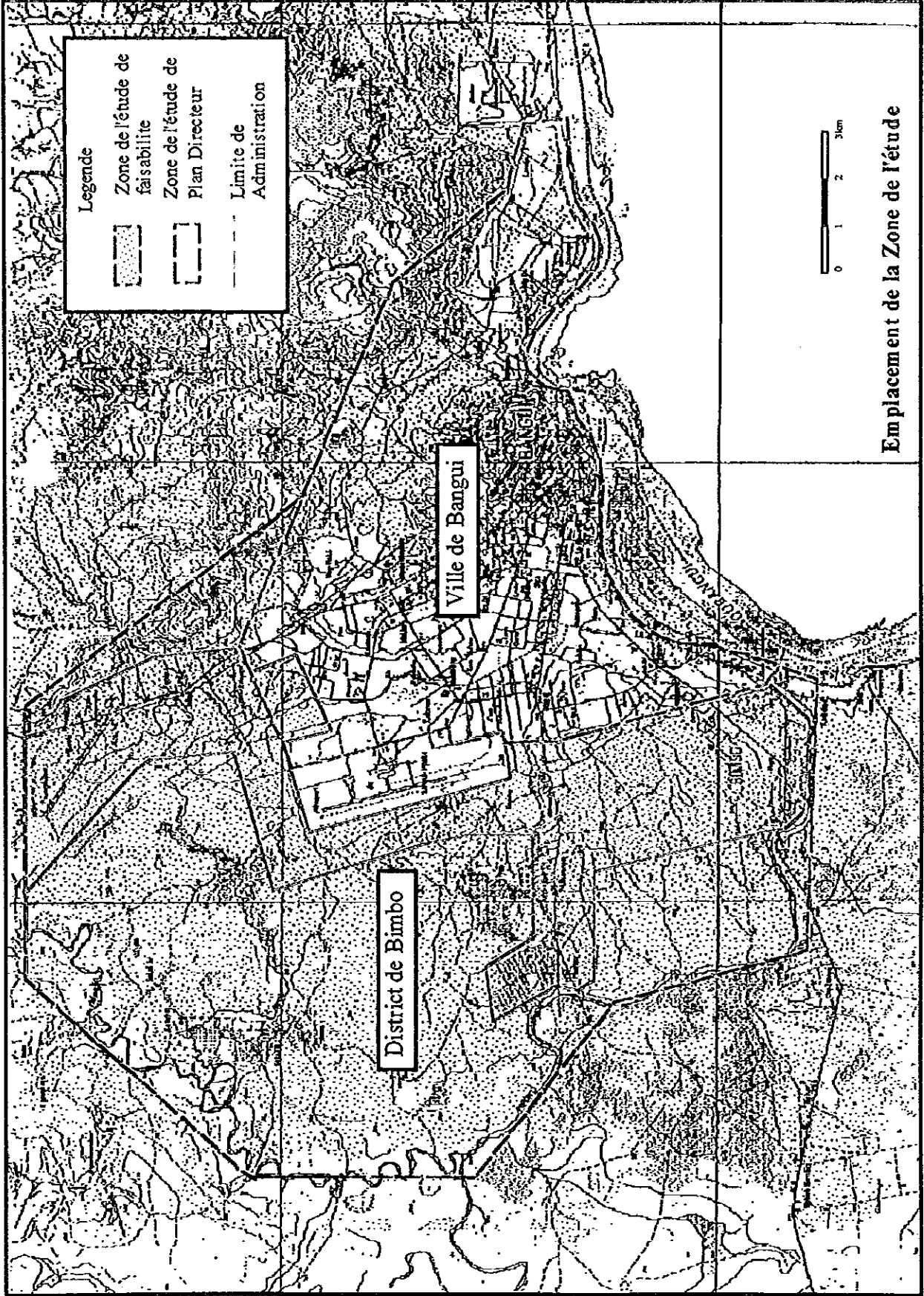


RAPPORTE DE

L'ETUDE DE FAISABILITE

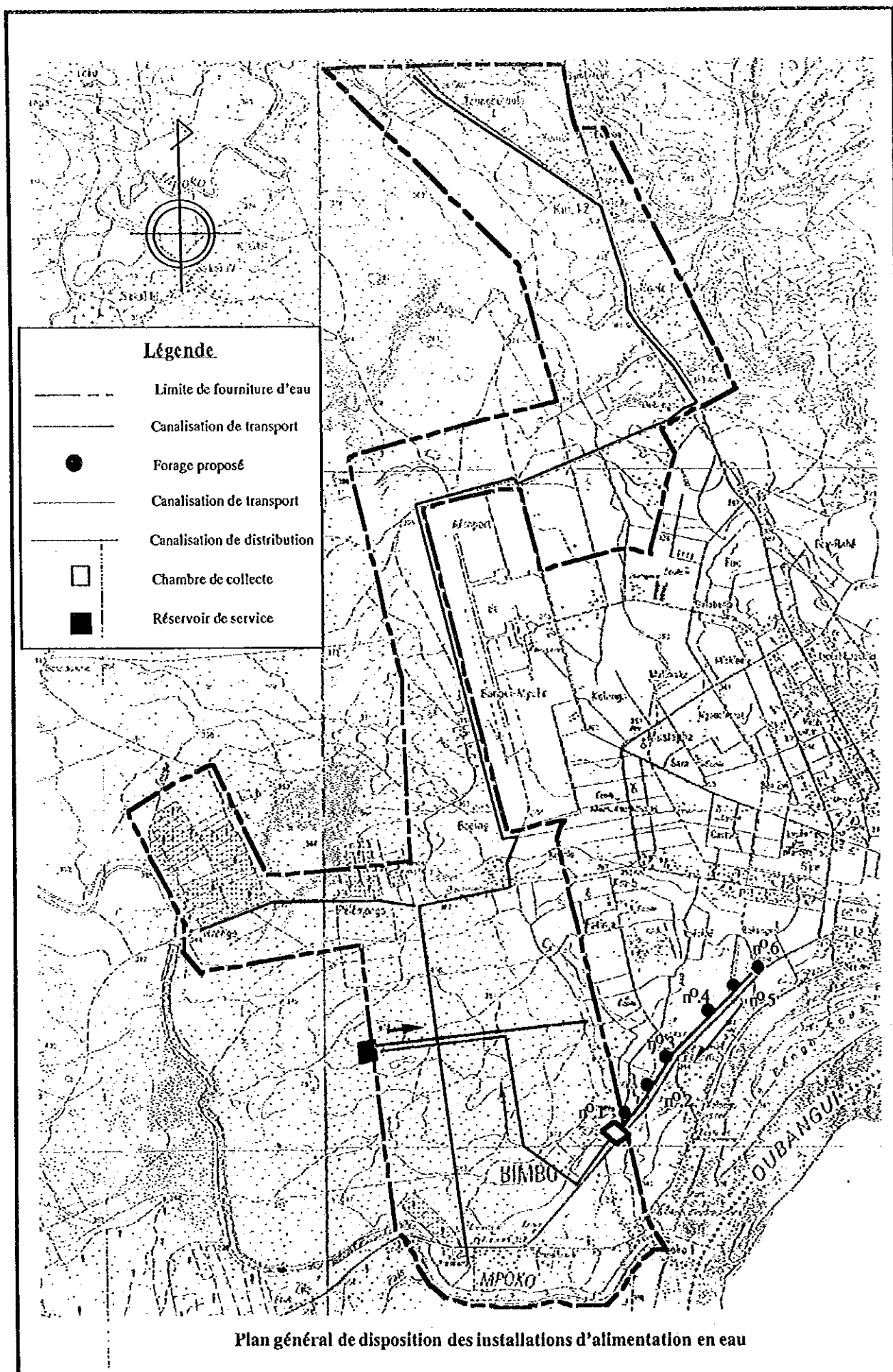


Legende

- Zone de l'étude de faisabilité
- Zone de l'étude de Plan Directeur
- Limite de Administration



