEAUX

	PAGES
2.1 Concentrations limites de certains éléments.....	8
2.2 Normes OMS.....	9
3.1 Données annuelles:production d'eau, cubage vendu, nombre de prises existantes et facturées.....	18
3.2 Consommation de chaque type d'abonné (année 1991).....	23
3.3 Consommations unitaires à l'an 1991.....	25
3.4 Consommations domestiques aux horizons 2000 et 2005.....	27
3.5 Les autres besoins et consommation totale.....	29
3.6 Consommations de pointe	31
3.7 Consommation des autres besoins pour chaque quartier.....	40
3.8 consommations domestiques.....	40
3.9 débits horaires maxima de chaque quartier.....	41
3.10 consommation moyenne au nœud de chaque quartier...	44

LISTES DES FIGURES

figure 1 : courbe de production d'eau et cubage vendu..	19
figure 2 : courbe du nombre de prises existantes et facturées.....	20
figure 3 : courbe du pourcentage de prises facturées....	21
figure 4 : schéma 2 du réseau proposé.....	47

DEDICACES

A mon père

A ma mère

A toute ma famille

Et à tous ceux qui me sont chers

Je dédie ce travail.

REMERCIEMENTS

L'honneur est pour nous, d'adresser nos remerciements les plus distingués à :

- Monsieur Séni TAMBA, professeur à l'EPT, pour avoir bien voulu diriger ce projet, pour ses conseils, le soutien constant et les encouragements qu'il n'a cessé de nous prodiguer tout au long de ce travail.
- Monsieur Souleymane NDIONGUE, professeur à l'EPT pour ces conseils et les précieux documents qu'il a mis à notre disposition.
- Monsieur Abdou DIOUF, ingénieur polytechnicien, M.sc.A, à la SONEES-HANN de Dakar pour sa disponibilité et ses conseils éclairés.
- Monsieur Abdou BAAL directeur régional de la SONEES de Thiès pour ses conseils.
- Monsieur SARR, chef de l'agence SONEES de Khombole pour les informations qu'il a données.

AVANT PROPOS

L'eau, indispensable à la vie, est inégalement répartie à la surface de notre planète." Aujourd'hui, plus de deux milliards d'hommes ne sont pas approvisionnés en eau potable , et le développement accéléré des agglomérations accompagnant la poussée démographique, ne peut qu'accroître la demande en eau⁽⁹⁾". Si l'eau venait à manquer et s'il fallait se rationner, la menace de la vie des êtres vivants deviendrait de plus en plus importante .C'est pourquoi une étude prévisionnelle sérieuse concernant:les ressources en eau disponibles, son captage et traitement,son stockage et sa distribution par la SONEES.

La gestion de l'eau,si elle doit faire appel à un arsenal assez identifiable de moyens financiers supplémentaires et de mobilisation de technologies de pointe,demande aussi plus d'exigence en termes de responsabilité:responsabilité des pouvoirs publics qui ne peuvent se passer des moyens juridiques et humains d'exercer leur mission de surveillance.

SOMMAIRE

Notre étude se divise en deux parties. La première partie concerne le diagnostic du système d'alimentation en place à Khombole. Il comprend l'inventaire des installations existantes et la qualité de l'eau distribuée. La deuxième partie stipule la planification à l'horizon 2005. Elle renseigne sur l'estimation des besoins en eau potable à satisfaire et les nouveaux ouvrages à mettre en place.

Au bout de notre étude, il ressort qu'à l'horizon 2005, la consommation moyenne journalière de la commune de Khombole est de $1494 \text{ m}^3/\text{j}$ et nécessite la construction d'un nouveau château d'eau de capacité 200 m^3 et un nouveau forage fonctionnant à un débit d'exploitation de $20 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour mettre au point ce rapport, on s'est appuyé sur:

-la documentation bibliographique afin d'asseoir nos connaissances en hydraulique urbaine

-des documents, cartes et plans sur la ville de Khombole, des entretiens et rencontres avec divers chefs de services régionaux à savoir:

*la SONEES (société nationale d'exploitation des eaux du Sénégal)

* les directions régionales d'urbanisme et des statistiques

*les responsables de la municipalité de Khombole.

Nous soulignons que les données de base nécessaire à cette étude ont été obtenues très difficilement .

1^{ère} PARTIE: DIAGNOSTIC DU SYSTEME EN PLACE

INTRODUCTION

L'eau, cette petite molécule encore mystérieuse aux yeux des physiciens, s'est infiltrée dans tous les domaines de notre univers. Elle est un patrimoine précieux de l'humanité et « dès qu'on manque d'eau toute logique s'enfuit ».

La consommation de l'eau s'est en effet progressivement diversifiée et aujourd'hui, l'eau est une matière première essentielle. Du fait de ce rôle primordial qu'elle porte, il résulte que la collectivité se doit d'assurer son alimentation en abondance aussi bien pour la consommation individuelle que pour la satisfaction des autres besoins privés ou publics. Cette satisfaction exige la mise en œuvre d'un système de distribution d'eau adéquat. Pour y répondre, notre investigation s'inscrit dans le but de prévenir la désuétude des équipements du réseau de distribution d'eau de la commune de Khombole à l'horizon 2005. Nous allons partir de la situation existante pour établir les besoins en eau à l'horizon 2005 et proposer les modifications techniques qui s'imposent.

CHAPITRE 1 INVENTAIRE DES INSTALLATIONS EXISTANTES

Tout système d'alimentation d'eau comporte essentiellement:

- un ensemble de captage de sources ou de nappes aquifères
- une conduite de dérivation amenant les eaux captées vers les réservoirs
- les réservoirs et le réseau de distribution d'eau.

Nous passerons en revue chacun de ses éléments.

1.1 Point d'approvisionnement

L'eau distribuée dans le réseau provient actuellement d'un seul forage de débit $63 \text{ m}^3/\text{h}$, réalisé par l'entreprise SASIF en 1964 et mise en service depuis le 15/05/69. Il est utilisé à un débit d'exploitation de $30 \text{ m}^3/\text{h}$. La pompe immergée est de marque Pleurger E6/111. Voir ANNEXE 1, pour les caractéristiques du forage.

1.2 Conduite de refoulement et les réservoirs

Toute l'eau provenant du forage par pompage est amenée par une conduite de refoulement de diamètre intérieur 100 mm, pour être stockée directement dans un seul château d'eau de capacité 200 m^3 . L'eau sort du château d'eau par l'intermédiaire d'une conduite de diamètre intérieur 100 mm et subit une dérivation à l'aide des conduites 81/90mm et 101/112mm dans le réseau

respectivement au Nord (vers les rails) et au Sud. La cote trop plein du château d'eau est à 14 m au dessus de la surface du sol alors que son radier est à 10 m.

1.3 Le réseau de distribution d'eau

Le réseau de distribution d'eau potable de Khombole est étoilé et est constitué essentiellement de conduite en PVC (polyvinyl de chlorure) de diamètre intérieur 63mm. Il comporte 33 bornes fontaines en bon état et 3 bouches d'incendie, qui n'ont jamais fonctionné depuis leur installation. L'utilisation de conduites de faible diamètre et l'emploi au paravant de l'hypochlorite de calcium pour le traitement de l'eau, favorise l'entartrage des conduites en réduisant d'avantage leur diamètre. Il s'ensuit l'obtention de basse pression dans le quartier (DVF) après les rails vers le Nord. Actuellement, l'utilisation de l'eau de javel à 40°C pour le traitement de l'eau, a mis fin à l'entartrage des conduites et a permis l'obtention de bonne pression aux points concernés.

Le réseau subit 4 à 5 interventions par an concernant la réparation des bris de conduites, d'après le responsable de l'agence SONEES de la Commune. Dans le rapport d'exploitation de la SONEES de l'année 1991, sur les 14 bris de conduites prévus, il a été constaté 5 et sur les 12 fuites sur branchements prévues, 6 fuites ont été enregistrés. De plus la longueur du réseau de distribution est de 12.553 mètres linéaires et assure pleinement la satisfaction

de la demande en eau de la Commune. Par ailleurs, le réseau traverse en trois endroits les voies ferrées et devrait subir bientôt une autre traversée des voies ferrées pour l'alimentation du quartier (DVF). Voir ANNEXE 2 pour le schéma du réseau existant.

CHAPITRE 2 LA QUALITE DE L'EAU

En ce qui concerne l'eau, on distingue deux problèmes majeurs qui sont :

- l'approvisionnement en eau
- La qualité de l'eau.

Cette qualité de l'eau est primordiale tant pour l'individu que pour l'industrie. Les qualités d'une eau potable dépendent de sa destination. L'alimentation humaine doit se satisfaire sous des conditions qui respectent les impératifs sanitaires pour des eaux présentant des compositions de nature différente. L'eau amenée aux utilisateurs urbains et ruraux doit être saine et potable, dépourvue de germes bactériens. Sur ce point, aucune tolérance ne peut être admise, mais on peut être moins exigeant pour la rendre totalement incolore ou pour l'élimination d'un léger goût de chlore.

2.1 Caractéristiques physiques

Les caractéristiques physiques de l'eau concernent essentiellement sa couleur, sa saveur et odeur ainsi que sa conductivité.

2.1.1 La Couleur

La couleur ne présente guère d'intérêt en elle-même, sinon comme susceptible, le cas échéant, de rebuter l'utilisateur. Nous notons

d'ailleurs que la belle couleur de l'eau (limpide) ne garantit pas l'absence de germes pathogènes.

2.1.2 Saveur et odeur

La saveur dépend de la qualité et de la nature des corps dissous, alors que la notion de son odeur est liée aux substances volatiles en dissolution. On se fie le plus souvent aux sens, puisque les procédés analytiques ne donnent pas satisfaction. Suite à nos constats sur le terrain, on conclut une absence de saveur et d'odeur désagréables pour l'eau consommée à Khombole.

2.1.3 Conductivité

La propriété de l'eau à conduire le courant électrique est reliée à sa concentration en sel. La conductivité d'une eau peut donc mesurer globalement toute sa minéralisation.

2.2 Caractéristiques physico-chimiques

2.2.1 Titre hydrotimétrique et alcalimétrique

La dureté totale (ou titre hydrotimétrique) d'une eau est due particulièrement à la quantité d'ion Ca^{++} et Mg^{++} qu'elle renferme. l'intérêt de sa détermination affecte les phénomènes d'entartrages et de corrosion.

C'est ainsi :

- qu'une eau trop dure (outre le fait qu'elle rend la peau sèche et la cuisson des aliments plus difficiles) devient incrustrante et entartrante. les canalisations risquent d'avoir un diamètre utile qui diminue rapidement.

- par contre une eau douce est agressive vis à vis du calcaire éventuellement déposé et corrosive vis à vis du métal de la canalisation.

L'alcalinité des eaux naturelles est due à la présence des sels d'acides faibles en particulier les bicarbonates. Elle est le pouvoir tampon de l'eau, c'est à dire son aptitude à s'opposer à une variation du ph. Le titre alcalimétrique complet (TAC) ou alcalinité totale est la teneur de l'eau en carbonates, bicarbonates, acides et neutres. Le titre alcalimétrique simple (TA), concerne les carbonates neutres. Les résultats d'analyse effectuée le 05-10-1991 par le laboratoire de chimie de la SONEES sont à l'annexe 3.

2.2.2 Concentrations limites de certains éléments

Quelque soit la source d'approvisionnement choisie, fleuve, marigot, nappe phréatique ou profonde, il sera recherché une eau ne contenant pas les éléments toxiques ou ne donnant pas un goût trop prononcé. Le tableau suivant présent la concentration limite de certains éléments.

Tableau 2.1: Concentration limites de certains éléments⁽⁶⁾

éléments	concentration (mg/l)
1.éléments toxiques	
plomb	0.1
cyanure	0.05
arsenic	0.05
mercure	0.001
chrome	0.05
2.éléments désagréables	
fer	0.3
manganèse	0.1
zinc	5.0
cuivre	1.0
magnésium	150
chlorure	600
sulfate	

2.3 Caractéristiques biologiques

" C'est l'examen crucial, du moins sur un plan négatif, car il est évident que, si toute eau, dépourvue de microbes pathogènes ne s'aurait être considérée ipso facto comme potable, l'inverse représente une vérité première dans les conceptions d'hygiène qui découlent des découvertes postérieures⁽³⁾ ".

Le chlore à l'état de trace dans l'eau est très efficace. Il agit sur les diastases indispensables à la vie des germes microbiens en les détruisant et possède de ce fait un pouvoir oxydant très grand

vis à vis des matières organiques. Le tableau ci-dessous compile les les normes de l'OMS.

Tableau 2.2 : Normes OMS

Analyses	Normes
alcalinité simple (TA)	
alcalinité totale (TAC)	< 30° F
dureté totale	< 50° F
pH	6.5 < pH < 8.5
magnésium	<150 mg/l

Les résultats de l'analyse de l'eau à l'annexe 3 respectent les prescriptions des tableaux 2.1 et 2.2 .

2^{ème} PARTIE: PLANIFICATION A L'HORIZON 2005

CHAPITRE 3 EVALUATION DE LA DEMANDE EN EAU

Les consommations en eau varient beaucoup selon les conditions locales et reflètent d'une certaine façon le niveau de vie d'une population. Dans les villes occidentales, la consommation atteint généralement 500l/hbt/j (dont 45% pour besoins domestiques, 45% pour l'industrie et le commerce, 10% pour les services publics ^(c)). Dans nos villes où les statistiques font souvent défaut, il est difficile d'établir des prévisions de demande d'eau. Le cas de Khombole est d'autant plus difficile vu le faible revenu d'une grande partie de la population par rapport au coût de l'eau amenée leur robinet. Ainsi l'utilisation des rapports annuels d'exploitation en eau de la SONEES pour la région de Thiès/Diourbel nous permettra d'estimer la consommation journalière moyenne des particuliers sans oublier les autres besoins en eau pour la commune de Khombole tout en tenant compte de l'étude démographique.

3.1 Méthode d'évaluation de la demande en eau

Dans la littérature technique, on a souvent opposé une méthode d'évaluation globale à une méthode dite analytique.

- La méthode globale consiste à dégager une évolution annuelle de la demande en eau à partir des consommations constatées dans le passé ⁽⁶⁾.

- La méthode analytique impose d'analyser séparément les

différents paramètres conditionnant la demande (population, plan d'urbanisation, activités économiques, consommation unitaire etc...)⁽⁶⁾. La prévision est un art difficile, et le fait d'utiliser une démarche analytique n'est pas en soi seule une garantie contre tout déboire. Dans cette dite étude, il faut étudier dans le temps, l'évolution de la variation de la consommation de chaque type d'abonnés. Afin d'adopter une simple méthode, notre démarche d'estimation de la demande future, consistera à tenter de dégager une éventuelle variation annuelle de la consommation domestique unitaire (consommation des abonnés particuliers plus la consommation aux bornes fontaines), à partir des données de consommation d'eau constatées dans le passé. pour les autres types d'abonnés (municipalité, commerce, administration etc...), exprimer leur consommation annuelle en pourcentage de la consommation domestique et étudier leur variation.

3.2 Les ressources en eau

La commune de Khombole est alimentée par le seul forage à pompe immergée Pleuger E6/111 qui capte la nappe éocène pour la quelle le niveau statique est à environ une dizaine de mètres de la surface du sol. La zone de l'aquifère d'éocène est favorable à des captages d'un bon débit. La commune ne dispose pas des eaux de surface.

3.3 La consommation d'eau provenant des ressources privées

Il existe, d'après les autorités de la Commune, plusieurs puits privés et publics (un par quartier). Surtout, dans le quartier Guinaw Rail(DVF) où l'utilisation de puits d'eau pour satisfaire leur alimentation est très élevée par rapport au centre ville de Khombole. Ceci s'explique par le fait que la nappe éocène est d'une accessibilité favorable (environ à 10 mètres du niveau du sol) et le faible revenu de ces habitants , rend pour une grande partie de la population, leur branchement au réseau de distribution impossible. Il est évident que l'eau distribuée par la SONEES est meilleure que celle des puits puisque l'eau reçue du réseau de distribution est traitée.Nous demandons aux autorités de la municipalité de faire une campagne de sensibilisation sur la nécessité du traitement de l'eau de puits qu'il utilise.Comme il difficile ou du moins,les données que nous disposons ,n'ayant pas permis l'évaluation de la population qui s'approvisionne aux puits d'eau,nous admettons pour fin de calcul, que La SONEES devra en tout cas fournir toute la demande en eau de la Commune.

3.4 Etude démographique

3.4.1 Estimation de la population

Les ouvrages de génie civil, prévus dans le domaine de la distribution et de la collecte des eaux en milieu urbain, doivent

être dimensionnés pour satisfaire jusqu'à la fin de la période de désign, les besoins de la population considérée^(a). Les estimations de population à long terme posent un défi à cause de l'incertitude des conditions qui existent dans les années futures.

La majorité des méthodes d'estimation des populations sont partielles en ce sens qu'elles ne peuvent décrire le comportement d'une population que pour une période relativement brève de sa croissance.

Au Sénégal, les recensements de 1976 et 1988 donnent une idée de l'évolution de la population de Khombole. Le taux de croissance annuelle est estimé à 3 % pour la commune, entre les deux recensements et devrait rester constant jusqu'à l'horizon 2005 selon les responsables du service régional de la statistique. Ce taux dépasse un peu le taux de croissance nationale (2,8 %). Il faut noter le quartier (DVF) est caractérisé par un flux migratoire d'un nombre important de personnes travaillant à l'extérieur. Sur le plan local, les mouvements migratoires concernent les villages qui se rapprochent de la commune suite aux années de sécheresse.

NOTA: (d)

Les enfants et jeunes du quartier (DVF) de moins de 21 ans représentent 74.43% de sa population.

Nous concluons par extension à population de Khombole, qu'elle est jeune. Il convient alors d'utiliser la méthode d'estimation géométrique pour l'évaluation de la population à l'an 2005.

Les données sur la population sont dans l'annexe 4.

3.4.2 Nombre d'habitants par concession

Pour pouvoir déterminer la population qui s'approvisionne à chaque point de branchement de la ville, il est nécessaire de connaître le nombre d'habitants par maison.

Le recensement effectué en 1988 donne les informations concernant le nombre de concession de la ville de Khombole.

Population 1988	Nbre de concessions	Nbre d'hbts/concession
9437	822	12

NOTA: (e)

Les enquêtes menées par la SONEES sur Dakar en février 1988 avaient attribué une moyenne de 11 habitants par branchement pour le quartier de Pikine, 14 habitants par branchement pour le secteur de Médina.

Le nombre moyen d'habitant par concession obtenu pour la ville de Khombole est acceptable et reflète la réalité selon l'avis du premier secrétaire adjoint au maire de la commune.

3.5 Projet d'urbanisation

Depuis l'année dernière, le décret N° 91-939/MUH/DUA portant approbation et rendant exécutoire le nouveau plan directeur d'urbanisme de Khombole devra être suivi pour les

nouvelles implantations dans la Commune dont le nombre est estimé à 5804 habitants à l'horizon 2005. Dans les nouvelles zones loties, il est prévu dans ce plan un nouveau marché, un abattoir, 10 réserves administratives, deux établissements scolaires primaires et un secondaire, deux stades de sport (terrain de jeu) etc...

3.6 Développement économique

D'une manière explicite, le développement économique de Khombole dépendra uniquement de l'augmentation de l'activité économique (commerce et agriculture) liés bien sur à l'accroissement démographique.

Cette commune est semi-rurale et dispose peu de services administratifs. Ce sont les activités agro-pastorales qui occupent la majorité de la population active.

Aussi, l'étude menée par le C.P.R.S (Centre de promotion et de réinsertion sociale de Khombole) sur le quartier (DVF): Guinaw Rail (pôle vivant de développement économique de la localité et éloigné du centre ville), stipule que les activités dominantes des populations sont : la forge, la menuiserie, la poterie, la maçonnerie, la confection de pagnes, et les petits commerces. La localité de Khombole étant un centre commercial d'échanges et de traiter arachidière, l'environnement socio-économique se caractérise par l'existence de nombreux marchés hebdomadaires . l'échange des produits d'activités artisanales et autres entre les villages vient compléter cet environnement économique favorable. Il est

sujet à des problèmes tels que, l'inexistence d'opportunité de crédit bancaire, l'éloignement de Dakar handicape les artisans dans la connaissance des nouvelles techniques et technologies, sans oublier le faible niveau de vie et du pouvoir d'achat de la clientèle. Pour résoudre ces problèmes, les autorités de la localité ont initié les regroupements à caractère communautaire :

- tontine : forme d'épargne individuelle où les participants sont bénéficiaires à tour de rôle (elle concerne les femmes et les hommes).

- Djamra : une forme d'épargne concernant les femmes où les produits épargnés peuvent être des objets d'utilité courante (marmites, vaisselles) ou de l'argent et les denrées d'usage fréquent.

Ainsi la création d'un premier GIE maraîchage communal et l'implantation de l'AGETIP devrait donner du travail aux jeunes et réduire l'exode rural.

Le fait que la Commune s'est doté récemment d'un plan quinquennal de développement devrait donner un espoir d'expérimenter de mutations d'ordre socio-économique. En définitif, l'analyse des activités économiques de la localité n'a pas d'incidence sur la demande future en eau. Elle témoigne que Khombole n'est pas un pôle de développement économique.

3.7 La politique d'extension

La politique d'extension du réseau de distribution d'eau de la commune devrait s'établir vers les nouvelles zones d'implantations de la population, guider par le nouveau plan directeur d'urbanisme de la ville, en tenant compte des quartiers qui ont exprimé la demande de branchement. C'est ainsi que le quartier Guinaw rail doit être concerné par cette extension. Par ailleurs, dans la région de Thies en 1991, il faut noter que le taux moyen de participation de la SONEES dans les travaux d'extension est de 54% à financement mixte.

3.8 Estimation des besoins en eau

3.8.1 L'historique de la consommation en eau

Elle devrait permettre de dégager l'évolution de la consommation en eau de chaque type d'abonnés (particuliers, maisons de commerces, municipalité etc....) et générer éventuellement une variation annuelle de chacun d'eux ou une certaine stabilisation. Les rapports annuels d'exploitation d'eau de la SONEES n'ayant pas fourni ces données historiques et détaillées, nous avons relevé les paramètres disponibles par an tels que:

- production annuelle d'eau (m³)
- le cubage vendu
- le nombre de prises existantes et facturées.

Ils sont enregistrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.1: données annuelles: production, cubage vendu, nombre de prises existantes et facturées, pertes

année	production m ³	m ³ vendu	% de perte	nbre de prises existan- tes	nombre de prises facturé	% de prises factu- rées
1982	120070	120070		154	130	84
1983	135974	135974		177	145	82
1984	146072	146072		190	154	81
1985	136168	112441	17	192	148	77
1986	131080	116752	11	200	151	76
1987	142416	150848		205	161	78
1988	152812					
1989	149733			241	158	66
1991	136252	100515	26	324	194	60

La moyenne des pertes d'eau est de : $\frac{17 + 11 + 26}{3} = 18 \%$

*courbe de la production annuelle et du
cubage vendu en eau*

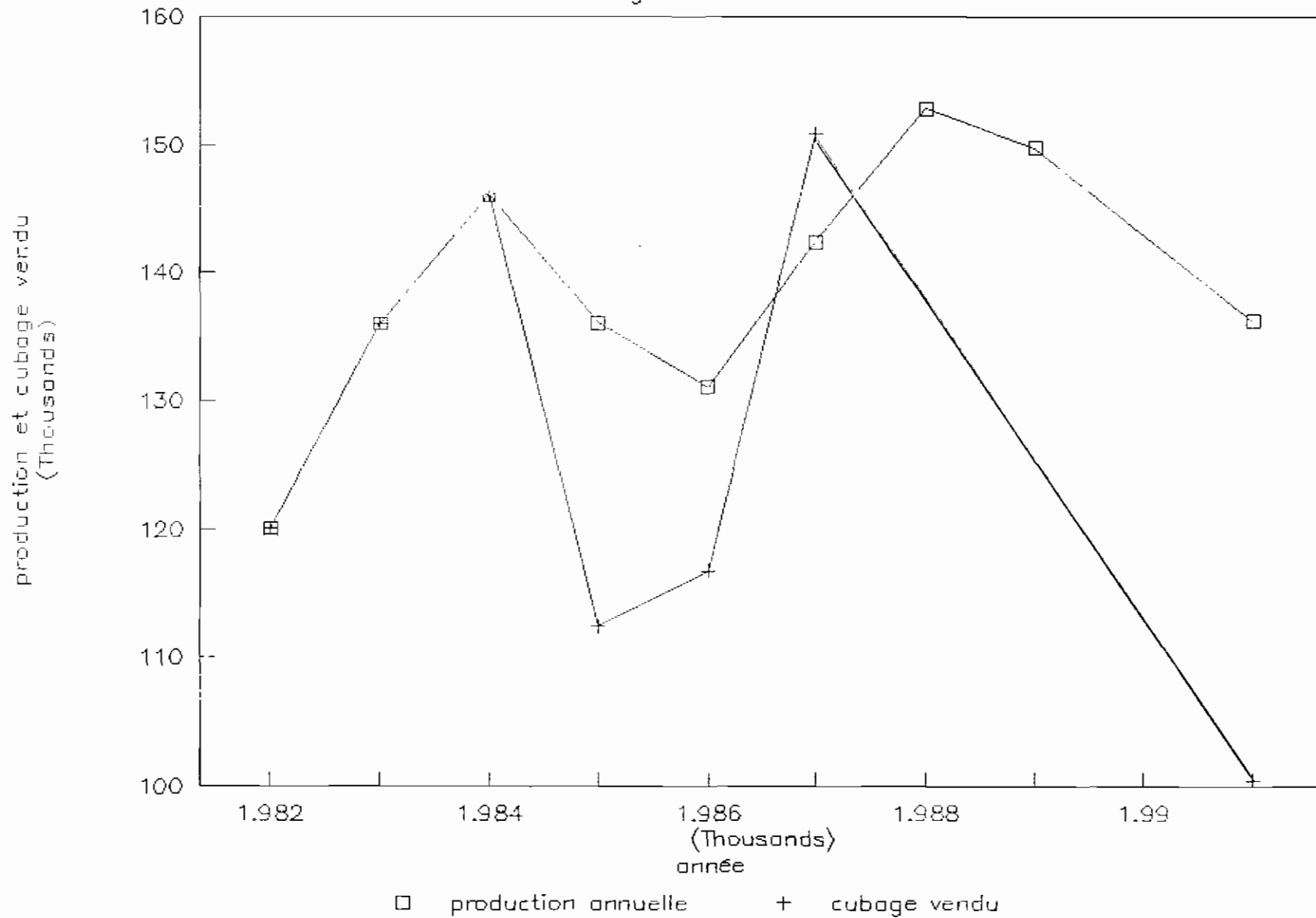


Figure 1:

courbe des nombres de prises existantes

et facturées chaque année

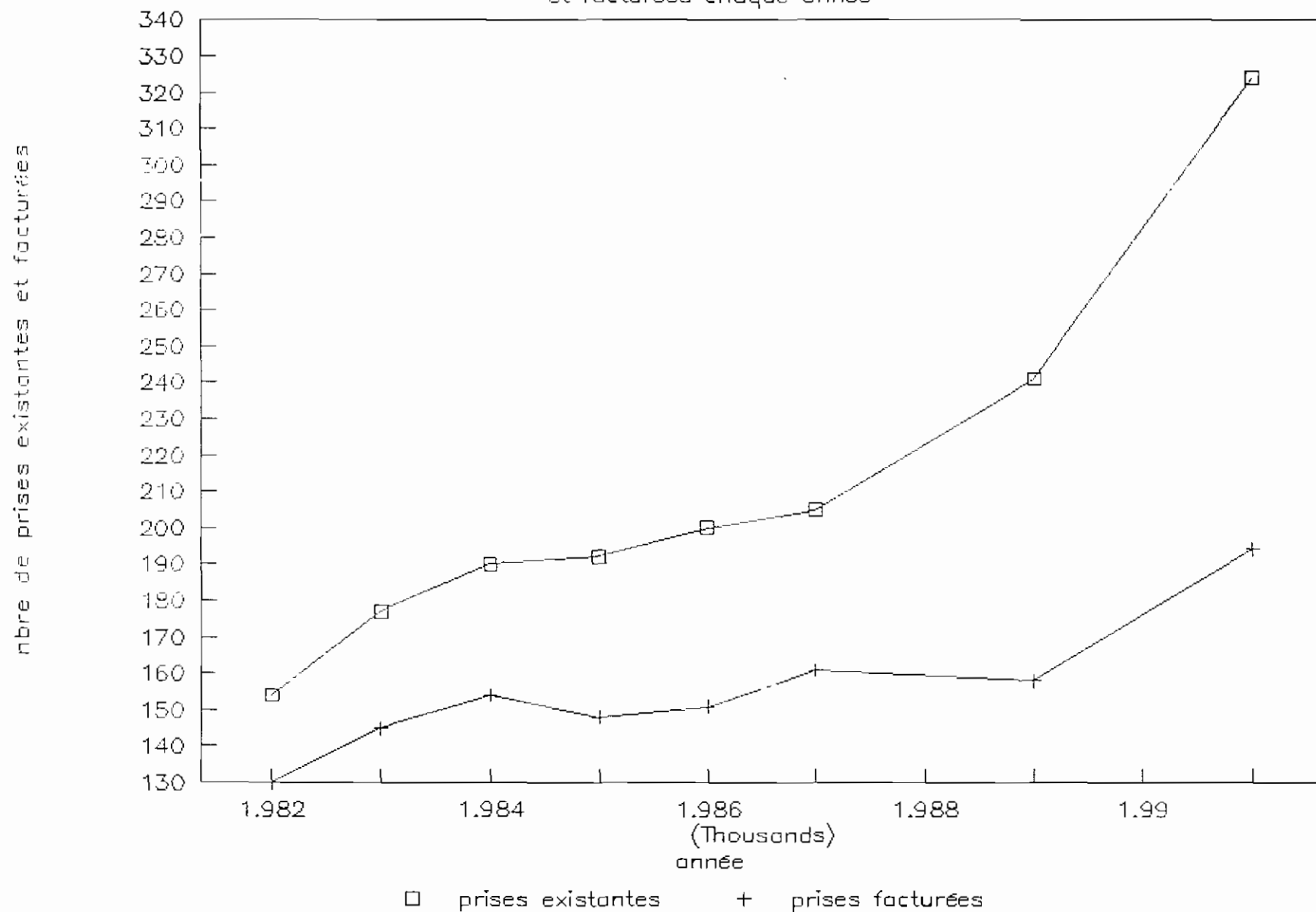


Figure 2 :