Emplacement de la Zone de l'étude



Légende

- Limite de fourniture d'eau
- Canalisation de transport
- Forage proposé
- Canalisation de transport
- Canalisation de distribution
- Chambre de collecte
- Réservoir de service

Plan général de disposition des installations d'alimentation en eau

**ETUDE SUR
LE DEVELOPPEMENT DES EAUX SOUTERRAINES
DANS LA VILLE DE BANGUI
EN
REPUBLIQUE CENTRAFRICAINE**

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1. Introduction	F-1-1
1.1 Contexte	F-1-1
1.2 Zone d'étude	F-1-1
1.3 Politique de base et stratégie pour l'étude de faisabilité	F-1-2
Chapitre 2. Situation actuelle dans la zone de l'étude de faisabilité	F-2-1
2.1 Utilisation de l'eau et conditions sanitaires	F-2-1
2.1.1 Conditions d'utilisation de l'eau	F-2-1
2.1.2 Conditions sanitaires	F-2-2
2.2 Conditions socio-économiques	F-2-2
2.2.1 Population	F-2-2
2.2.2 Occupation des sols et activités économiques	F-2-3
2.2.3 Infrastructures physiques	F-2-3
Chapitre 3. Plan d'exploitation des ressources en eau	F-3-1
3.1 Champ d'eaux souterraines proposé	F-3-1
3.2 Potentiel des eaux souterraines	F-3-2
3.3 Qualité des eaux souterraines	F-3-6
3.3.1 Qualité actuelle des eaux souterraines dans le bassin des eaux souterraines cible	F-3-6
3.3.2 Sources de contamination dans le bassin d'eaux souterraines cible	F-3-12
3.3.3 Examen des changements de qualité des eaux souterraines et recommandations	F-3-14
Chapitre 4. Plan d'alimentation en eau	F-4-1
4.1 Zone d'alimentation et population	F-4-1
4.2 Projection de la demande en eau	F-4-4
4.3 Disposition des installations	F-4-8

Chapitre 5. Conception des installations et de l'équipement d'alimentation en eau	F-5-1
5.1 Critères de conception	F-5-1
5.1.1 Demande en eau	F-5-1
5.1.2 Installations de prise d'eau	F-5-2
5.1.3 Installations de transport d'eau	F-5-2
5.1.4 Alimentation électrique pour les installations d'alimentation en eau	F-5-2
5.1.5 Canalisations	F-5-2
5.1.6 Réservoir de service	F-5-3
5.1.7 Fontaines publiques	F-5-3
5.1.8 Bouche d'incendie	F-5-3
5.1.9 Localisation du dispositif de rinçage et des vannes	F-5-3
5.1.10 Dosage du chlore	F-5-3
5.2 Conception des installations	F-5-4
5.2.1 Forages	F-5-4
5.2.2 Installations de prise d'eau (canalisation et pompe submersible)	F-5-9
5.2.3 Installations de transport d'eau	F-5-12
5.2.4 Installations de distribution	F-5-13
5.3 Equipement pour l'exploitation et la maintenance	F-5-17
 Chapitre 6 Plan d'exploitation et de maintenance (E/M)	 F-6-1
6.1 Contexte à prendre en compte pour la formulation du Plan d'exploitation et de maintenance	 F-6-1
6.2 Principes de base d'exploitation et maintenance	F-6-2
6.3 Arrangement organisationnel pour l'exécution du Projet	F-6-3
6.3.1 Arrangement organisationnel pour l'étape de l'étude et de la construction	 F-6-4
6.3.2 Arrangement organisationnel pour l'étape d'exploitation et maintenance	 F-6-7
6.4 Plan de monitoring	F-6-14
6.5 Politique de base pour l'exploitation et la maintenance des fontaines publiques	 F-6-17
6.5.1 Etat actuel d'exploitation et maintenance des kiosques	F-6-17
6.5.2 Avantages de la gestion et de l'exploitation des kiosques à base communautaire	 F-6-18
6.5.3 Cadre de base pour l'introduction de la gestion et de l'exploitation à base communautaire des kiosques	 F-6-19
6.6 Analyse de la structure des tarifs de l'eau	F-6-22
6.6.1 Tarifs actuels de l'eau	F-6-22

6.6.2 Analyse du tarif de l'eau du Projet de développement des eaux souterraines	F-6-25
6.6.3 Impact financier du projet de développement des eaux souterraines sur le système existant	F-6-26
6.6.4 Idée de test pour l'exploitation et la gestion des kiosques	F-6-27
Chapitre 7. Coût du projet et plan exécution du projet	F-7-1
7.1 Coût du projet	F-7-1
7.1.1 Conditions de base pour l'estimation du coût	F-7-1
7.1.2 Coût de la construction	F-7-2
7.1.3 Coût récurrent	F-7-3
7.2 Plan d'exécution du projet	F-7-6
7.2.1 Agences d'exécution et responsable	F-7-6
7.2.2 Organisation de l'E/M (niveau central)	F-7-6
7.2.3 Plan d'exécution du projet	F-7-7
7.2.4 Programme d'exécution	F-7-8
7.2.5 Programme d'investissement	F-7-9
Chapitre 8 Evaluation de l'impact sur l'environnement (EIA)	F-8-1
8.1 Objectif et portée de l'EIA	F-8-1
8.2 Evaluation de l'impact sur l'environnement	F-8-1
8.2.1 Aspects naturels	F-8-1
8.2.2 Aspect social	F-8-1
Chapitre 9 Evaluation du projet	F-9-1
9.1 Introduction	F-9-1
9.2 Evaluation financière	F-9-2
9.3 Evaluation économique	F-9-6
9.4 Evaluation sociale	F-9-9
9.5 Evaluation environnementale	F-9-12
9.6 Evaluation de systhèse du projet	F-9-12
Chapitre 10. Conclusion et Recommandations	F-10-1
10.1 Conclusion	F-10-1
10.2 Recommandations	F-10-3