courbe du pourcentage de prises

facturées annuellement

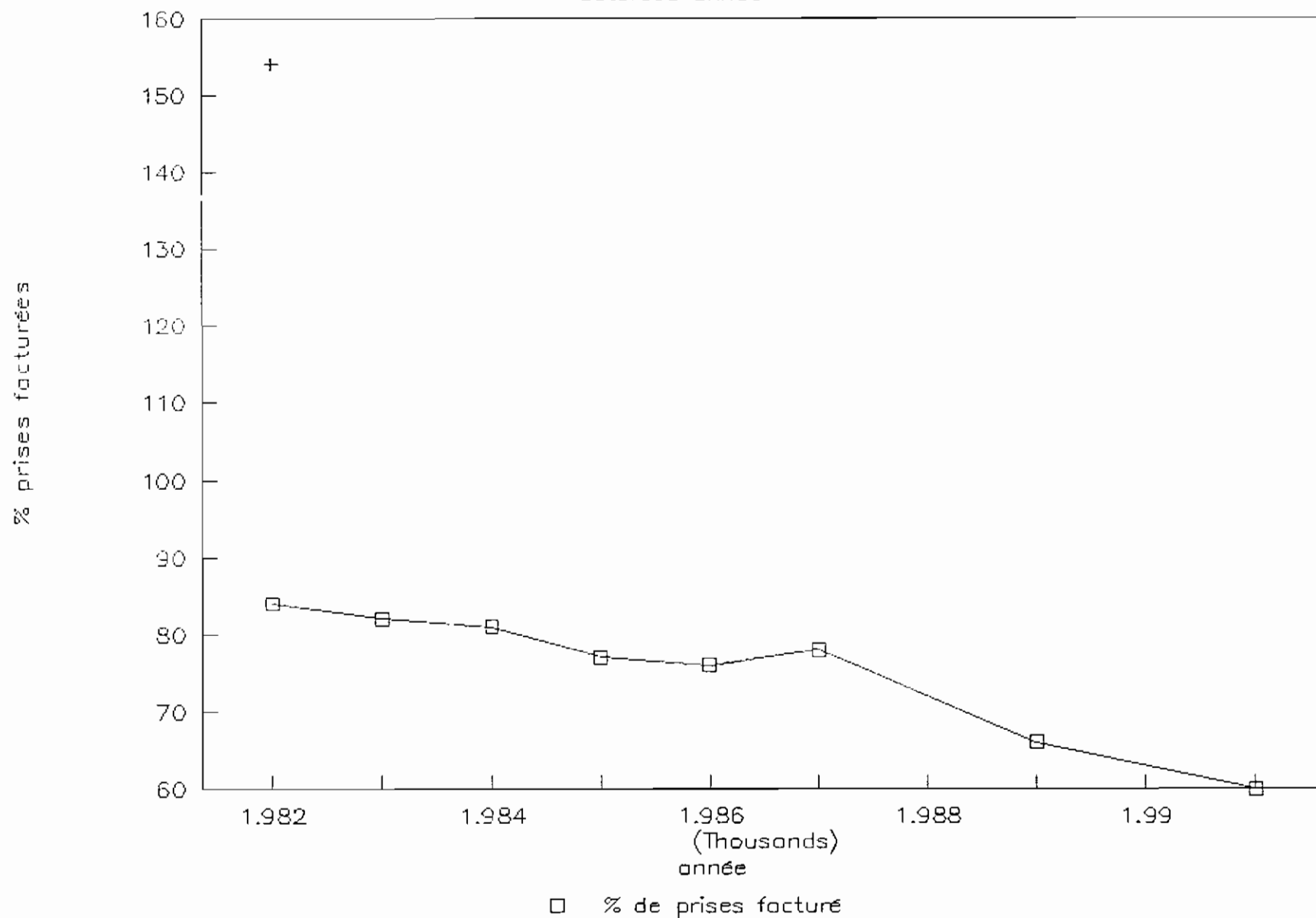


Figure 3 :

La courbe de la figure 1 ne permet pas une évaluation exhaustive de la demande future compte tenue de son caractère globale. Par contre celle de la figure 3, montre que le pourcentage du nombre de prises facturées décroît dans le temps. Donc une partie de la population branchée n'arrive pas à régler les factures de consommation d'eau. La SONEES leur coupe par conséquent l'eau.

Par ailleurs, pour l'estimation de la demande future en eau, MICHAEL OVERMAN ⁽¹⁾, s'appuyant sur les statistiques des pays développés, note que la consommation urbaine (y compris les besoins en industrie) augmente régulièrement de 1% par personne et par an. Nous considérons qu'il n'est pas exagéré d'adopter ce pourcentage pour l'évaluation de la demande future en eau. Quant au renseignement obtenu de la SONEES sur la ville de Thies: la consommation des particuliers en 1982 est de 51 L/hbt/j et subit une variation annuelle de 2 L/hbt/j. L'utilisation de cette dernière information nous conduirait à notre avis, à une surévaluation de la demande future en eau.

3.8.2 Consommation actuelle

le rapport annuel d'exploitation de la SONEES de 1991 nous renseigne sur les consommations des divers types de client par groupements économiques et sociaux des centres urbains. Ces informations sont consignées dans la tableau suivant.

C.D = consommation domestique

C.P = consommation des particuliers

B.F = consommation aux bornes fontaines

C.D = C.P+B.F

Tableau 3.2: Consommation de chaque type d'abonné
année 1991 en (m³)

types d'abonnés	consommation (m ³)	% de C.D
particuliers	30669	
bornes fontaines	8698	
administration S.	5540	14.1
établissement P.	114	0.3
commerce	4457	11.3
agriculture	157	0.4
municipalité	50451	128

Ce tableau nous montre que la consommation en eau de la commune dépasse la consommation domestique. La commune prend donc en charge le paiement de la consommation des institutions religieuses, des marchés et de la mairie elle même.

3.8.2.1 Consommation domestique

Par consommation domestique, nous entendons, la consommation unitaire par habitant branché plus la consommation unitaire par habitant non branché.

- Consommation unitaire par habitant branché

Pour les particuliers, elle est de 30669 m³ correspondant à un

nombre de prises facturées de 194.

La population branchée est de $12 \times 194 = 2328$ Habitants.

Soit un taux de raccordement de $2328/10270 = 0,227 = 23\%$.

La consommation unitaire pour les particuliers est:

$$(30669 \times 1000)/(2328 \times 365) = 36,0 \text{ L/Hbt/j.}$$

Nous remarquons que cette consommation unitaire est inférieure au minimum recommandée par l'OMS qui est de 40 L/Hbt/j. Néanmoins, elle est acceptable.

- Consommation unitaire par Habitant non branché

le nombre de bornes fontaines est 33

la consommation est de 8698 m³

La population non branchée est: $10270 - 2328 = 7942$ hbts

Soit une consommation unitaire de:

$$(8698 \times 1000)/(7942 \times 365) = 3 \text{ L/Hbt/j.}$$

La population s'alimentant par borne fontaine : $7942/33=241$ hbts

Cette faible valeur de la consommation unitaire au borne fontaine est due au fait que, suite à la privatisation des bornes fontaines, le gaspillage qui y était enregistré est fortement réduit. De plus, dans la population non branchée, il n'a pas été enlevé la fraction utilisant les puits privés qui est extrêmement difficile à évaluer car on ne connaît pas exactement le nombre d'habitants s'approvisionnant en eau par borne fontaine. A ce sujet l'OMS ne recommande pas un minimum mais un maximum (100 familles par borne fontaine soit 1200 habitants).

On a le tableau suivant qui récapitule les calculs ci-dessus:

Tableau 3.3: Consommations unitaires à l'an 1991

Année	1991
Population totale	10207
Nbre de branchement	194
Population branchée	2327
Taux de raccordement	23%
Consommation unitaire particuliers (l/hbt/j)	36
Population non branchée	7942
Consommation unitaire aux bornes fontaines (L/hbt/j)	3
Nbre d'habitants par borne fontaine	241

3.8.3 Besoins à l'horizon 2005

Le réseau d'alimentation en eau potable devra satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2005. Ces besoins sont domestiques et autres. Comme les données sur les consommations d'eau passées ne nous donnent pas une variation annuelle de la consommation de chaque type d'abonnés, nous allons nous fier à l'enquête menée par l'IGIP (bureau d'étude allemand) sur l'approvisionnement en eau potable de 11 centres urbains en 1982, pour une dotation de consommation unitaire devant servir à l'estimation des besoins aux bornes fontaines à l'horizon 2005.

3.8.3.1 Besoins domestiques

Il ressort de cette enquête de l'IGIP, que :

- La consommation moyenne unitaire par habitant non branché se

décompose comme suit:

alimentation à la borne fontaine	15 L/hbt/J
alimentation auprès des voisins	3 L/hbt/J
Total	<u>18 L/hbt/J</u>

Il faudra donc maintenir le nombre de borne fontaine à 33 à l'horizon 2005.

Par ailleurs la consommation unitaire des particuliers sera:

- à l'an 2000: $q_u = 36 (1+0,01)^9 = 39,37 = 40$ L/hbt/J
- à l'an 2005: $q_u = 36 (1+0,01)^{14} = 41,38 = 42$ L/hbt/J

Dans le but d'augmenter le taux de raccordement , la SONEES doit développer considérablement la politique de branchements sociaux. Le branchement au réseau suppose l'achat de conduite de branchement et de compteur d'eau par le client. Lorsque le branchement est ordinaire , il coûte environ 70.000 fCFA pour le client. Le branchement social est une politique pour laquelle la SONEES supporte les frais d'équipements de branchement au réseau et exige au client social une avance sur consommation de 7000 fCFA. Compte tenu du niveau de revenu faible de la population il est souhaitable d'atteindre un taux de raccordement de 70% à l'horizon 2005. Pour ce faire, les autorités de la commune, devront faire appel aux ONG (organisation non gouvernemental), de concert avec la SONEES et les populations concernées pour trouver le cadre de financement des branchements sociaux. Le nombre de branchements sociaux réalisés par la SONEES en 1991 est de 80 ,alors qu'il y était prévu 40 ^(h). Ce chiffre atteste la forte demande en

branchement social favorisé par cette politique. Pour cela nous adoptons une moyenne de 50 nouveaux branchements sociaux par an afin d'atteindre ce taux de branchement de 70% à l'horizon 2005.

Tableau 3.4: Consommations domestiques aux horizons 2000 et 2005

Année	2000	2005
population totale	13237	15241
nombre de branchements	644	894
population branchée	7728	10728
taux de raccordement	58%	70%
consommation abonnés branchés (m ³ /j)	310	451
population non branchée	5509	4573
consommation aux bornes fontaines (m ³ /j)	100	82.3
consommation domestique	410	533

Exemple de calcul :

*pour l'an 2000

Nombre de prises à l'an 2000 : $194 + 9 \times 50 = 644$

Population branchée : $12 \times 644 = 7728$ hbts

Taux de raccordement : $7728/13237 = 58\%$

Consommation des abonnés branchés: $40 \times 10^{-3} \times 7728 = 309.12 \text{ m}^3/\text{j}$
 $= 310 \text{ m}^3/\text{j}$

population non branchée : $0.32 \times 13237 = 5509$ hbts

consommation aux B.F : $18 \times 10^{-3} \times 5509 = 100 \text{ m}^3/\text{j}$

consommation domestique : $100 + 310 = 410 \text{ m}^3/\text{j}$

*pour l'an 2005

Nombre de prises existantes: $194 + 14 \times 50 = 894$.

Population branchée : $12 \times 894 = 10728$ hbts.

Taux de raccordement : $10728/15241 = 70\%$.

Consommation abonnés branchés : $42 \times 10^{-3} \times 10728 = 451 \text{ m}^3/\text{j}$.

Population non branchée : $0.3 \times 15241 = 4573$ hbts.

Consommation aux B.F : $18 \times 10^{-3} \times 4573 = 82 \text{ m}^3/\text{j}$.

Consommation domestique : $451 + 82 = 533 \text{ m}^3/\text{j}$.

3.8.3.2 Autres besoins

Les autres besoins en eau concernent:

- Les besoins des administrations et des services publics
- Les besoins de la municipalité
- Les besoins du commerce
- les besoins en agriculture.

N'ayant pas établi leur variation par faute de données, nous admettons que leurs pourcentages du tableau 3.2 s'appliquent à la consommation domestique à l'horizon 2005.

On a pour l'an 2005:

pour les administrations sénégalaises: $0.141 \times 533 = 76 \text{ m}^3/\text{j}$

pour les établissements publics : $0.003 \times 533 = 2 \text{ m}^3/\text{j}$

pour le commerce: $0.113 \times 533 = 61 \text{ m}^3/\text{j}$

pour la municipalité: $1.28 \times 533 = 683 \text{ m}^3/\text{j}$

pour l'agriculture : $0.004 \times 533 = 3 \text{ m}^3/\text{j}$

Ces valeurs de consommation en m³ par jour sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau 3.5 : autres besoins et consommation totale en (m³/jour)

ANNEE	2000	2005
Administration sénégalaise	58	76
Etablissement public	2	2
Municipalité	525	683
Commerce	47	61
Agricultures	2	3
Total	634	825

En additionnant le total du tableau 3.4 et celui du tableau 3.5 on obtient la consommation totale dans le tableau ci-dessous.

Année	2000	2005
consommation moyenne de la ville (m ³ /j)	1044	1358

3.9 Le rendement

Les pertes d'eau enregistrées dans la ville de khombole sont acceptables en moyenne de 18 %. Ceci est du d'une part, aux défauts d'étanchéité au niveau des joints de conduites , au bris de conduites , d'autre part ,le gaspillage enregistré aux bornes fontaines, est fortement réduit suite à leur privatisation.