Liste des Tableaux

	Pages
Tableau 2.2.1 Population estimée de la zone d'étude en 1998	F-2-3
Tableau 3.2.1 Abaissement régional maximum estimé causé par l'exploitation	F-3-2
Tableau 4.1.1 Zone de l'étude de faisabilité	F-4-3
Tableau 4.1.2 Population estimée de la zone de l'étude	F-4-3
Tableau 4.2.1 Couverture de service de fourniture d'eau dans la zone d'étude	F-4-4
Tableau 4.2.2 Pourcentage des fontaines publiques et des branchments particuliers	F-4-4
Tableau 4.2.3 Unité de consommation d'eau	F-4-4
Tableau 4.2.4 Taux d'efficacité	F-4-5
Tableau 4.2.5 Projection de la demande en eau dans l'avenir	F-4-7
Tableau 5.1.1 Diverses demandes en eau	F-5-1
Tableau 5.1.2 Débit respectif des pompes submersibles	F-5-2
Tableau 5.2.1 Profondeur prévue pour les forages productifs	F-5-6
Tableau 5.2.2 Quantité des travaux de creusement des forages productifs	F-5-7
Tableau 5.2.3 Pertes par frottement des installations des forages	F-5-9
Tableau 5.2.4 Pertes par frottement des forages aux jonctions	F-5-10
Tableau 5.2.5 Pertes par frottement à la jonction de la chambre de collecte (cas 1)	F-5-10
Tableau 5.2.6 Pertes par frottement à la jonction de la chambre de collecte (cas 2)	F-5-11
Tableau 5.2.7 Alimentation requise pour les pompes submersibles	F-5-11
Tableau 5.2.8 Perte par frottement de la pompe de transport d'eau au réservoir de stockage	F-5-12
Tableau 5.2.9 Alimentation requise pour la pompe de transport d'eau	F-5-12
Tableau 5.2.10 Volume de stockage requise	F-5-13
Tableau 5.2.11 Calcul de conception pour la canalisation de distribution (cas ordinaire)	F-5-15
Tableau 5.2.12 Calcul de conception pour la canalisation de distribution (Cas de lutte contre l'incendie)	F-5-15
Tableau 6.3.1 Effectif de l'Organisation pendant la période de construction	F-6-5
Tableau 6.3.2 Tâches et ressources humaines dans l'organisation proposée	F-6-6
Tableau 6.3.3 Evaluation comparative des options d'arrangement organisationnel de la DGH Pour l'exploitation et maintenance du projet	F-6-8
Tableau 6.3.4 Composition du personnel proposée et tâches de la DSOMC	F-6-11
Tableau 6.4.1 Forages d'observation proposée pour l'observation du niveau piézométrique	F-6-15
Tableau 6.5.1 Matrice des acteurs du projet	F-6-20
Tableau 6.6.1 Historique du tarif de l'eau de la SODECA	F-6-23
Tableau 7.1.1 Coût de la construction	F-7-4
Tableau 7.1.2 Frais d'électricité annuels	F-7-5
Tableau 7.1.3 Coût du personnel annuel	F-7-5
Tableau 7.1.4 Coût annuel des produits chimiques	F-7-5

Tableau 9.1.1 Grandes lignes du projet à évaluer	F-9-1
Tableau 9.2.1 Affectation du coût de la construction (2001-2003)	F-9-3
Tableau 9.2.3 Calcul du taux de rentabilité interne financier (FIRR) du projet	F-9-4
Tableau 9.2.4 Déclaration de pertes et profits (P/L) et cash-flow du projet	F-9-5
Tableau 9.3.1 Estimation du facteur de conversion standard (SCF)	F-9-6
Tableau 9.3.2 Répartition des coûts en devises et en monnaie locale pour le remplacement Des installations	F-9-6
Tableau 9.3.3 Taux de facturation des ventes aux fontaines publique (kiosques) dans la zone métropolitaine de Bangui	F-9-8
Tableau 9.3.4 Calcul du taux de rentabilité interne économique (EIRR) du projet	F-9-10
Tableau 9.4.1 Evaluation globale des impacts sociaux du projet	F-9-11
Tableau 9.5.1 Evaluation globale des impacts sur l'environnement du projet	F-9-12
Tableau 10.1.1 Installations proposées	F-10-2

Liste des Figures

	Pages
Fig. 3.1.1 Champs d'eau souterraines proposés	F-3-1
Fig. 3.2.1 (1) Profondeur d'abaissement simulée de la couche aquifère du socle causée par l'exploitation	F-3-4
Fig. 3.2.1 (2) Profondeur d'abaissement simulée de la couche aquifère du socle causée par l'exploitation	F-3-5
Fig. 3.3.1 Répartition de la concentration de Mn dans les eaux souterraines	F-3-9
Fig. 3.3.2 Répartition de la concentration de Fe dans les eaux souterraines	F-3-10
Fig. 3.3.1 Répartition de la concentration de NO ₃ dans les eaux souterraines	F-3-11
Fig. 3.3.4 Emplacement des bâtiments des grands consommateurs d'eau	F-3-13
Fig. 3.3.5 Concentrations de Mn et Fe et vecteur de flux des eaux souterraines	F-3-16
Fig. 4.1.1 Zone de l'étude de faisabilité	F-4-2
Fig. 4.1.2 Projection de la population	F-4-4
Fig. 4.2.1 Population desservie	F-4-5
Fig. 4.2.2 projection de la demande en eau	F-4-6
Fig. 5.2.1 Emplacements des forages productifs	F-5-5
Fig. 5.2.2 Profil hydrogéologique du champ d'eaux souterraines proposé	F-5-6
Fig. 5.2.3 Programme d'installation des tubages dans les forages productifs	F-5-8
Fig. 5.2.4 Demande en eau par zone	F-5-14
Fig. 6.3.1 Organigramme actuel de la DGH	F-6-4
Fig. 6.3.2 Organisation proposée pendant la période construction	F-6-5
Fig. 6.3.3 Structure organisationnelle de SNE	F-6-10
Fig. 6.3.4 Réforme organisationnelle proposée pour la DGH	F-6-10
Fig. 6.4.1 Emplacement des forages d'observation proposée pour l'observation du niveau piézométrique	F-6-16
Fig. 6.6.1 Revenu de la SODECA en 1998	F-6-23
Fig. 6.6.2 Analyse du volume d'eau fourni et du revenu/dépenses	F-6-28
Fig. 6.6.3 Tarif de l'eau et bénéfice d'exploitation	F-6-29
Fig. 7.1.1 Programme d'exécution du projet	F-7-9

Chapitre 1. INTRODUCTION

1.1 Contexte

L'étude hydrogéologique, effectuée au cours de l'étude du Plan directeur, a montré que le volume d'eau souterraine exploitable dans la zone de l'étude était de 800.000 m³ par an, ce qui correspond à 2.200 m³ par jour. Pour utiliser efficacement ces ressources limitées comme source pour le service de fourniture d'eau public, l'idée de fournir de l'eau potable produite économiquement à la population vivant à la limite Ouest ou Nord de Bangui, et appartenant généralement à la classe des faibles revenus, a été justifiée dans l'étude du Plan directeur. Et cette idée a été formulée sous forme de projet comprenant 6 forages, une canalisation de transport d'eau principale, un réservoir sur la colline de Bimbo et des canalisations de distribution.

Dans le Plan directeur, deux plans ont été formulés en alternative pour satisfaire à la demande en eau jusqu'en 2015 dans la zone métropolitaine de Bangui. Le projet ci-dessus a été adopté comme sous-projet dans les deux plans alternatifs en raison de ses avantages financiers et techniques, tels que coût moins élevé de la construction et de l'exploitation, compétences de maintenance facile etc.

Les deux plans alternatifs en bloc n'ont pas obtenu suffisamment de points à l'évaluation économique financière et économique pour l'exploitation. Mais il a été jugé que le projet proposé, qui constitue un élément des plans alternatifs, serait très avantageux pour la population qui est soumise à des conditions d'hygiène difficiles. C'est pourquoi l'exécution de ce projet a été hautement recommandée du point de vue des besoins fondamentaux de l'homme.

1.2 Zone d'étude

La zone d'étude pour l'étude de faisabilité est la périphérie Ouest ou Nord du service de fourniture d'eau actuel. La zone d'étude a généralement été urbanisée de manière informelle. C'est pourquoi les infrastructures physiques et sociales ne peuvent pas être correctement introduites à cause de l'augmentation de la population. Le service de fourniture d'eau potable, le système de drainage, le système d'égout, le service médical, l'éducation des enfants etc. sont insuffisants dans cette zone. L'augmentation rapide de la population accélère le besoin de ces services, mais le Gouvernement de la RCA n'a pas pris de mesures efficaces à cause de sa situation financière difficile. Beaucoup de gens s'alimentent en eau à des puits traditionnels insalubres contaminés par les coliformes et les bactéries. Par conséquent, les habitants de cette

zone sont exposés au risque de la déclaration de diverses maladies. L'alimentation en eau salubre est hautement requise pour améliorer les conditions sanitaires dans cette zone.

1.3 Politique de base et stratégie pour l'étude de faisabilité

La politique de base et la stratégie utilisées pour compiler l'étude de faisabilité sont comme suit:

- 1) L'objectif de l'Etude de faisabilité est de répondre à la demande en eau 2005 projetée des zones où l'amélioration des conditions sanitaires est urgente. Selon la reconnaissance sur place, la zone d'alimentation en eau proposée et la demande en eau en 2005 pourront être revues.
- 2) La source d'eau potable est l'eau souterraine dont le potentiel a été analysé en détail à l'étape du Plan directeur. Des sites de forage productif seront proposés sur la base des résultats du Plan directeur et de la reconnaissance sur place. Le volume d'eau souterraine exploitable sera revu. Et les mesures nécessaires contre la détérioration de la qualité de l'eau seront aussi recommandées.
- 3) Les installations à concevoir devront être adaptées au niveau technique des ingénieurs locaux. Les équipements et matériaux pour les installations proposées devront aussi être autant que possible parmi celles généralement utilisées en RCA. La capacité des installations devra prendre en compte les systèmes et le niveau d'exploitation actuels à améliorer dans l'avenir. Les fontaines publiques, qui jouent un rôle essentiel dans l'alimentation en eau de la population, seront conçues selon les critères de conception actuels de la RCA.
- 4) Si le projet est réalisé sur la base d'un don, la partie RCA sera obligée d'effectuer différents travaux aux étapes de la construction et de l'exploitation du projet. Ces travaux incluent l'acquisition des terrains pour la construction des installations proposées, la mise en place d'un câble électrique primaire aux installations électriques proposées, l'aménagement de la route communautaire pour les canalisations de distribution et l'exploitation et la maintenance correctes des installations proposées etc.. Considérant la capacité institutionnelle de gestion du projet de la contrepartie RCA, le programme d'exécution du projet doit être formulé avec une marge temporelle suffisante.
- 5) Le service de fourniture d'eau sera nouvellement introduit dans la majeure partie de la zone du projet. Dans cette zone, les habitants sont habitués à utiliser l'eau des puits bien qu'insalubre. Bien qu'ils aient une connaissance primaire du système de service de fourniture d'eau, elle doit être améliorée pour l'adaptation à l'emploi de l'eau courante. Pour cela le système d'exploitation et de maintenance doivent être formulé pour bien fonctionner dans la zone du projet.

Chapitre 2. SITUATION ACTUELLE DANS LA ZONE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

2.1 Utilisation de l'eau et conditions sanitaires

2.1.1 Conditions d'utilisation de l'eau

Les zones de l'étude de faisabilité se sont généralement développées de manière informelle sans réglementation ou limitations correctes. La majorité des habitants de la zone d'étude sont des migrants venus des provinces à la capitale à la recherche de travail ou espérant mieux vivre avec des parents ayant réussi. Ces gens préfèrent commencer à vivre en bordure de la zone urbanisée parce qu'il est plus facile d'obtenir de l'espace pour construire sa maison temporaire. Ce phénomène accélère l'augmentation de la population dans ces zones. Vu le potentiel élevé en eaux souterraines peu profonde de ces zones, les gens peuvent facilement utiliser cette eau en creusant un puits sur leur terrain ou au centre de petites communautés. Les eaux de ces puits sont contaminées par les coliformes et bactéries, ce qui implique l'intrusion d'excréments dans les eaux souterraines des latrines creusées dans un coin des concessions sans laisser une distance suffisante avec les puits. Les gens n'ont aucune possibilité autre que ces puits parce qu'il n'y a pas de service de fourniture d'eau dans ces zones.

Selon les conditions d'urbanisation, les 3 zones suivantes ont une situation particulière comme suit.

Dans les zones Bimbo 1 à 3, les habitants ont l'accès à l'eau courante. Mais il y a aussi beaucoup de puits dans cette zone, et l'usage de l'eau courante a été limité principalement à la boisson et à la cuisine. Comme ces zones sont situées à la limite de la zone du service de fourniture d'eau actuel, les gens ont de grandes difficultés à obtenir l'eau courante à cause des coupures fréquentes ou de la faible pression, surtout pendant la saison sèche. Le puisage de l'eau aux kiosques est principalement le travail des femmes ou des enfants.

Seulement dans la zone de Bimbo 7 située sur la colline de Bimbo, le développement a commencé sur la base d'un programme d'urbanisation en 1995. Le plan rencontre cependant des difficultés pour la recherche d'investisseurs pour l'exécution du projet et le retard dans l'aménagement des infrastructures physiques, en particulier l'alimentation en eau potable. Les canalisations d'eau courante sont partiellement posées par la SODECA, mais le service reste à un niveau insuffisant à cause de la basse pression et des coupures, parce que situé au-delà des limites des installations existantes. Il n'y a pas d'eaux souterraines peu profondes dans cette zone, aussi si le service de fourniture d'eau reste coupé pendant de longues heures, les habitants doivent aller chercher de l'eau au kiosque le plus proche situé à beaucoup plus de 2 km.

Bangui VIII (1) n'est pas encore couvert par le service de fourniture d'eau parce que cette zone est très éloignée du réservoir d'eau existant. La densité de population de cette zone est pratiquement la même que dans les autres districts de la ville de Bangui. Les habitants dépendent des kiosques du district voisin pour leur eau.

2.1.2 Conditions sanitaires

La développement informel et l'augmentation de la population affectent aussi les conditions sanitaires dans la zone de l'étude. Il n'y a pas de système de drainage ni de système d'égout corrects. Beaucoup de gens jettent les eaux usées sur le sol et laissent sécher. Les canaux de drainage excavés devant certaines maisons sont mal entretenus. En particulier, pendant la saison des pluies, il y a des inondations ici et là après les fortes pluies. L'inondation atteint souvent certaines zones résidentielles, les maisons, les toilettes et les puits. A cause de la distance insuffisante entre les latrines et puits, les puits sont souvent fortement contaminés par les coliformes et bactéries. Par conséquent, les habitants sont toujours exposés à un fort risque de maladies d'origine hydrique, telles que parasites et diarrhée. C'est pourquoi le service de fourniture d'eau est hautement requis dans la zone de l'étude.

Les gens espèrent que le service de fourniture d'eau non seulement améliorera leurs conditions sanitaires, mais aussi modernisera leur mode de vie.

L'éducation ou des ateliers concernant l'assainissement ou l'hygiène sont souvent organisés au niveau de la communauté par des agents sanitaires du gouvernement local ou d'ONG, mais restent insuffisants. L'UNICEF continue à promouvoir la prise de conscience de l'assainissement et de l'hygiène des habitants sur la base d'un projet.

2.2 Conditions socio-économiques

2.2.1 Population

La population de la zone de l'étude de faisabilité a été estimée à environ 54.000 habitants en 1998 lors de l'étude du Plan directeur (voir Tableau 2.2.1). Le taux de croissance démographique dans le district de Bimbo a aussi été estimé à 7,91% par an, ce qui est deux fois plus que les 3,88% par an de la ville de Bangui.