Afin d'atteindre un rendement de 90%, il faudra une intervention rapide sur le réseau en cas de bris de conduite par

renforcement des moyens logistiques et de personnel (2 agents actuellement) .

Les pertes représentent donc 10% de la consommation toatale. La consommation moyenne journalière est donc:

à l'an 2000 $1044 \times 1.1 = 1149 \text{ m}^3/\text{j}$

à l'an 2005 $1358 \times 1.1 = 1494 \text{ m}^3/\text{j}$

3.10 Les besoins de pointe

Pour caractériser les débits maximaux, on utilise habituellement un facteur de pointe . la détermination de ces facteurs de pointe de consommation s'avère d'une grande importance dans le dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable.

3.10.1 Les facteurs de pointe

Les rapports annuels d'exploitation en eau de la SONEES n'ayant pas fourni une bonne répartition détaillée dans le temps des débits de distrubution, nous adoptons l'équation empirique connue sous le nom de la formule de Goodrich pour prévoir les pointes de consommation de diverses durées.

Si P = taux de consommaton de pointe en pourcentage de la consommation moyenne.

$t =$ jours avec $2/24 < t < 360$ jours

La formule de Goodrich est $P = 180 \times t^{-0,1}$ (a) .

Le facteur de pointe journalière = $180 \times (1)^{-0.1} = 180\% = 1.8$.

Le facteur de pointe mensuelle = $180 \times 30^{-0.1} = 130 \% = 1.3$

Pour mieux évaluer les facteurs de pointe on pourrait installer un enregistreur de pression au niveau du réservoir.

3.10.2 Consommation de pointe

Il est consigné dans le tableau ci-après les différentes consommations de pointe pour l'horizon 2005.

Tableau 3.6: Consommation de pointe en m³/jour

Année	2000	2005
consommation journalière moyenne	1149	1494
Facteur de pointe journalière	1,8	1,8
Consommation de pointe journalière	2068	2689

Chapitre 4 : ELEMENTS TECHNIQUES DU PROJET

4.1 STOCKAGE

L'eau provenant du forage doit être stockée dans des réservoirs avant distribution. Nous déterminerons ici, le volume à stocker pour l'an 2005 et les caractéristiques des réservoirs.

4.1.1 VOLUME DE STOCKAGE

Prenant en compte les fluctuations importantes de la demande en eau imputable aux variations horaires de la consommation et à la demande en incendie, le stockage de l'eau pouvant répondre aux besoins de la population doit tenir compte des prévisions de réserves suivantes :

- la réserve d'équilibre
- la réserve incendie
- les réserves d'urgence et de production.

La réserve d'équilibre est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour répondre à la demande en eau lorsqu'elle dépasse la consommation journalière maximale produite par l'usine. En règle générale, il est recommandé de prévoir l'emmagasinement d'un certain volume d'eau permettant de faire face à des événements imprévisibles tels que bris de conduites principales, panne à la station de pompage (réserve d'urgence) et bris à l'usine de production (réserve de production). Les trois types de réserves

sont:la réserve maximale (R_{max}),la réserve minimale(R_{min}) et la réserve souhaitable (R_{souh}).

Appelons:

R_E :la réserve d'équilibre

R_I :la réserve incendie

R_U :la réserve d'urgence

R_p :la réserve de production

$$R_{max} = R_E + R_I + R_U + R_p \quad , \quad R_{souh} = R_E + R_I + R_U$$

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

Nous adoptons la réserve souhaitable.

D'après les responsables de la SONEES, il est retenu en pratique, un volume de stockage de 25 % des besoins de consommation journalière moyenne. Ce qui nous donne pour:

$$\text{l'an 2000 : } R_{(souh)} = 0.25 \times 1149 = 288 \text{ m}^3$$

$$\text{l'an 2005 : } R_{(souh)} = 0,25 \times 1494 = 373,5 = 374 \text{ m}^3$$

D'après Roger Labonté^(a), le volume d'eau associé à la réserve d'équilibre représente environ 20 % du volume d'eau consommée dans la journée de consommation moyenne.On déduit que (la réserve incendie + réserve d'urgence) représente alors 5 % de la consommation journalière moyenne.

Soit un volume de : $0,05 \times 1494 = 74,7 = 75 \text{ m}^3$.

Concernant le débit incendie,les renseignements obtenus du corps national des sapeurs pompiers prévoient:

-pour des feux de maison,un débit en eau de $60 \text{ m}^3/\text{h}$
pendant 45 minutes

-pour des cases pallottes,une durée d'intervention de 30

minutes pour le même débit.

Nous retenons pour débit incendie: $Q_{inc} = 60 \text{ m}^3/\text{h}$

Le volume d'eau à stocker pour les besoins en incendie est:

$$R_I = 60 \text{ m}^3/\text{h} \times 1 \text{ h}/60 \text{ min} \times 45 \text{ min} = 45 \text{ m}^3.$$

La réserve d'urgence est de : $R_U = 75 - 45 = 30 \text{ m}^3$.

4.1.2 REALISATION DE NOUVEAUX OUVRAGES

Il s'agit de voir si le seul forage pourra satisfaire la demande journalière moyenne en eau. Si nous supposons 20 heures de pompage par jour, ce qui, de l'avis du chef de l'agence régionale de la SONEES de Thiès, est le maximum raisonnable, le seul forage actuel fournira, à débit d'exploitation de $63 \text{ m}^3/\text{h}$:

$20 \text{ h}/\text{j} \times 63 \text{ m}^3/\text{h} = 1260 \text{ m}^3/\text{jour}$. Donc ce seul forage sera insuffisant pour le captage d'eau nécessaire à la population à l'horizon 2005 où la consommation moyenne journalière est de $1494 \text{ m}^3/\text{j}$. Il faudra donc installer un second forage qui sera exploité à un débit de $20 \text{ m}^3/\text{h}$ afin de venir à bout de l'approvisionnement en eau. Ainsi si le premier forage fonctionne à un débit d'exploitation de $63 \text{ m}^3/\text{h}$, on obtiendra une production journalière de:

$$20 \text{ m}^3/\text{h} \times 20 \text{ h}/\text{j} + 63 \text{ m}^3/\text{h} \times 20 \text{ h}/\text{j} = 1660 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Concernant le stockage, il est clair que le seul château d'eau (200 m^3) sera insuffisant pour le volume d'eau à stocker à partir de l'an 2005 qui est de 374 m^3 . Il faudra donc, construire un deuxième château d'eau dont le réservoir à une capacité

200 m³. Les deux châteaux pourront répondre aux besoins de stockage à l'horizon 2005.

4.1.3 - CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU RESERVOIR

Les réservoirs en béton armé constituent le mode de construction le plus fréquent pour le stockage de l'eau. En faveur de cette option, nous pouvons noter entre autres arguments:

- le béton n'est pas sujet à la rouille
- le béton protège mieux l'eau contre les variations de température.

Nous allons définir les caractéristiques physiques du réservoir à construire.

4.1.3.1 FORME DE LA CUVE

La forme en plan à adopter pour un réservoir peut être carrée, rectangulaire, circulaire etc.. .Toute fois, pour notre réservoir, la forme circulaire est retenue pour la raison suivante:

-pour une même surface en plan, le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux;

le périmètre d'un carré de surface s est $P=4\sqrt{s}$ et celui d'un cercle est $P=3.67\sqrt{s}$, celui d'un rectangle de largeur a et de longueur $b=ka$ est $P=2(k+1)/k \times \sqrt{s} \times \sqrt{k} = \mu\sqrt{s}$

où $\mu = 2(k+1)\sqrt{k} / k$

pour k =	1	2	3	4
$\mu =$	4.00	4.23	4.61	5.00.

On conclut que la forme circulaire conduit à un périmètre le plus faible, donc la moins coûteuse, car demandant moins de béton.

4.1.3.2 DIMENSIONNEMENT DE LA CUVE

La régularisation des pressions sur le réseau de desserte doit constituer un élément essentiel dans sa conception. Ainsi les hauteurs élevées qui fourniraient dans le réseau des variations de pressions trop grandes, sont à éviter. La hauteur de l'eau dans la cuve doit être prise entre 3 et 6 mètres. Toute fois pour de grandes agglomérations, le réservoir d'eau peut présenter une hauteur d'eau de l'ordre de 7 à 8 m voire quelque fois 10 mètres.

Fonlladosa ⁽³⁾ a donné les formules ci-dessous permettant de dimensionner à priori un réservoir circulaire de volume V donné.

-diamètre intérieur de la cuve : $d=1.405 \times V^{1/3}$

-la hauteur d'eau utile : $h=0.460 \times d$

-la flèche de la coupole : $f=0.104 \times d$

-l'épaisseur maximale de la

paroi à la base (cm) : $e \text{ max}=0.207 \times d^2$

En adoptant ces formules pour le dimensionnement on a :

$$d=1.405 \times 200^{1/3}=8.22 \text{ m}$$

$$h= 0.460 \times 8.22=3.78=4 \text{ m}$$

$$f=0.104 \times 8.22=0.86 \text{ m}$$

$$e \text{ max}=0.207 \times 8.22^2=14 \text{ cm}$$

La hauteur d'eau utile dans la cuve est donc égale à 4 m.

4.1.3.3 EMPLACEMENT DU RESERVOIR

L'emplacement des réservoirs dépend de la topographie des lieux, de la nature du sous-sol. Les réservoirs sont souvent placés au centre de gravité des zones à desservir. La plupart des zones résidentielles de la commune sont plus ou moins plates et ont une altitude variant de 13m à 15m. Les deux réservoirs sont implantées aux points les plus élevés afin de favoriser le système d'alimentation par gravité (voir annexe 6 et figure4).

4.2 LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Le réseau de distribution d'eau potable constitue une infrastructure municipale de toute première importance, puisque la mise en valeur de nouveaux secteurs résidentiels et industriels est directement liée à sa faculté de faire face à l'accroissement de la demande en eau qu'elle entraîne. Le design d'un réseau exige donc que soit défini l'ensemble des conditions critiques de consommation que le réseau aura à satisfaire tout au long de sa vie utile.

4.2.1 OSSATURE DU RESEAU

La configuration d'un réseau de distribution d'eau est souvent dictée par le réseau routier. Parmi les différents types de réseaux, on distingue :

- les réseaux ramifiés ou étoilés
- les réseaux maillés.

Le réseau ramifié comme l'indique son nom a une structure d'arbre. Cette ossature présente un grave défaut : l'alimentation en eau est à sens unique de telle sorte que si un arrêt se produit sur le réseau en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouveront privées d'eau. Le réseau de distribution existant à Khombole étant étoilé offre ses inconvénients Par contre, un réseau maillé supprime cet inconvénient en assurant l'alimentation en un point de plusieurs directions. Vu que le réseau routier de la commune présente un bon raccordement entre les rues de manière à former des mailles, nous choisirons le réseau maillé pour la commune concernant la simulation du réseau.

4.2.2 CALCUL DU DEBIT DE DESIGN

Le débit de désign est le débit représentant les conditions critiques de consommation auxquelles le réseau aura à faire face. Pour cela, il est dimensionné pour ce débit qui est le maximum entre $Q_{h,max}$ et $(Q_{inc} + Q_{j,max})$ où $Q_{h,max}$ est le débit horaire maximal et $Q_{j,max}$ le débit maximal de la journée. Nous supposons pour fin de calcul

que le taux moyen de consommation durant l'heure de consommation maximale est de 150 % du taux moyen horaire de cette journée ^(a).
 Donc le débit maximal susceptible de sortir des réservoirs au moment de la pointe horaire pour un facteur de pointe journalière de 1.8 est :

$$1,8 \times 1,5 \times Q_n = 2,7 Q_n = 3 \cdot Q_n$$

où Q_n = débit horaire moyen de distribution (m^3/h).

Le débit horaire maximal total à l'an 2005 est :

$$Q_{h,max} = 3 \times 1494 \text{ m}_3/j \times 1j/24h = 186,75 = 187 \text{ m}^3/h$$

Le débit de design Q_d est le maximum entre $Q_{h,max}$ et $(Q_{j,max} + Q_{inc})$

$$Q_{j,max} + Q_{inc} = 1,8 \times 1494 \text{ m}_3/j \times 1/24 + 60 \text{ m}_3/h = 172,05 \text{ m}^3/h$$

$Q \text{ design} = 187 \text{ m}^3/h$
--

Les tableaux suivant donne les débits horaires maximum de chaque quartier. Pour évaluer ces débits, la consommation domestique de chaque quartier d'une part, a été déterminée en supposant que 70% de sa population est branchée au réseau de distribution, celle des autres besoins relatifs à chaque quartier d'autre part, est obtenue en tenant compte des infrastructures (batiments municipalité, écoles, services publics et zone de maraîchage) que comporte chacun d'eux.

%A= pourcentage des autres besoins dans chaque quartier

cons= consommation en eau correspondante en m^3/j

P.B= population branchée

P.nB= population non branchée

C.P= consommation des particuliers

C.B.F= consommation aux bornes fontaines

C.D= consommation domestique

tableau 3.7:consommation des autres besoins pour chaque quartier

Quartiers	Hanène		Keurmacodou		Ngaye		Ngandiolo	
	%A	CONS	%A	CONS	%A	CONS	%A	CONS
Adminis- tration	20	15.2	50	38	15	11.4	15	11.4
commerce	12	7.32	60	36.6	10	6.1	18	11.0
ét.publics	23	0.46	50	1	7	0.14	20	0.4
commune	10	68.3	80	546.4	5	34.2	5	34.2
agriculture	95	2.85					5	0.15
total 1		94.1		622		51.8		57.2

tableau 3.8: consommation domestique (m³/j)

quartiers	Hanène	Keur macodou	Ngaye	Ngandiolo
P.B	2980	3654	1030	3005
C.P	125.16	153.5	43.26	126.21
P. nB	1277	1566	441	1288
C. B.F	22.99	28.2	8.0	23.18
C.D	148.15	181.7	51.3	149.4

$$Q_{h,max} = 3 \times (\text{total 1} + \text{C.D})/24$$

quartiers	Hanène	Keur macodou	Ngaye	Ngandiolo
total 1	94.1	622	51.8	57.2
C.D	148.15	181.7	51.3	149.4
$Q_{h,max}$ (m ³ /h)	30.3	100.5	12.9	25.8

Le total de ces débits horaires maximaux est:

$$30.3 + 100.5 + 12.9 + 25.8 = 169.5 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Soit une différence par défaut de 17.5 m³/h par rapport au débit de design qui est 187 m³/h. Cette différence est obtenue parce que nous avons supposé un taux de raccordement de 70 % par quartier. De plus, on a les mêmes résultats en comptant le nombre de bornes fontaines par quartier. On répartit cette différence en utilisant la fraction de population de chaque quartier. Le tableau suivant donne les résultats des débits maxima de chaque quartier.

tableau 3.9 : débits horaires maxima de chaque quartier

quartiers	$Q_{h,max}$ (m ³ /h)
Hanène	35.2
Keur Macodou	106.5
N'gandiolo	30.7
N'gaye	14.6

Exemple de calcul

* pour le quartier Keur Macodou

population branchée: $0.7 \times 5220 = 3654$ hbts

consommation habitants branchés : $42 \times 10^{-3} \times 3654 = 153.5$ m³/j

population non branchée : $0.3 \times 5220 = 1566$ hbts

consommation aux B.F : $0.018 \times 1566 = 28.2$ m³/j

consommation domestique : $153.5 + 28.2 = 181.7$ m³/j

autres besoins:

municipalité : $0.8 \times 683 = 546.4$ m³/j

commerce : $0.6 \times 61 = 36.6$ m³/j

administration : $0.5 \times 76 = 38$ m³/j

établissement : $0.5 \times 2 = 1$ m³/j

public

total : 622 m³/j

$$Q_{j, \text{moy}} = 181.7 + 622 = 803.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{h, \text{max}} = 3 \times 803.7 / 24 = 100.5 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$Q_{h, \text{max}} = 100.5 + 17.5 \times 5220 / 15241 = 106.5 \text{ m}^3/\text{h}.$$

4.2.3) SIMULATION DU RESEAU

Cette simulation a pour but de voir si les diamètres des conduites existantes pourront répondre à la demande d'eau à l'horizon 2005. Dans le cas contraire, suite à une simulation adéquate de proposer les diamètres des conduites du réseau pouvant satisfaire la distribution d'eau. Il s'agit alors d'énumérer les paramètres d'entrée.