Tableau 2.2.1 Population estimée de la zone d'étude en 1998

Zone	Population
Bimbo-1	6.000
Bimbo-2	4.000
Bimbo-3	3.500
Bimbo-4	3.000
Bimbo-5	1.500
Bimbo-6	2.500
Bimbo-7	1.000
Bangui VIII(1)	32.624
Total	54.124

(extrait de l'étude du Plan directeur)

2.2.2 Occupation des sols et activités économiques

Bimbo 1, 2 et 3 sont classés zones semi-urbaines. L'urbanisation y a commencé plus tôt que dans les autres zones de l'étude. A Bimbo 4, 5 et 6, il y a encore des résidents permanents qui pratiquent l'agriculture, et la tendance à la migration a récemment augmenté dans ces zones. A Bimbo 7, un plan de développement urbain est en cours, et la migration des gens a partiellement commencé. Mais la zone développée est relativement limitée. L'insuffisance du service de fourniture d'eau est un des obstacles à l'accélération de la progression du plan.

Bangui VIII (1) est classé zone urbaine, mais la population a des difficultés pour accéder au service fourniture d'eau potable.

En général, la majorité des familles dans ces zones, travaillant ou en faisant des travaux partiels dans la ville de Bangui, sont classées dans la classe à bas revenu.

2.2.3 Infrastructures physiques

1) Routes

Les routes asphaltées sont limitées seulement à la route Bangui-Mbaïki et à la route Bangui-Km12. A Bimbo 1, 2 et 3, les routes communautaires sont aménagées sans revêtement. A Bimbo 4, la route Km 5-Nzongo est la route principale et la plupart des habitants vivent le long de cette route dans cette zone. A Bimbo 5 et 6, la route principale est aménagée à la limite de l'aéroport. Des ruelles et chemins sont utilisés comme routes au niveau communautaire pour relier les communautés locales. A Bimbo 7, les routes principales sont construites sans revêtement, conformément au plan de développement urbain. Les routes au niveau communautaire ne sont pas suffisamment aménagées.

2) Electricité

A Bimbo 1, 2 et 3, l'alimentation électrique est possible comme dans la ville de Bangui où le taux d'électrification est rapporté de 6%. Dans les autres zones, les besoins en électricité sont supposés bien moins importants que dans la ville de Bangui. Les câbles électriques, à basse tension, sont installés le long de la route principale dans la zone d'étude.

3) Téléphone

Le service téléphonique est disponible dans la zone limitée de Bimbo 1, 2 et 3. Il n'y a pas encore de lignes téléphoniques dans les autres zones, en raison de la demande moins importante.

Chapitre 3. PLAN D'EXPLOITATION DES RESSOURCES ENEAU

3.1 Champ d'eaux souterraines proposé

Le champ d'eaux souterraines proposé sera localisé dans une zone correspondant aux conditions suivantes:

- Zone à haut rendement de l'eau souterraine (zone à forte perméabilité)
- Zone en aval du chemin d'écoulement de l'eau souterraine
- Zone de convergence de l'eau souterraine dans le bassin des eaux souterraines
- Zone où la qualité de l'eau souterraine est meilleure

Les champs d'eaux souterraines adaptés correspondant aux conditions ci-dessus sont situés dans des zones limitées de la zone d'étude, comme le montre la carte hydrogéologique du Rapport du Plan directeur. A savoir, il y a deux champs d'eaux souterraines proposés dans le bassin d'eaux souterraines cible. L'un d'eux est situé dans la zone de Bakongo et l'autre dans celle de Mbossoro comme indiqué ci-dessous.

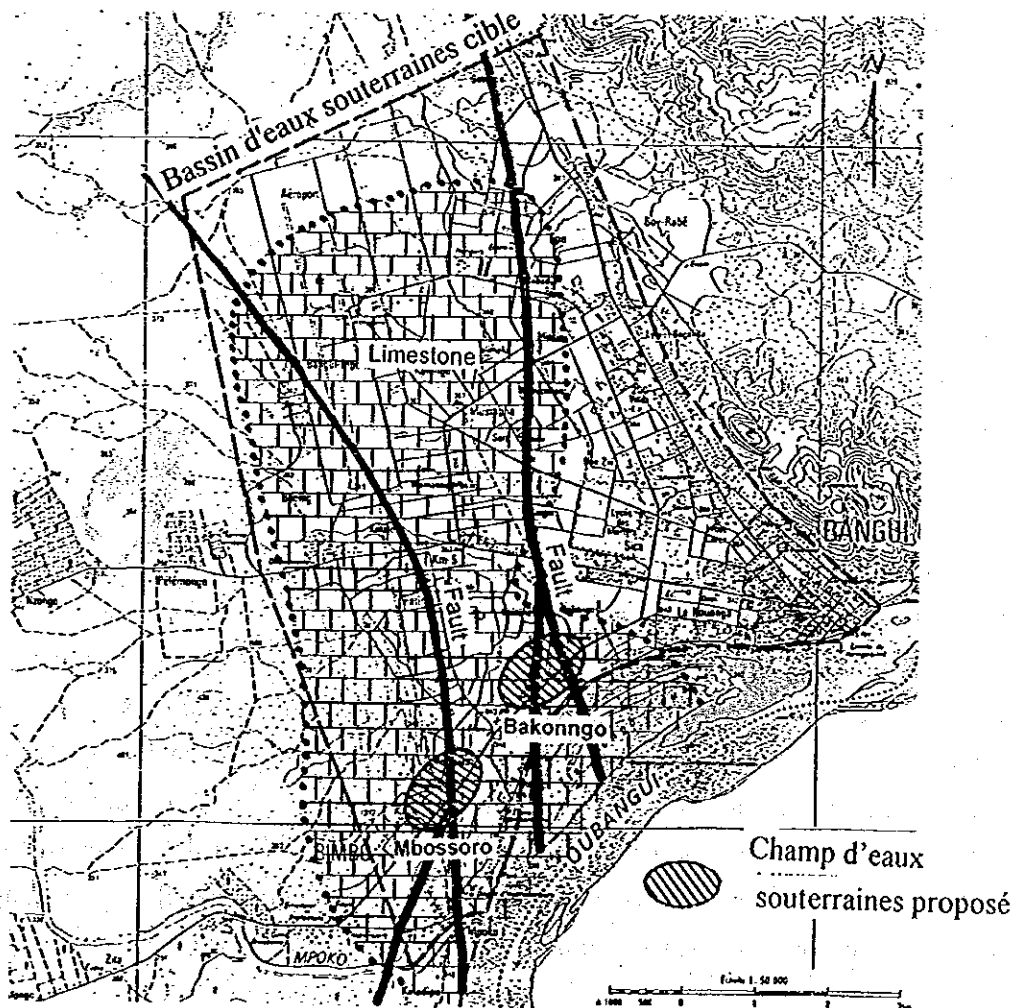


Fig. 3.1.1 Champs d'eaux souterraines proposés

3.2 Potentiel des eaux souterraines

(1) Simulation numérique du niveau piézométrique futur

Le potentiel des eaux souterraines a été examiné dans le cas où le développement des eaux souterraines est faite dans la nappe aquifère du socle dans les deux champs précités avec six forages productifs. La simulation numérique

du niveau piézométrique futur a été effectuée pour examiner le potentiel des eaux souterraines sur la base du modèle hydrogéologique décrit dans le Rapport du Plan directeur.

La simulation a été faite pour six cas d'exploitation. Les résultats de la simulation sont indiqués sur les Fig. 3.2.1 (1) et 3.2.1(2). L'abaissement du niveau piézométrique causé par l'exploitation est résumé dans le Tableau 3.2.1.

Tableau 3.2.1 Abaissement régional maximum estimé causé par l'exploitation

Cas d'exploitation	Volume exploité (MCM/an)	Abaissement régional maximum (m)
Cas-1	0,6	1,0
Cas-2	0,7	1,2
Cas-3	0,8	1,4
Cas-4	0,9	1,6
Cas-5	1,0	1,8
Cas-6	1,1	2,0

La zone d'abaissement du niveau piézométrique devrait être largement étendue dans l'arrière-plan des champs d'eaux souterraines, d'après les résultats de la simulation indiqués sur les Fig. 3.2.1(1) et Fig. 3.2.1(2).

On suppose également que la prise d'eau de rivière commencera par la rivière Oubangui pour les champs d'eaux souterraines, au cas où le volume de l'exploitation dépasse la recharge (1,0 MCM/an), ce qui réduira l'abaissement.

(2) Examen du potentiel des eaux souterraines

L'abaissement lui-même causé par l'exploitation est supposé faible dans tous les cas d'exploitation et peut aller de 1,2 à 2,0 m. L'abaissement dans les forages productifs est aussi supposé faible, allant de 2 à 3 m. Dans ce cas, la profondeur d'abaissement des forages productifs ne sera pas un facteur restrictif pour le développement des eaux souterraines.

Comme indiqué au chapitre 5.3 du Rapport du Plan directeur, la nappe aquifère du socle est hydrauliquement reliée à celle de latérite peu profonde dont l'eau diminuera en fonction de l'abaissement du niveau piézométrique dans la nappe aquifère du socle. Il y a beaucoup de puits existants puisant dans la nappe aquifère de latérite peu profonde et beaucoup de gens

dépendent de ces puits pour leur alimentation en eau. Même après l'achèvement du système d'alimentation en eau urbain, les puits seront encore indispensables pour la vie des habitants. C'est pourquoi l'abaissement du niveau d'eau des puits doit être utilisé comme le critère pour décider du potentiel des eaux souterraines (le volume d'eau souterraine maximum exploitable). La profondeur des eaux souterraines du fond des puits est supposée d'environ 1,5 m pendant la saison sèche d'après l'étude des puits. Si l'abaissement du niveau piézométrique de la nappe aquifère du socle dépasse 1,5 m, presque tous les puits seront à sec pendant la saison sèche. Pour cette raison, l'abaissement régional dû au développement des eaux souterraines doit être maintenu inférieur à 1,5 m. Par conséquent, le potentiel des eaux souterraines de la nappe du socle est de 0,8 MCM/an, avec un abaissement régional estimé à 1,4 m.

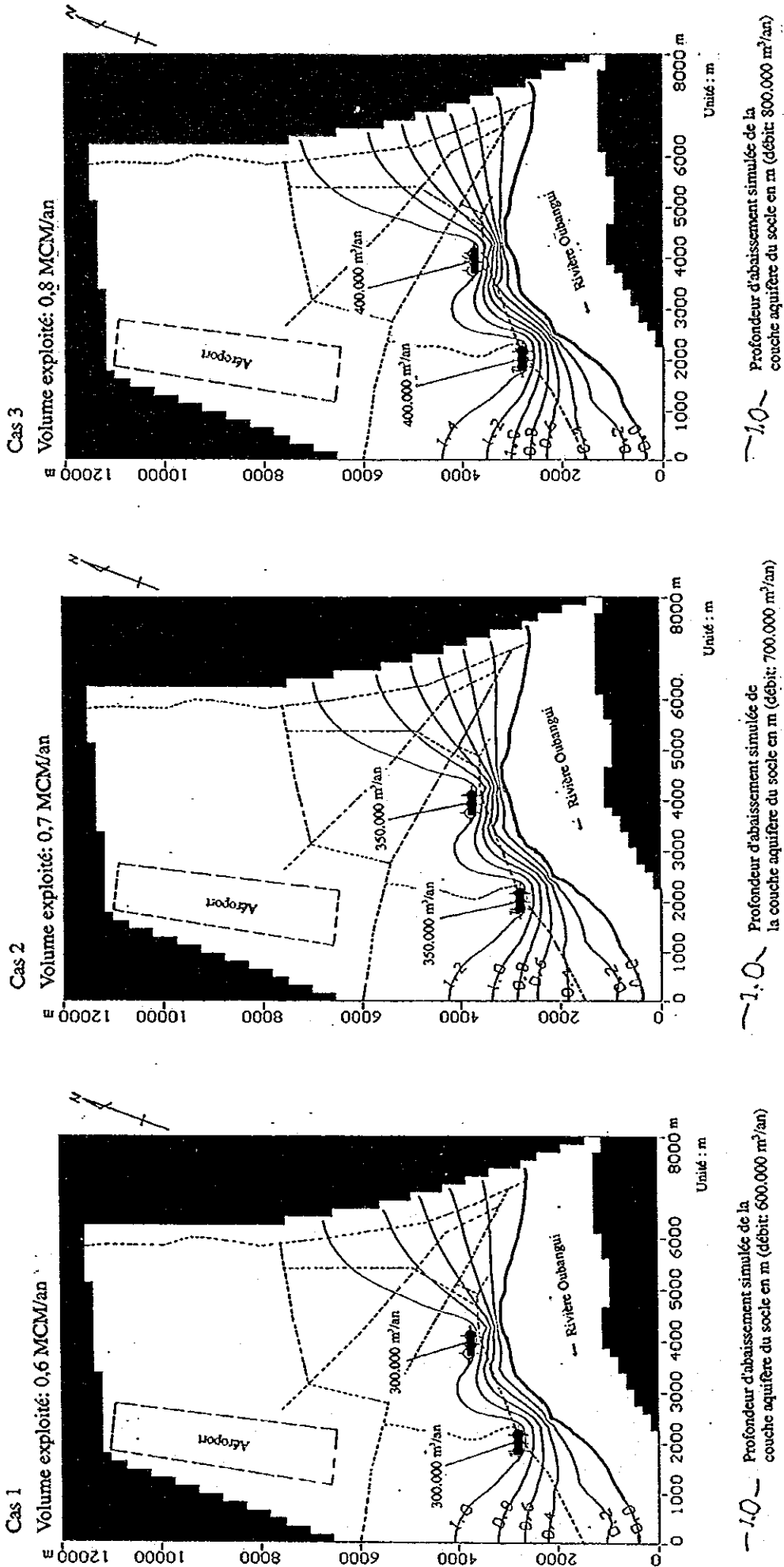


Figure 3.2.1 (1) Profondeur d'abaissement simulée de la couche aquifère du socle causée par l'exploitation