4.2.3.1) LE SUPPORT

Le logiciel WATCAD a été utilisé pour la simulation du réseau dans sa version étudiante .

4.2.3.2) PARAMETRES D'ENTREE

Les paramètres d'entrée sont les modules de nœuds et les modules de conduite.

4.2.3.2.1) MODULES DES NŒUDS

Les modules de nœuds sont:

- altitude du nœud
- consommation du nœud
- valeur imposée (valeur de l'élévation du niveau de l'eau dans le réservoir).

Notre réseau comporte 40 nœuds pour un dédit de 187 m³/h à répartir aux nœuds. La consommation moyenne par nœud est:

$$187 / 40 = 4.675 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Le tableau suivant donne les consommations moyenne par nœud de chaque quartier.

tableau 3.10: consommation moyenne au nœud de chaque quartier

quartiers	$Q_{h,max}$	nbre de nœuds	consommation au nœuds
Hanène	35.2	11	3.2
Ngandiolo	30.7	7	4.386
Ngaye	14.6	5	2.92
Keur macodou	106.5	16	6.656

4.2.3.2.2) MODULES DE CONDUITE

Les vitesses d'écoulement calculées à partir de la formule empirique de Hazen William varient en fonction du coefficient de rugosité C_{HW} . Ainsi, une conduite ayant un coefficient C_{HW} de 130, transporte à perte de charge égale, 30% plus de débit qu'une conduite ayant un coefficient de 100 ^(a). Le choix de ce coefficient est donc très important. Les facteurs qui influencent sa valeur sont:

- * matériau de la conduite
- * diamètre de la conduite (D)
- * âge et état de la conduite
- * la température.

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le coefficient C_{HW} des conduites décroît lorsque leur âge augmente. Puisque nous ne connaissons pas l'âge réel des

conduites et en se fondant sur le fait que la mise à jour du plan du réseau date de 1985, nous avons adopté les valeurs suivantes:

* conduite PVC neuve 140, ancienne 120

* conduite en fonte neuve:130, ancienne 115

Le réseau qui doit subir la simulation étant constitué de conduites artérielles, elles sont en général espacées de 1000 mètres. Pour des secteurs résidentiels de faible densité comme Khombole, un réseau maillé de conduites de 150 mm de diamètre peut s'avérer adéquat^(a). Le diamètre minimal nécessaire pour assurer la protection en incendie est de 100 mm. Il s'agit de trouver, pour le choix des diamètres de conduite, un compromis qui donnera des coûts d'investissement et d'exploitation acceptables.

4.2.3.3 RESULTATS ET COMMENTAIRES

Les conduites de distribution d'eau sont habituellement conçues de façon que des vitesses maximales de 2,5 m/s soient respectées en tout temps dans le réseau afin de réduire l'importance des phénomènes suivants :

- pertes de charge excessives associées à des vitesses trop grandes
- coup de bélier, associés à la fermeture subite d'une vanne ou au départ et à l'arrêt des pompes.

De faibles vitesses favorisent une déposition de matières solides et une éventuelle contamination bactériologique du réseau. Aussi il est souhaitable d'obtenir des vitesses comprises

entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

La pression résiduelle en tout point du réseau doit être d'au moins 14 m d'eau ^(a). Et comme dans la commune, il n'y a pas de grands édifices, une pression minimale de 12 m d'eau est souhaitée. La perte de charge admissible est de 3 m pour une longueur de conduite de 1000 m.

Une première simulation est effectuée en partant d'une part, des caractéristiques des conduites du réseau existant et en y joignant les nouvelles conduites qui sont représentées en pointillées dans le schéma 1 du réseau (voir annexe 5). Il ressort des résultats obtenus que les pertes de charges sont très élevées, les vitesses sont très bonnes mais des pressions résiduelles aux points de consommation négatives. Les diamètres des conduites existantes sont donc désuètes. D'autre part, une autre simulation est faite en augmentant les diamètres des conduites, les résultats obtenus sont à l'annexe 7. La raison de ces résultats est liée à l'emplacement du réservoir 2 dont la meilleure position est au noeud 28 et la topographie (les altitudes des nœuds ne favorisent pas l'écoulement par gravité) sans oublier la longueur trop élevée des conduites du réseau maillé. Pour améliorer les résultats, la simulation dont le schéma du réseau, montré à la figure 4 ci-dessous et tracé sur le plan directeur d'urbanisme (échelle 1/2000) de la ville, où les altitudes des nœuds sont modifiées, nous offre de bonnes pressions résiduelles et des pertes de charges acceptables, mais des vitesses inférieures à 0.1m/s aux 9 nœuds seulement.

Les résultats de cette simulation sont présentés à l'annexe 6 et sont obtenus pour des conduites en PVC de C_{HW} égal à 130 ou 120, des diamètres de conduites de 90 , 110 mm. On conclut à l'issu de tous cette simulation que0 les poses de nouvelles conduites en PVC à l'horizon 2005 devrait concerner les diamètres 93 et 117 mm afin de satisfaire la demande en eau. Les réservoirs étant de type surélevé, le réservoir 2 doit être bien élevé pour facilité l'alimentation par gravité et l'obtention de bonne pression résiduelle aux points de consommation d'eau (voir annexe 7).

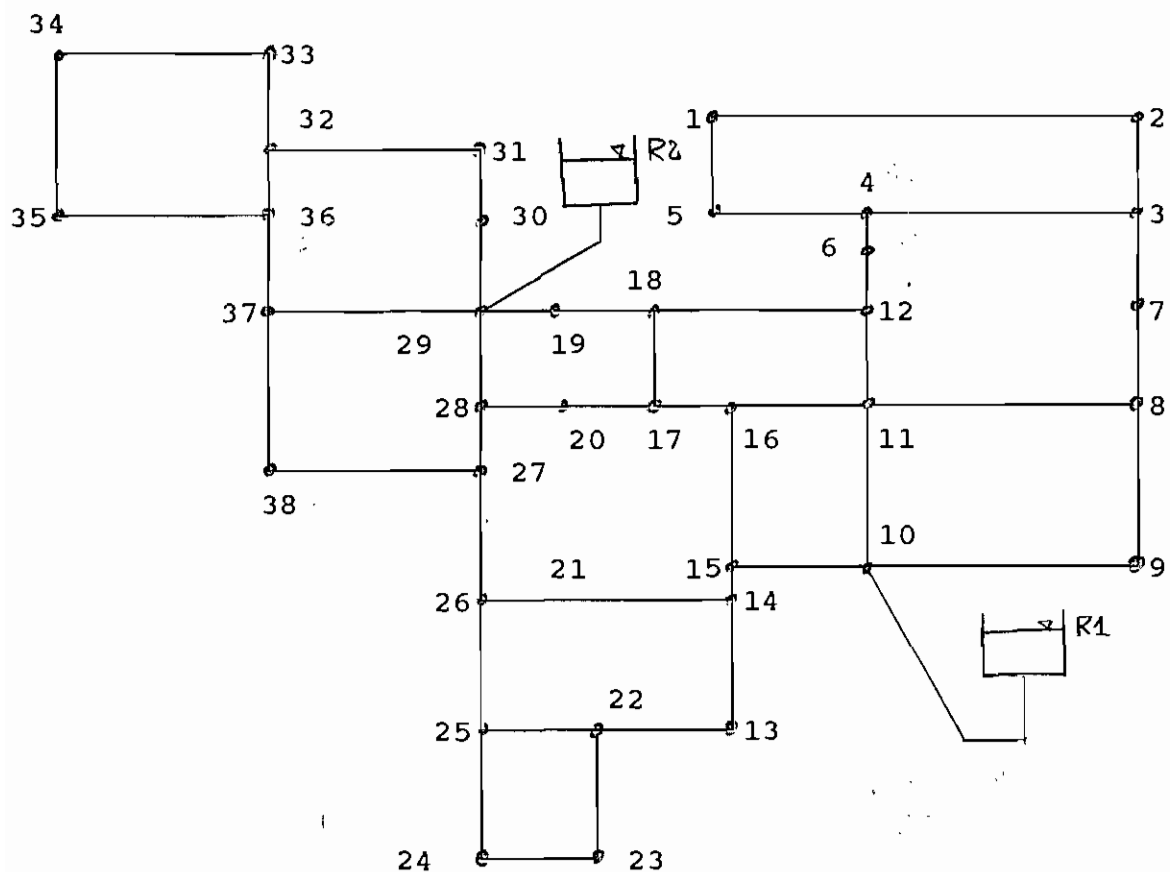


FIGURE 4: Schéma 2 du réseau proposé

4.3 Traitement de l'eau

La qualité de l'eau distribuée par le réseau d'alimentation en eau potable de la commune est acceptable. Nous proposons que l'analyse de l'eau soit effectuée chaque mois pour un meilleur contrôle de la qualité de l'eau. La pompe doseuse, permettant d'injecter l'eau de javel pour stérilisation de l'eau, initialement installée au niveau de la conduite de refoulement, doit changer de place pour être placée au niveau du réservoir.

Concernant les eaux des puits privés, il est indispensable qu'un minimum de traitement soit effectué. C'est ainsi qu'il sera versé dans un puit chaque semaine 1 litre d'eau de javel.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Il ressort des différents exposés de ce rapport, que l'étude d'un système d'alimentation en eau potable doit reposer sur une analyse détaillée des caractéristiques de la demande en eau. Cette analyse nécessite l'obtention de données sur les facteurs qui influencent la demande en eau. A ce sujet, des difficultés énormes ont été rencontrées à telle enseigne que nous n'avons pas pu faire notre étude au complet. Dans le cadre de la continuation de cette étude, nous souhaitons qu'il soit effectuée l'analyse économique détaillée des nouveaux ouvrages à mettre en place à l'horizon 2005.

A propos du travail qui a été fait, il importe de souligner, qu'à l'horizon 2005, la satisfaction de la demande en eau potable sera assurée en construisant un nouveau château de capacité 200m^3 , réaliser un nouveau forage à un débit d'exploitation de $20\text{ m}^3/\text{j}$.

Pour ce qui est de la qualité de l'eau, il ne s'agit pas de rechercher des traitements artificiels coûteux en mettant au point des normes de qualité quelquefois superflues. L'objectif doit rester la fourniture d'une eau pure, c'est à dire exempte de danger pour la santé à tel point qu'elle épargne nos populations des maladies infectieuses liées à l'eau telles que : la typhoïde, la diarrhée, la poliomyélite etc... Pour cela, nous recommandons:

- d'assurer une meilleure surveillance hygiénique au niveau des ouvrages de captage et de distribution d'eau
- effectuer périodiquement des analyses sur l'eau distribuée
- procéder au nettoyage et à la désinfection des réservoirs au moins une fois par an.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES GENERAUX

- (1) MICHAEL OVERMAN "L'eau dans le monde" Larousse, Paris, 1970
- (2) A. GEURRIN, R.C LAVAUR "Traité de béton armé, tome 4:
réservoirs-châteaux d'eau- piscines"
Dunod, Paris, 1972 (deuxième édition)
- (3) C. GOMELLA, H. GUERRE " Guide de l'alimentation en eau dans
les agglomérations urbaines et rurales" Tome 1
Eyrolles, Paris, 1985
- (4) J. RODIER " L'analyse de l'eau " Dunod, Paris
(septième édition), 1972
- (5) R.K. LINSLEY, J.B.FRANZINI " Water ressoirces engineering "
Mac Grow Hill Book Company , (troisième édition) , 1979
- (6) F. VALIRON " Momento de l'exploitant de l'eau et de
l'assainissement"
Technique et documentation (Lavoisier), Paris, 1986
- (7) A.DUPONT " Hydraulique urbaine" Tome 1 et Tome 2
Eyrolles, Paris, 1974 (troisième édition)

DOCUMENTATIONS DIVERSES

- (a) **R. LABONTE** "Hydraulique urbaine " ,notes de cours
E.P.M Montréal, (3^e édition), septembre 1987
- (b) **I. ISSAKA** " Etude de factibilité du projet d'alimentation
en eau potable du centre secondaire de Birni
N'gaouare NIGER "
Projet de fin d'études, EPT, 1989
- (c) **A. SENE** " Etude du système d'alimentation d'eau de Thies"
Projet de fin d'études, E.P.T, 1978
- (d) **C.P.R.S** (centre de promotion et de réinsertion social de
Khombole) " Plan monographie sur (DVF) Khombole" **1991**
- (e) " alimentation en eau potable de la petite côte: études de
faisabilité et d'avant projet sommaire: phase 2, rapport
intermédiaire ",SAFEGE, novembre 1989
- (f) **I. DIALLO** " avant projet d'alimentation en eau potable de
la ville de Tivaouane en 2005 "
projet de fin d'études, E.P.T , juin 1991.
- (g) **REVUE** : " la recherche :spécial l'eau "
mensuel N° 221 mai 1990
- (h) "Rapport annuel d'exploitation d'eau de la SONEES"
région de Thies, 1991