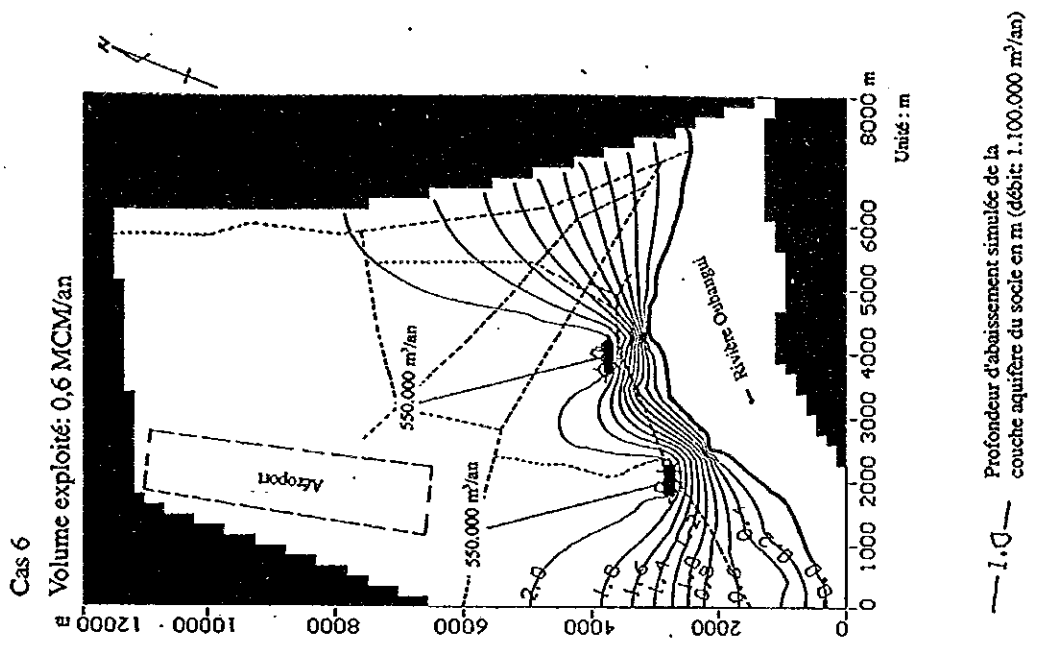
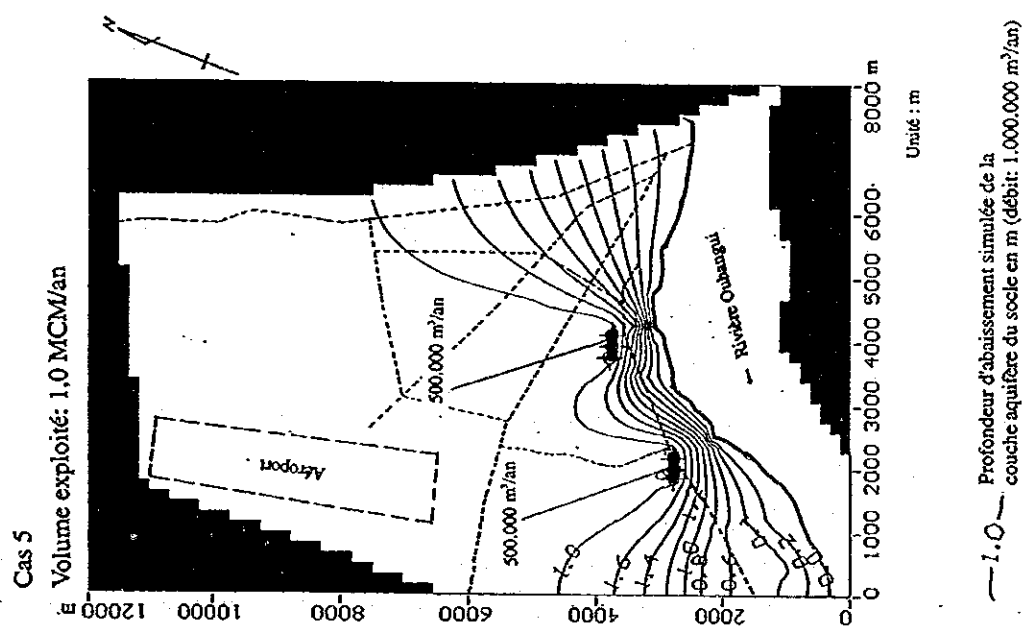
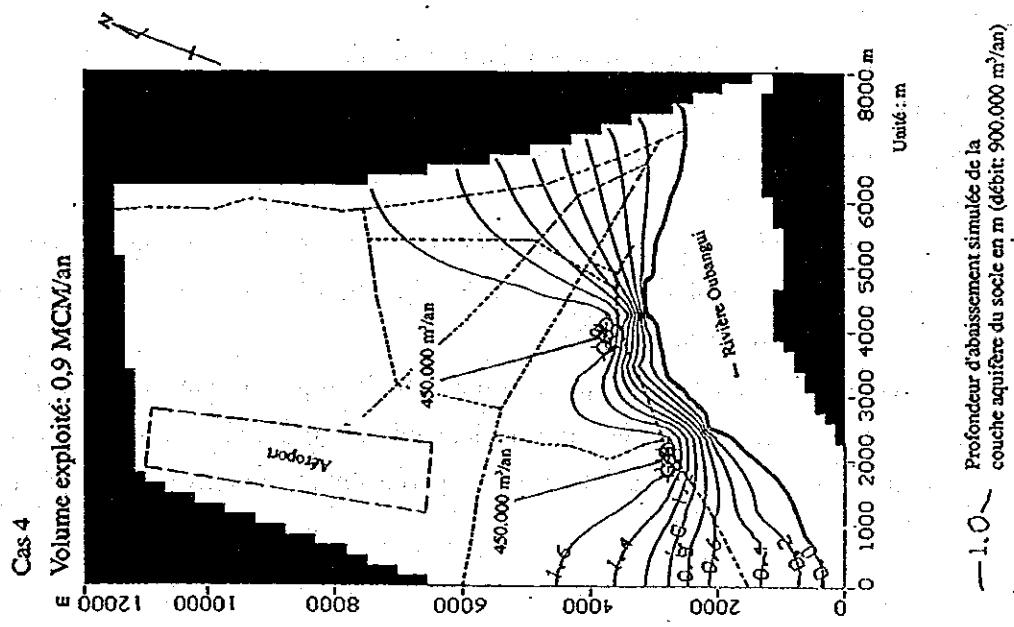


Figure 3.2.1 (2) Profondeur d'abaissement simulée de la couche aquifère du socle causée par l'exploitation

3.3 Qualité des eaux souterraines

La qualité des eaux souterraines est en dehors des normes de l'OMS pour l'eau potable pour les articles suivants dans la nappe profonde du socle dans les eaux souterraines cibles situées dans la zone de la ville de Bangui.

- Coliformes, Mn, Fe et NO₃

3.3.1 Qualité actuelle des eaux souterraines dans le bassin des eaux souterraines cible

(1) Coliformes

On trouve des coliformes dans tous les forages, y compris les forages d'exploration creusés pour cette étude. De plus, des coliformes thermorésistants sont présents dans tous les forages, y compris ceux puisant dans la nappe du socle. La densité de coliformes thermorésistants est en relation directe avec le coliforme *Escherichia* qui existe en particulier dans les matières fécales.

Ces résultats suggèrent que même les eaux souterraines profondes sont contaminées par les polluants de la surface du sol. C'est pourquoi des installations de stérilisation seront nécessaires pour le système d'alimentation en eau.

(2) Ions de manganèse (Mn)

La distribution de la concentration de Mn dans les eaux souterraines est indiquée sur la Fig. 3.3.1.

1) Nappe peu profonde de la latérite

La concentration de Mn dans la nappe peu profonde dans la latérite dépasse la norme de l'OMS (0,5 mg/l) dans presque tout le bassin, mais il semble que la concentration de Mn devienne moins forte dans la zone Nord du bassin des eaux souterraines cible comme le montre la Fig. 3.3.1.

La concentration de Mn a tendance à baisser pendant la saison des pluies. On en déduit que cette modification dans la concentration est causée par la dilution à cause de la recharge d'eau abondante pendant la saison des pluies.

2) Nappe profonde du socle

La concentration de Mn dans la nappe profonde du socle diminue dans les zones très perméables dans lesquelles la concentration de Mn est conforme aux normes de l'OMS comme le montre la Fig. 3.3.1.

On en déduit que l'eau fraîche, qui s'écoule dans la zone hautement perméable, fait diminuer la concentration de Mn qui devient inférieure à celle des autres zones où l'eau souterraine stagne à cause de la faible perméabilité. On en conclut qu'une eau

plus sûre en termes de concentration MN peut être obtenue dans la zone hautement perméable où sont concentrés les champs d'eaux souterraines proposés.