ANNEXES

ANNEXE 1: CARACTERISTIQUES DU FORAGE
ET SCHEMA DU FORAGE

AQUIFERE : éocène

PROFONDEUR TOTALE: 40.1 m

NIVEAU STATIQUE DE LA NAPPE: 9.8m

DEBIT: 63 m³ /h

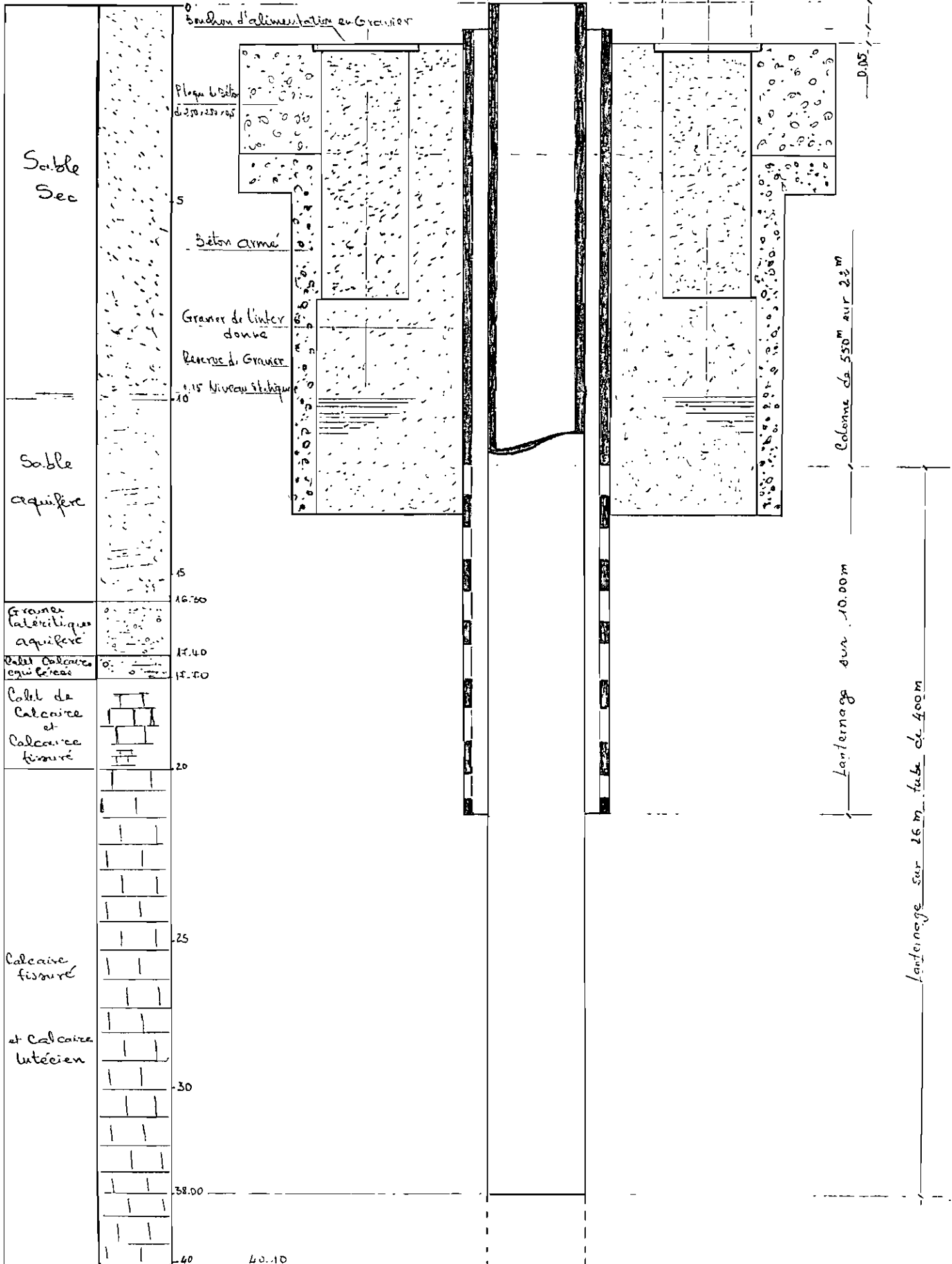
CHAMP DE POMPAGE: longueur 30.5 m

CREPINE: type NR
longueur :10,2 m
diamètre : 8

Pour ces différents paramètres caractéristiques, confert le document sur "le répertoire des forages du SENEGAL".

Coupe du forage

Couche Traversées



Forage de KHOMBOLE

ANNEXE 3 : RESULTATS DE L'ANALYSE DE L'EAU

SOCIÉTÉ NATIONALE D'EXPLOITATION DES EAUX DU SENEGAL

Région de.....**THIES**.....

Localité.....**Krombala**.....

Lieu de prélèvement **Château d'eau**

Jour de prélèvement Date. **04/10/94**

Date. **05/10/94**

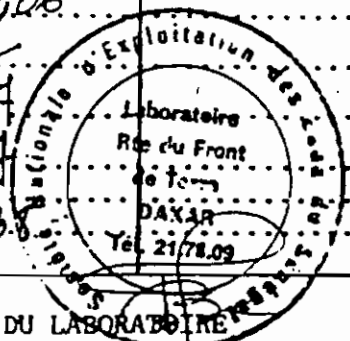
Heure.. **8h00**..

Arrivée au Labo : Heure **12h00**

Début d'analyse... **05/10/94**.....

Fin d'analyse... **06/10/94**.....

ELEMENTS	TENEURS	INTERPRETATION DES RESULTATS
Température.....		
Turbidité NTU.....	2,4	
Résistivité Ohm - Cm.....	720	
Conductivité /cm.....	1375	
PH.....	7,37	
Dureté totale (TH) ° F (degré français)	24	
Dureté calcique (TH Ca) "	23	
Dureté Magnésienne (TH Mg) "	1	
Alcalinité simple (TA) "	0	
Alcalinité complète (TAC) "	27	
Chlorures (Cl) ⁻ "	17	
Bicarbonate (HCO ₃) ⁻ mg/l	389,4	
Carbonate (CO ₃) ⁻² "	0	
Gaz carbonique (CO ₂) "	/	
Oxygène dissous (O ₂) "	/	
Fluor (F) "	0,18	
Silice - (SiO ₂) "	12	
Matières organiques (Alcalin) "	0,1	
Matières organiques (Acide) "	0,2	
Sulfate (SO ₄) ⁻⁻ "	/	
Phosphate (PO ₄) ⁻⁻⁻ "	/	
Nitrates (NO ₃) ⁻ "	18,1	
Nitrites (NO ₂) ⁻ "	0	
Ammonium (NH ₄) ⁺ "	0	
Calcium (Ca) ⁺⁺ "	32	
Magnésium (Mg) ⁺⁺ "	2,4	
Manganèse (Mn) ⁺⁺ "	/	
Fer (Fe).....	50,06	
Aluminium (Al) ⁺⁺⁺ "	/	
Sodium (Na) ⁺ "	97	
Potassium (K) ⁺ "	7	
Chlore résiduel (Cl ₂).....	688	
Résidu sec à 110°.....		



LE CHIMISTE *[Signature]*

LE CHEF DU LABORATOIRE

ANNEXE 4 :EVOLUTION DE LA POPULATION DE KHOMBOLE

Par définition, l'accroissement d'une population P est géométrique, si l'augmentation dP de cette population dans l'intervalle de temps dt est proportionnelle à la population P:

$$dP/dt = k * P \text{ où } k \text{ est le facteur de proportionnalité.}$$

Si P_n = la population de l'année n

P_0 = la population de l'année 0

r = le taux d'accroissement annuel, on a:

$$P_n = P_0(1+r)^n \text{ et } r = (P_n/P_0)^{1/n} - 1.$$

Le taux d'accroissement géométrique annuel est calculé entre les deux recensement de 1976 et 1988 où les populations sont respectivement 6730 et 9437.

$$r = (9437/6730)^{1/12} - 1 = 0.0286 = 2.86\% .$$

Ce taux est légèrement supérieur au taux d'accroissement national annuel. Le tableau suivant donne les populations des années ultérieures jusqu'à 2005.

années	population
1989	9707
1990	9985
1991	10270
2000	13237
2005	15241

Le tableau suivant donne les populations par quartier à l'an 2005

quartier	Année 1988	Année 2005
Hanène	2636	4257
Keur macodou	3232	5220
N'gandiole	2658	4293
N'gaye	911	1471
Total	9437	15241

ANNEXE 6 : RESULTATS DE LA SIMULATION 2

WATCAD Version étudiante

Heure:19:30:53

Date:07-15-92

Page: 1

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.3

JUIN 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSIVE,
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDITE
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: SIMULATION DU RESEAU DE KHOMBOLE

INFORMATIONS GENERALES *****

NOM DU FICHIER DU RESEAU_____:	PLEIN	
NOMBRE DE NOEUDS_____:	40	
NOMBRE DE CONDUITES_____:	50	
NOMBRE DE POMPES_____:	0	
NOMBRE DE CLAPETS_____:	0	
NOMBRE DE REDUCTEURS_____:	0	
TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT___:	0.0050	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM_____:	20	

ANALYSE *****

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT___:	0.0001	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS_____:	7	
CONSOMMATION TOTALE DU RESEAU_____:	-186.9999	(MCH)
DATE DE L'ANALYSE_____:	07-15-92	
HEURE DE L'ANALYSE_____:	19:22:55	

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS IMPOSEES
1 RESERVOIR1	0.00	14.50	30.00 (m)
2 RESERVOIR2	0.00	14.60	30.00 (m)
3 N1	4.00	13.80	
4 N2	3.00	13.70	
5 N3	3.00	13.60	
6 N4	5.00	14.20	
7 N5	4.00	14.00	
8 N6	3.00	14.30	
9 N7	4.00	13.55	
10 N8	4.00	13.50	
11 N9	5.00	13.45	
12 N10	15.00	13.43	
13 N11	5.00	13.40	
14 N12	5.00	13.60	
15 N13	6.00	13.20	
16 N14	4.00	13.30	
17 N15	3.00	13.40	
18 N16	6.00	13.38	
19 N17	6.00	13.36	
20 N18	10.00	13.70	
21 N19	15.00	13.85	
22 N20	5.00	13.40	
23 N21	6.00	13.28	
24 N22	6.00	13.19	
25 N23	2.00	13.05	
26 N24	3.00	12.90	
27 N25	2.00	13.08	
28 N26	5.00	13.25	
29 N27	5.00	13.20	
30 N28	4.00	13.80	
31 N29	7.00	13.90	
32 N30	6.00	13.60	
33 N31	6.00	13.50	
34 N32	4.00	13.40	
35 N33	2.00	13.30	
36 N34	3.00	13.25	
37 N35	3.00	13.20	
38 N36	2.00	13.70	
39 N37	3.00	13.80	
40 N38	3.00	13.75	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

	DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
1	RESERVOIR1	N10	130.00	250.00	150.00
2	RESERVOIR2	N29	130.00	250.00	100.00
3	N1	N2	130.00	90.00	550.00
4	N2	N3	120.00	90.00	220.00
5	N3	N4	120.00	90.00	320.00
6	N4	N5	120.00	90.00	220.00
7	N5	N1	130.00	90.00	220.00
8	N4	N6	130.00	90.00	220.00
9	N6	N12	130.00	90.00	230.00
10	N12	N11	130.00	90.00	220.00
11	N8	N7	130.00	90.00	230.00
12	N7	N3	130.00	90.00	220.00
13	N11	N10	130.00	160.00	210.00
14	N10	N9	130.00	110.00	340.00
15	N9	N8	130.00	90.00	420.00
16	N10	N15	130.00	160.00	300.00
17	N15	N16	130.00	110.00	215.00
18	N16	N11	130.00	110.00	295.00
19	N12	N18	130.00	110.00	400.00
20	N18	N17	130.00	110.00	210.00
21	N17	N16	120.00	110.00	110.00
22	N17	N20	120.00	110.00	202.00
23	N20	N28	120.00	110.00	235.00
24	N28	N29	120.00	110.00	215.00
25	N29	N19	120.00	110.00	230.00
26	N19	N18	120.00	110.00	215.00
27	N14	N15	120.00	110.00	80.00
28	N28	N27	120.00	110.00	105.00
29	N27	N26	120.00	110.00	195.00
30	N26	N21	120.00	110.00	235.00
31	N21	N14	130.00	110.00	310.00
32	N14	N13	130.00	90.00	195.00
33	N13	N22	130.00	90.00	210.00
34	N22	N25	130.00	90.00	335.00
35	N25	N26	130.00	90.00	195.00
36	N22	N23	130.00	90.00	335.00
37	N23	N24	130.00	90.00	335.00
38	N24	N25	130.00	90.00	335.00
39	N27	N28	120.00	110.00	330.00
40	N38	N37	130.00	90.00	315.00
41	N37	N29	120.00	110.00	330.00
42	N37	N36	130.00	90.00	130.00
43	N36	N32	130.00	90.00	305.00
44	N32	N31	130.00	90.00	320.00
45	N31	N30	130.00	90.00	215.00
46	N30	N29	120.00	110.00	225.00
47	N35	N34	130.00	90.00	525.00
48	N36	N35	130.00	90.00	305.00
49	N34	N33	130.00	90.00	295.00
50	N33	N32	130.00	90.00	215.00

*** RESULTATS DES DEBITS ***

	LIENS		DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	VITESSE
	NOEUD I	NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	(m/s)
1	RESERVOIR1	N10	250.0	130.	150.0	102.83	0.23	0.58
2	RESERVOIR2	N29	250.0	130.	100.0	84.17	0.11	0.48
3	N1	N2	90.0	130.	550.0	-1.91	0.08	0.08
4	N2	N3	90.0	120.	220.0	-4.91	0.20	0.21
5	N3	N4	90.0	120.	320.0	-2.07	0.06	0.09
6	N4	N5	90.0	120.	220.0	6.09	0.30	0.27
7	N5	N1	90.0	130.	220.0	2.09	0.04	0.09
8	N4	N6	90.0	130.	220.0	-13.16	1.09	0.57
9	N6	N12	90.0	130.	230.0	-16.16	1.66	0.71
10	N12	N11	90.0	130.	220.0	-14.38	1.28	0.63
11	N8	N7	90.0	130.	230.0	9.84	0.66	0.43
12	N7	N3	90.0	130.	220.0	5.84	0.24	0.26
13	N11	N10	160.0	130.	210.0	-32.01	0.33	0.44
14	N10	N9	110.0	130.	340.0	18.84	1.23	0.55
15	N9	N8	90.0	130.	420.0	13.84	2.28	0.60
16	N10	N15	160.0	130.	300.0	36.98	0.61	0.51
17	N15	N16	110.0	130.	215.0	9.66	0.23	0.28
18	N16	N11	110.0	130.	295.0	-12.63	0.51	0.37
19	N12	N18	110.0	130.	400.0	-6.78	0.22	0.20
20	N18	N17	110.0	130.	210.0	-9.21	0.20	0.27
21	N17	N16	110.0	120.	110.0	-16.29	0.35	0.48
22	N17	N20	110.0	120.	202.0	1.08	0.00	0.03
23	N20	N28	110.0	120.	235.0	-3.92	0.05	0.11
24	N28	N29	110.0	120.	215.0	-22.60	1.26	0.66
25	N29	N19	110.0	120.	230.0	22.57	1.35	0.66
26	N19	N18	110.0	120.	215.0	7.57	0.17	0.22
27	N14	N15	110.0	120.	80.0	-24.32	0.54	0.71
28	N28	N27	110.0	120.	105.0	9.54	0.12	0.28
29	N27	N26	110.0	120.	195.0	9.68	0.24	0.28
30	N26	N21	110.0	120.	235.0	-3.44	0.04	0.10
31	N21	N14	110.0	130.	310.0	-9.44	0.31	0.28
32	N14	N13	90.0	130.	195.0	10.88	0.68	0.47
33	N13	N22	90.0	130.	210.0	4.88	0.16	0.21
34	N22	N25	90.0	130.	335.0	-2.80	0.09	0.12
35	N25	N26	90.0	130.	195.0	-8.12	0.39	0.35
36	N22	N23	90.0	130.	335.0	1.68	0.04	0.07
37	N23	N24	90.0	130.	335.0	-0.32	0.00	0.01
38	N24	N25	90.0	130.	335.0	-3.32	0.13	0.14
39	N27	N28	110.0	120.	330.0	-5.14	0.12	0.15
40	N38	N37	90.0	130.	315.0	-3.00	0.10	0.13
41	N37	N29	110.0	120.	330.0	-15.94	1.01	0.47
42	N37	N36	90.0	130.	130.0	9.94	0.38	0.43
43	N36	N32	90.0	130.	305.0	3.48	0.13	0.15
44	N32	N31	90.0	130.	320.0	-4.06	0.18	0.18
45	N31	N30	90.0	130.	215.0	-10.06	0.64	0.44
46	N30	N29	110.0	120.	225.0	-16.06	0.70	0.47
47	N35	N34	90.0	130.	525.0	1.47	0.04	0.06
48	N36	N35	90.0	130.	305.0	4.47	0.20	0.20
49	N34	N33	90.0	130.	295.0	-1.53	0.03	0.07
50	N33	N32	90.0	130.	215.0	-3.53	0.09	0.15

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)	PRESSION (kPa)
1 RESERVOIR1	-102.83	14.50	30.00	152.05
2 RESERVOIR2	-84.17	14.60	30.00	151.07
3 N1	4.00	13.80	25.08	110.67
4 N2	3.00	13.70	25.16	112.39
5 N3	3.00	13.60	25.36	115.36
6 N4	5.00	14.20	25.42	110.06
7 N5	4.00	14.00	25.12	109.06
8 N6	3.00	14.30	26.50	119.73
9 N7	4.00	13.55	25.60	118.22
10 N8	4.00	13.50	26.26	125.22
11 N9	5.00	13.45	28.54	148.05
12 N10	15.00	13.43	29.77	160.29
13 N11	5.00	13.40	29.44	157.39
14 N12	5.00	13.60	28.16	142.88
15 N13	6.00	13.20	27.95	144.67
16 N14	4.00	13.30	28.62	150.33
17 N15	3.00	13.40	29.16	154.62
18 N16	6.00	13.38	28.94	152.60
19 N17	6.00	13.36	28.58	149.34
20 N18	10.00	13.70	28.38	144.03
21 N19	15.00	13.85	28.55	144.19
22 N20	5.00	13.40	28.58	148.91
23 N21	6.00	13.28	28.31	147.47
24 N22	6.00	13.19	27.78	143.15
25 N23	2.00	13.05	27.75	144.16
26 N24	3.00	12.90	27.75	145.65
27 N25	2.00	13.08	27.88	145.15
28 N26	5.00	13.25	28.27	147.35
29 N27	5.00	13.20	28.51	150.18
30 N28	4.00	13.80	28.63	145.51
31 N29	7.00	13.90	29.89	156.90
32 N30	6.00	13.60	29.19	152.97
33 N31	6.00	13.50	28.55	147.63
34 N32	4.00	13.40	28.37	146.85
35 N33	2.00	13.30	28.28	146.92
36 N34	3.00	13.25	28.25	147.15
37 N35	3.00	13.20	28.29	148.07
38 N36	2.00	13.70	28.50	145.17
39 N37	3.00	13.80	28.88	147.93
40 N38	3.00	13.75	28.78	147.44

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.3

JUN 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSIVE,
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDITE
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: SIMULATION DU RESEAU DE KHOMBOLE

INFORMATIONS GENERALES

NOM DU FICHIER DU RESEAU_____:	RADIER	
NOMBRE DE NOEUDS_____:	40	
NOMBRE DE CONDUITES_____:	50	
NOMBRE DE POMPES_____:	0	
NOMBRE DE CLAPETS_____:	0	
NOMBRE DE REDUCTEURS_____:	0	
TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT___:	0.0050	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM_____:	20	

ANALYSE

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT___:	0.0000	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS_____:	6	
CONSOMMATION TOTALE DU RESEAU_____:	-187.0000	(MCH)
DATE DE L'ANALYSE_____:	07-15-92	
HEURE DE L'ANALYSE_____:	19:33:50	

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS IMPOSEES
1 RESERVOIR1	0.00	14.50	26.00 (m)
2 RESERVOIR2	0.00	14.60	26.00 (m)
3 N1	4.00	13.80	
4 N2	3.00	13.70	
5 N3	3.00	13.60	
6 N4	5.00	14.20	
7 N5	4.00	14.00	
8 N6	3.00	14.30	
9 N7	4.00	13.55	
10 N8	4.00	13.50	
11 N9	5.00	13.45	
12 N10	15.00	13.43	
13 N11	5.00	13.40	
14 N12	5.00	13.60	
15 N13	6.00	13.20	
16 N14	4.00	13.30	
17 N15	3.00	13.40	
18 N16	6.00	13.38	
19 N17	6.00	13.36	
20 N18	10.00	13.70	
21 N19	15.00	13.85	
22 N20	5.00	13.40	
23 N21	6.00	13.28	
24 N22	6.00	13.19	
25 N23	2.00	13.05	
26 N24	3.00	12.90	
27 N25	2.00	13.08	
28 N26	5.00	13.25	
29 N27	5.00	13.20	
30 N28	4.00	13.80	
31 N29	7.00	13.90	
32 N30	6.00	13.60	
33 N31	6.00	13.50	
34 N32	4.00	13.40	
35 N33	2.00	13.30	
36 N34	3.00	13.25	
37 N35	3.00	13.20	
38 N36	2.00	13.70	
39 N37	3.00	13.80	
40 N38	3.00	13.75	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
1 RESERVOIR1	N10	130.00	250.00	150.00
2 RESERVOIR2	N29	130.00	250.00	100.00
3 N1	N2	130.00	90.00	550.00
4 N2	N3	120.00	90.00	220.00
5 N3	N4	120.00	90.00	320.00
6 N4	N5	120.00	90.00	220.00
7 N5	N1	130.00	90.00	220.00
8 N4	N6	130.00	90.00	220.00
9 N6	N12	130.00	90.00	230.00
10 N12	N11	130.00	90.00	220.00
11 N8	N7	130.00	90.00	230.00
12 N7	N3	130.00	90.00	220.00
13 N11	N10	130.00	160.00	210.00
14 N10	N9	130.00	110.00	340.00
15 N9	N8	130.00	90.00	420.00
16 N10	N15	130.00	160.00	300.00
17 N15	N16	130.00	110.00	215.00
18 N16	N11	130.00	110.00	295.00
19 N12	N18	130.00	110.00	400.00
20 N18	N17	130.00	110.00	210.00
21 N17	N16	120.00	110.00	110.00
22 N17	N20	120.00	110.00	202.00
23 N20	N28	120.00	110.00	235.00
24 N28	N29	120.00	110.00	215.00
25 N29	N19	120.00	110.00	230.00
26 N19	N18	120.00	110.00	215.00
27 N14	N15	120.00	110.00	80.00
28 N28	N27	120.00	110.00	105.00
29 N27	N26	120.00	110.00	195.00
30 N26	N21	120.00	110.00	235.00
31 N21	N14	130.00	110.00	310.00
32 N14	N13	130.00	90.00	195.00
33 N13	N22	130.00	90.00	210.00
34 N22	N25	130.00	90.00	335.00
35 N25	N26	130.00	90.00	195.00
36 N22	N23	130.00	90.00	335.00
37 N23	N24	130.00	90.00	335.00
38 N24	N25	130.00	90.00	335.00
39 N27	N28	120.00	110.00	330.00
40 N38	N37	130.00	90.00	315.00
41 N37	N29	120.00	110.00	330.00
42 N37	N36	130.00	90.00	130.00
43 N36	N32	130.00	90.00	305.00
44 N32	N31	130.00	90.00	320.00
45 N31	N30	130.00	90.00	215.00
46 N30	N29	120.00	110.00	225.00
47 N35	N34	130.00	90.00	525.00
48 N36	N35	130.00	90.00	305.00
49 N34	N33	130.00	90.00	295.00
50 N33	N32	130.00	90.00	215.00

*** RESULTATS DES DEBITS ***

----- LIENS -----		DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	VITESSE	
NOEUD I	NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	(m/s)	
1	RESERVOIR1	N10	250.0	130.	150.0	102.83	0.23	0.58
2	RESERVOIR2	N29	250.0	130.	100.0	84.17	0.11	0.48
3	N1	N2	90.0	130.	550.0	-1.91	0.08	0.08
4	N2	N3	90.0	120.	220.0	-4.91	0.20	0.21
5	N3	N4	90.0	120.	320.0	-2.07	0.06	0.09
6	N4	N5	90.0	120.	220.0	6.09	0.30	0.27
7	N5	N1	90.0	130.	220.0	2.09	0.04	0.09
8	N4	N6	90.0	130.	220.0	-13.16	1.09	0.57
9	N6	N12	90.0	130.	230.0	-16.16	1.66	0.71
10	N12	N11	90.0	130.	220.0	-14.38	1.28	0.63
11	N8	N7	90.0	130.	230.0	9.84	0.66	0.43
12	N7	N3	90.0	130.	220.0	5.84	0.24	0.26
13	N11	N10	160.0	130.	210.0	-32.01	0.33	0.44
14	N10	N9	110.0	130.	340.0	18.84	1.23	0.55
15	N9	N8	90.0	130.	420.0	13.84	2.28	0.60
16	N10	N15	160.0	130.	300.0	36.98	0.61	0.51
17	N15	N16	110.0	130.	215.0	9.66	0.23	0.28
18	N16	N11	110.0	130.	295.0	-12.63	0.51	0.37
19	N12	N18	110.0	130.	400.0	-6.78	0.22	0.20
20	N18	N17	110.0	130.	210.0	-9.21	0.20	0.27
21	N17	N16	110.0	120.	110.0	-16.29	0.35	0.48
22	N17	N20	110.0	120.	202.0	1.08	0.00	0.03
23	N20	N28	110.0	120.	235.0	-3.92	0.05	0.11
24	N28	N29	110.0	120.	215.0	-22.60	1.26	0.66
25	N29	N19	110.0	120.	230.0	22.57	1.35	0.66
26	N19	N18	110.0	120.	215.0	7.57	0.17	0.22
27	N14	N15	110.0	120.	80.0	-24.32	0.54	0.71
28	N28	N27	110.0	120.	105.0	9.54	0.12	0.28
29	N27	N26	110.0	120.	195.0	9.68	0.24	0.28
30	N26	N21	110.0	120.	235.0	-3.44	0.04	0.10
31	N21	N14	110.0	130.	310.0	-9.44	0.31	0.28
32	N14	N13	90.0	130.	195.0	10.88	0.68	0.47
33	N13	N22	90.0	130.	210.0	4.88	0.16	0.21
34	N22	N25	90.0	130.	335.0	-2.80	0.09	0.12
35	N25	N26	90.0	130.	195.0	-8.12	0.39	0.35
36	N22	N23	90.0	130.	335.0	1.68	0.04	0.07
37	N23	N24	90.0	130.	335.0	-0.32	0.00	0.01
38	N24	N25	90.0	130.	335.0	-3.32	0.13	0.14
39	N27	N28	110.0	120.	330.0	-5.14	0.12	0.15
40	N38	N37	90.0	130.	315.0	-3.00	0.10	0.13
41	N37	N29	110.0	120.	330.0	-15.94	1.01	0.47
42	N37	N36	90.0	130.	130.0	9.94	0.38	0.43
43	N36	N32	90.0	130.	305.0	3.48	0.13	0.15
44	N32	N31	90.0	130.	320.0	-4.06	0.18	0.18
45	N31	N30	90.0	130.	215.0	-10.06	0.64	0.44
46	N30	N29	110.0	120.	225.0	-16.06	0.70	0.47
47	N35	N34	90.0	130.	525.0	1.47	0.04	0.06
48	N36	N35	90.0	130.	305.0	4.47	0.20	0.20
49	N34	N33	90.0	130.	295.0	-1.53	0.03	0.07
50	N33	N32	90.0	130.	215.0	-3.53	0.09	0.15

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)	PRESSION (kPa)	
1	RESERVOIR1	-102.83	14.50	26.00	112.82
2	RESERVOIR2	-84.17	14.60	26.00	111.83
3	N1	4.00	13.80	21.08	71.43
4	N2	3.00	13.70	21.16	73.15
5	N3	3.00	13.60	21.36	76.12
6	N4	5.00	14.20	21.42	70.82
7	N5	4.00	14.00	21.12	69.82
8	N6	3.00	14.30	22.50	80.49
9	N7	4.00	13.55	21.60	78.98
10	N8	4.00	13.50	22.26	85.98
11	N9	5.00	13.45	24.54	108.81
12	N10	15.00	13.43	25.77	121.05
13	N11	5.00	13.40	25.44	118.15
14	N12	5.00	13.60	24.16	103.64
15	N13	6.00	13.20	23.95	105.43
16	N14	4.00	13.30	24.62	111.09
17	N15	3.00	13.40	25.16	115.38
18	N16	6.00	13.38	24.94	113.36
19	N17	6.00	13.36	24.58	110.10
20	N18	10.00	13.70	24.38	104.79
21	N19	15.00	13.85	24.55	104.95
22	N20	5.00	13.40	24.58	109.67
23	N21	6.00	13.28	24.31	108.23
24	N22	6.00	13.19	23.78	103.91
25	N23	2.00	13.05	23.75	104.92
26	N24	3.00	12.90	23.75	106.41
27	N25	2.00	13.08	23.88	105.91
28	N26	5.00	13.25	24.27	108.11
29	N27	5.00	13.20	24.51	110.94
30	N28	4.00	13.80	24.63	106.27
31	N29	7.00	13.90	25.89	117.66
32	N30	6.00	13.60	25.19	113.73
33	N31	6.00	13.50	24.55	108.39
34	N32	4.00	13.40	24.37	107.61
35	N33	2.00	13.30	24.28	107.68
36	N34	3.00	13.25	24.25	107.91
37	N35	3.00	13.20	24.29	108.83
38	N36	2.00	13.70	24.50	105.93
39	N37	3.00	13.80	24.88	108.69
40	N38	3.00	13.75	24.78	108.20

ANNEXE 7 : RESULTATS DE LA SIMULATION 1

WATCAD Version étudiante

Heure:16:46:35

Date:07-30-92

Page: 1

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.3

JUIN 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSIVE,
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDITE
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: SIMULATION DU RESEAU DE KHOMBOLE

INFORMATIONS GENERALES

NOM DU FICHIER DU RESEAU_____:	PLEIN	
NOMBRE DE NOEUDS_____:	40	
NOMBRE DE CONDUITES_____:	48	
NOMBRE DE POMPES_____:	0	
NOMBRE DE CLAPETS_____:	0	
NOMBRE DE REDUCTEURS_____:	0	
TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT___:	0.0050	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM_____:	20	

ANALYSE

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT___:	0.0013	(MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS_____:	7	
CONSUMMATION TOTALE DU RESEAU_____:	-187.0000	(MCH)
DATE DE L'ANALYSE_____:	07-30-92	
HEURE DE L'ANALYSE_____:	16:45:18	

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS IMPOSEES
1 RESERVOIR1	0.00	15.00	50.00 (m)
2 RESERVOIR2	0.00	15.20	50.00 (m)
3 N1	4.00	13.00	
4 N2	4.00	12.60	
5 N3	4.00	12.80	
6 N4	4.00	13.00	
7 N5	3.20	13.20	
8 N6	4.61	13.40	
9 N7	5.61	13.60	
10 N8	5.61	13.40	
11 N9	3.61	13.20	
12 N10	6.92	13.80	
13 N11	6.92	14.30	
14 N12	3.92	14.00	
15 N13	5.61	14.70	
16 N15	12.00	15.00	
17 N16	6.20	14.80	
18 N17	3.20	14.70	
19 N18	4.20	14.40	
20 N19	6.20	14.60	
21 N20	4.20	14.20	
22 N21	3.20	13.20	
23 N22	3.92	13.00	
24 N23	3.92	13.80	
25 N24	3.92	13.55	
26 N25	2.92	13.40	
27 N26	3.20	14.00	
28 N27	5.20	14.30	
29 N28	9.05	14.60	
30 N29	8.00	14.40	
31 N30	5.00	14.00	
32 N31	7.74	15.20	
33 N32	4.84	14.80	
34 N33	4.00	14.60	
35 N34	4.84	14.40	
36 N36	3.80	14.20	
37 N37	3.84	14.80	
38 N38	5.20	14.00	
39 N39	3.20	13.80	
40 N40	3.20	13.20	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

	DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
1	RESERVOIR1	N15	140.00	117.00	100.00
2	RESERVOIR2	N28	140.00	117.00	100.00
3	N1	N2	130.00	117.00	630.00
4	N2	N3	130.00	117.00	350.00
5	N3	N4	120.00	117.00	600.00
6	N4	N5	130.00	117.00	730.00
7	N5	N6	120.00	117.00	470.00
8	N1	N9	130.00	117.00	430.00
9	N9	N8	120.00	117.00	460.00
10	N8	N7	130.00	117.00	650.00
11	N7	N6	130.00	117.00	280.00
12	N6	N3	120.00	117.00	760.00
13	N5	N22	130.00	93.00	920.00
14	N6	N21	130.00	93.00	470.00
15	N21	N22	130.00	105.00	450.00
16	N20	N23	130.00	93.00	820.00
17	N23	N18	130.00	93.00	470.00
18	N18	N19	130.00	93.00	830.00
19	N19	N20	120.00	93.00	470.00
20	N7	N10	140.00	111.00	230.00
21	N10	N12	140.00	111.00	310.00
22	N12	N11	120.00	93.00	110.00
23	N12	N13	140.00	111.00	240.00
24	N15	N16	130.00	117.00	230.00
25	N16	N17	140.00	111.00	830.00
26	N17	N18	140.00	99.00	110.00
27	N24	N17	130.00	87.00	400.00
28	N24	N25	130.00	87.00	150.00
29	N40	N25	130.00	87.00	470.00
30	N24	N26	120.00	93.00	370.00
31	N26	N27	120.00	99.00	460.00
32	N40	N39	120.00	93.00	500.00
33	N39	N38	120.00	93.00	470.00
34	N38	N27	130.00	117.00	480.00
35	N27	N28	140.00	105.00	420.00
36	N19	N11	120.00	111.00	620.00
37	N15	N13	120.00	117.00	110.00
38	N13	N30	120.00	93.00	540.00
39	N30	N29	120.00	93.00	110.00
40	N28	N29	120.00	93.00	190.00
41	N27	N16	120.00	111.00	400.00
42	N37	N28	140.00	111.00	600.00
43	N31	N37	140.00	111.00	300.00
44	N31	N30	140.00	111.00	600.00
45	N37	N36	130.00	87.00	910.00
46	N36	N34	130.00	87.00	1690.00
47	N33	N32	130.00	87.00	720.00
48	N32	N31	130.00	87.00	520.00

*** RESULTATS DES DEBITS ***

	LIENS		DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	VITESSE
	NOEUD I	NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	(m/s)
1	RESERVOIR1	N15	117.0	140.	100.0	101.81	5.30	2.63
2	RESERVOIR2	N28	117.0	140.	100.0	85.19	3.81	2.20
3	N1	N2	117.0	130.	630.0	1.76	0.02	0.05
4	N2	N3	117.0	130.	350.0	-2.24	0.02	0.06
5	N3	N4	117.0	120.	600.0	0.79	0.01	0.02
6	N4	N5	117.0	130.	730.0	-3.21	0.07	0.08
7	N5	N6	117.0	120.	470.0	-8.19	0.31	0.21
8	N1	N9	117.0	130.	430.0	-5.76	0.13	0.15
9	N9	N8	117.0	120.	460.0	-9.37	0.39	0.24
10	N8	N7	117.0	130.	650.0	-14.98	1.14	0.39
11	N7	N6	117.0	130.	280.0	25.17	1.28	0.65
12	N6	N3	117.0	120.	760.0	7.03	0.38	0.18
13	N5	N22	93.0	130.	920.0	1.79	0.10	0.07
14	N6	N21	93.0	130.	470.0	5.33	0.37	0.22
15	N21	N22	105.0	130.	450.0	2.13	0.04	0.07
16	N20	N23	93.0	130.	820.0	-6.18	0.85	0.25
17	N23	N18	93.0	130.	470.0	-10.10	1.21	0.41
18	N18	N19	93.0	130.	830.0	10.07	2.13	0.41
19	N19	N20	93.0	120.	470.0	-1.98	0.07	0.08
20	N7	N10	111.0	140.	230.0	-45.76	3.58	1.31
21	N10	N12	111.0	140.	310.0	-52.68	6.27	1.51
22	N12	N11	93.0	120.	110.0	1.07	0.01	0.04
23	N12	N13	111.0	140.	240.0	-57.67	5.74	1.66
24	N15	N16	117.0	130.	230.0	33.01	1.74	0.85
25	N16	N17	111.0	140.	830.0	21.86	3.29	0.63
26	N17	N18	99.0	140.	110.0	24.37	0.93	0.88
27	N24	N17	87.0	130.	400.0	5.71	0.50	0.27
28	N24	N25	87.0	130.	150.0	0.16	0.00	0.01
29	N40	N25	87.0	130.	470.0	2.76	0.15	0.13
30	N24	N26	93.0	120.	370.0	-9.79	1.04	0.40
31	N26	N27	99.0	120.	460.0	-12.99	1.62	0.47
32	N40	N39	93.0	120.	500.0	-5.96	0.56	0.24
33	N39	N38	93.0	120.	470.0	-9.16	1.17	0.37
34	N38	N27	117.0	130.	480.0	-14.36	0.78	0.37
35	N27	N28	105.0	140.	420.0	-27.60	3.36	0.89
36	N19	N11	111.0	120.	620.0	5.85	0.28	0.17
37	N15	N13	117.0	120.	110.0	56.80	2.63	1.47
38	N13	N30	93.0	120.	540.0	-6.48	0.71	0.26
39	N30	N29	93.0	120.	110.0	-15.41	0.72	0.63
40	N28	N29	93.0	120.	190.0	23.41	2.69	0.96
41	N27	N16	111.0	120.	400.0	-4.95	0.13	0.14
42	N37	N28	111.0	140.	600.0	-25.13	3.08	0.72
43	N31	N37	111.0	140.	300.0	-12.65	0.43	0.36
44	N31	N30	111.0	140.	600.0	-3.93	0.10	0.11
45	N37	N36	87.0	130.	910.0	8.64	2.43	0.40
46	N36	N34	87.0	130.	1690.0	4.84	1.54	0.23
47	N33	N32	87.0	130.	720.0	-4.00	0.46	0.19
48	N32	N31	87.0	130.	520.0	-8.84	1.45	0.41

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)	PRESSION (kPa)
1 RESERVOIR1	-101.81	15.00	50.00	343.35
2 RESERVOIR2	-85.19	15.20	50.00	341.39
3 N1	4.00	13.00	24.82	115.97
4 N2	4.00	12.60	24.80	119.69
5 N3	4.00	12.80	24.82	117.91
6 N4	4.00	13.00	24.81	115.89
7 N5	3.20	13.20	24.89	114.65
8 N6	4.61	13.40	25.20	115.75
9 N7	5.61	13.60	26.48	126.34
10 N8	5.61	13.40	25.34	117.15
11 N9	3.61	13.20	24.95	115.27
12 N10	6.92	13.80	30.06	159.52
13 N11	6.92	14.30	36.32	216.06
14 N12	3.92	14.00	36.33	219.05
15 N13	5.61	14.70	42.07	268.47
16 N15	12.00	15.00	44.70	291.35
17 N16	6.20	14.80	42.96	276.27
18 N17	3.20	14.70	39.67	244.96
19 N18	4.20	14.40	38.74	238.76
20 N19	6.20	14.60	36.61	215.91
21 N20	4.20	14.20	36.68	220.51
22 N21	3.20	13.20	24.83	114.07
23 N22	3.92	13.00	24.79	115.67
24 N23	3.92	13.80	37.53	232.77
25 N24	3.92	13.55	40.17	261.10
26 N25	2.92	13.40	40.17	262.57
27 N26	3.20	14.00	41.21	266.94
28 N27	5.20	14.30	42.83	279.85
29 N28	9.05	14.60	46.19	309.90
30 N29	8.00	14.40	43.50	285.43
31 N30	5.00	14.00	42.78	282.30
32 N31	7.74	15.20	42.68	269.55
33 N32	4.84	14.80	41.23	259.26
34 N33	4.00	14.60	40.77	256.69
35 N34	4.84	14.40	39.13	242.65
36 N36	3.80	14.20	40.68	259.75
37 N37	3.84	14.80	43.11	277.72
38 N38	5.20	14.00	42.05	275.19
39 N39	3.20	13.80	40.88	265.65
40 N40	3.20	13.20	40.32	266.02

ANNEXE 8 : ANALYSE DES COUTS

Les prix unitaires sont définis en valeur base, l'an 1991 hors droits de douanes et taxes. Ces prix sont établis à partir des valeurs de l'an 1989 déterminées lors de l'étude AEP de la petite côte ^(e) .

La note de service N° 033/92/SG du secrétariat général de la SONEES, nous renseigne sur les nouveaux tarifs de l'eau potable en milieu urbain.

Coût d'investissement

1- CHATEAU D'EAU

Le coût des réservoirs en 1989 est donné dans le tableau suivant.

a= génie civil , b= équipement , c= total

capacité m ³	hauteur	sol/semi enterré	15 m	20 m	30 m	40 m
100	a	14	22	23	25	27
	b	3	5	6	6	6
	c	17	27	29	31	33
200	a	16	26	28	30	33
	b	3	6	7	8	8
	c	19	32	35	38	41
250	a	19	30	33	35	38
	b	4	7	8	9	9
	c	23	37	41	44	47

300	a	22	35	38	41	45
	b	4	7	8	9	9
	c	26	42	46	50	54
400	a	24	37	41	45	48
	b	6	7	8	9	9
	c	30	44	49	54	57
500	a	26	39	45	50	60
	b	7	7	9	10	11
	c	33	46	54	60	71
1000	a	35	60	64	69	74
	b	10	15	17	19	20
	c	45	75	81	88	94

Le coûts des réservoirs (en millions de fCFA base 1991)
est compilé dans le tableau suivant:

capacité m ³	hauteur	sol/semi enterré	15 m	20 m	30 m	40m
100	total	19.5	33	35	37.5	42
200	total	24.2	38	42.5	46	50
250	"	27.8	46	49.6	53.3	58
300	"	31.5	52	56.9	56.9	66

400	"	36.3	55	59.3	65.4	71
500	"	41.2	57	65.3	73.9	86
1000	"	54.5	90	98.1	107	115

2- POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES

600.000 fcfa

3- CANALISATIONS / BRANCHEMENT

La fourniture et la pose des canalisations, y compris les pièces spéciales de raccordement et vannes seront estimées au mètre linéaire à partir du tableau suivant:

diamètre (mm)	coût au ml
63	3875
90	5800
110	8100
160	12700
200	20000
250	28100
315	39600

4- COUT D'EXPLOITATION

produit de traitement

sulfate d'alumine	130 fCFA/kg
chaux	132 fCFA/kg
hypochlorite de sodium	1402 fCFA/kg

frais de structure

1.21 x10⁶ /an/agent

5- VENTE D'EAU

Les nouveaux tarifs en vigeurs dans la facturation du deuxième bimestre de l'année en cours ,pour les villes assainies et non assainies sont consignés dans les tableaux ci-dessous.

- villes assainies

tranches	tarif actuel	nouveaux tarifs T.T.C	augmenta- tion %
tranche sociale	112.41	113.39	1.39
tranche normale	344.58	389.15	12.92
tranche disuasive	395.90	446.92	12.87
tarifs bornes fontaines	162.20	166.20	2.46
tarifs maraichers			
1 ^{ère} tranche	48.57	50.07	3.08
2 ^{ème} tranche	68.93	70.42	2.18

- villes non assainies

tranches	tarif actuel	nouveau tarif	augmentation%
tranche sociale	112.41	113.91	1.39
tranche normale	319.83	366.92	14.72
tranche dissuasive	367.93	421.35	14.50
tarifs aux bornes fontaines	137.47	141.45	2.89
tarifs maraichers			
1 ^{ère} tranche	48.57	50.07	3.08
2 ^{ème} tranche	68.93	70.42	2.16