(3) Ions ferreux (F2)

La Fig. 3.3.2 indique la distribution de la concentration Fe.

1) Nappe peu profonde de la latérite

La concentration de Fe dans la nappe peu profonde de la latérite dépasse la norme de l'OMS (0,3 mg/l) dans presque toute la zone du bassin des eaux souterraines cible, sauf la zone aux environs de l'aéroport, comme le montre la Fig. 3.3.2.

La tendance est la même que pour la concentration de Mn dans les eaux souterraines peu profonde. A savoir, la concentration de Fe diminue pendant la saison des pluies, et l'on en déduit que la dilution des eaux souterraines pendant la saison des pluies en est peut-être la raison principale.

2) Nappe profonde du socle

La concentration de Fe dans la nappe profonde du socle diminue aussi dans les zones très perméables dans lesquelles la concentration de Fe est conforme aux normes de l'OMS comme le montre la Fig. 3.3.2. On en déduit que les mêmes raisons que pour la concentration de Mn peuvent être applicables à l'explication de ce phénomène.

On en conclut ainsi qu'une eau sûre peut être obtenue seulement dans la zone très perméable où les champs d'eaux souterraines sont situés, en termes de concentration de Fe.

(4) Ion de nitrate (NO₃)

La Fig. 3.3.3 indique la répartition de la concentration de NO₃ dans les eaux souterraines.

1) Nappe peu profonde dans la latérite

La concentration de NO₃ dans la nappe peu profonde dans la latérite est pratiquement partout inférieure à celle de la norme de l'OMS (50 mg/l), sauf dans la partie Nord du bassin d'eaux souterraines pendant la saison des pluies, comme le montre la Fig. 3.3.3. Sa concentration moyenne est d'environ 10 à 20 mg/l.

Le changement saisonnier du taux de concentration est inversé par rapport à celui du Mn et du Fe. A savoir, la concentration de NO₃ augmente pendant la saison des pluies. On en déduit que ce changement peut être causé par l'arrivée d'eau de surface contaminée dans les puits à cause des ouvrages de protection défectueux du trou de puits.

On en déduit que la concentration de NO₃ dans les eaux souterraines peu profondes reste à un faible niveau, malgré l'abondance de contaminants comme les latrines à fosse.

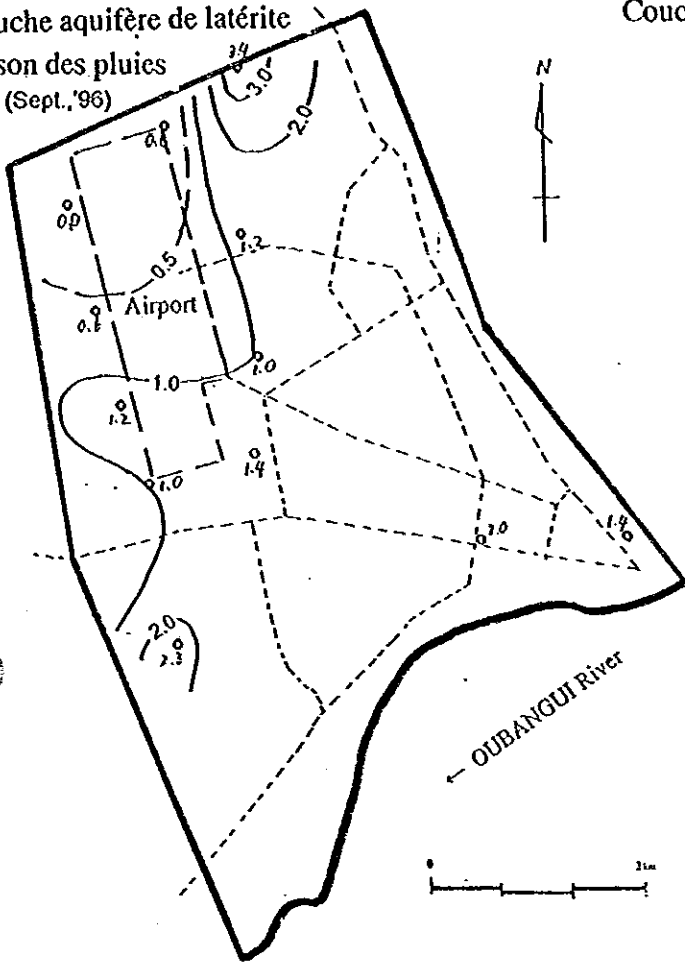
2) Nappe profonde du socle

Le modèle de distribution de la concentration de NO_3 dans les eaux souterraines profondes présente des caractéristiques différentes de celles de la concentration de Mn et de Fe. A savoir, il semble que la distribution de NO_3 ne soit pas contrôlée par la perméabilité de la couche aquifère et que la concentration soit pratiquement constante, allant de 10 à 20 mg/l, ce qui correspond à la norme de l'OMS. Ce phénomène montre que le NO_3 dérive de contaminants résultant des activités humaines tels que latrines à fosse et infiltration des eaux usées.

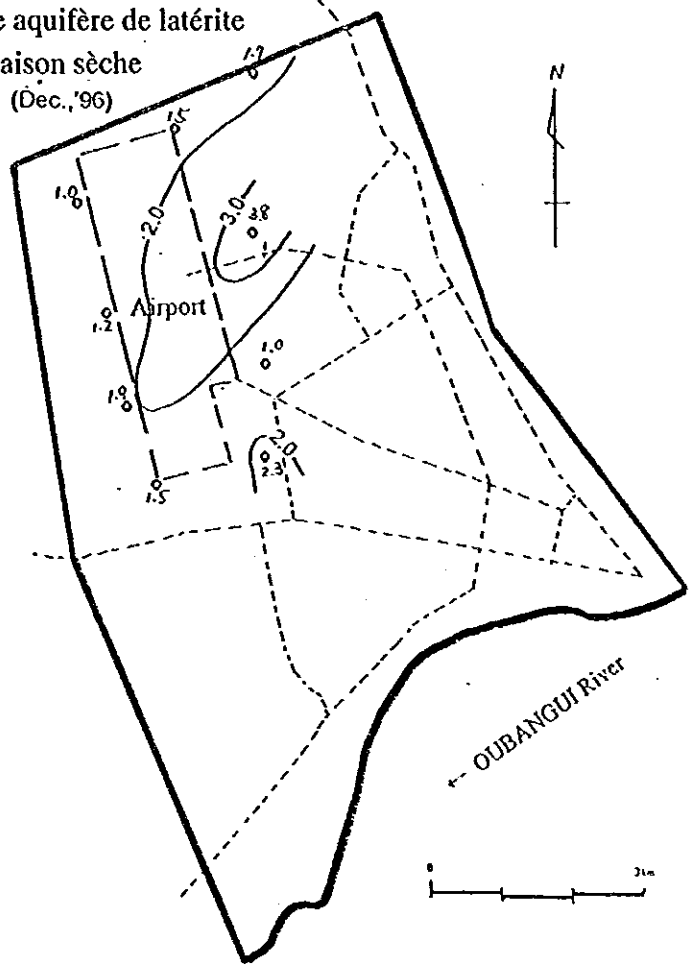
On en déduit également que la concentration de NO_3 dans les eaux souterraines profondes reste à un faible niveau, comme dans les eaux souterraines peu profondes.

Mn CONCENTRATION (mg/l)

Couche aquifère de latérite
saison des pluies
(Sept., '96)



Couche aquifère de latérite
Saison sèche
(Déc., '96)



Nappe aquifère du socle
Saison sèche
('98-'99)

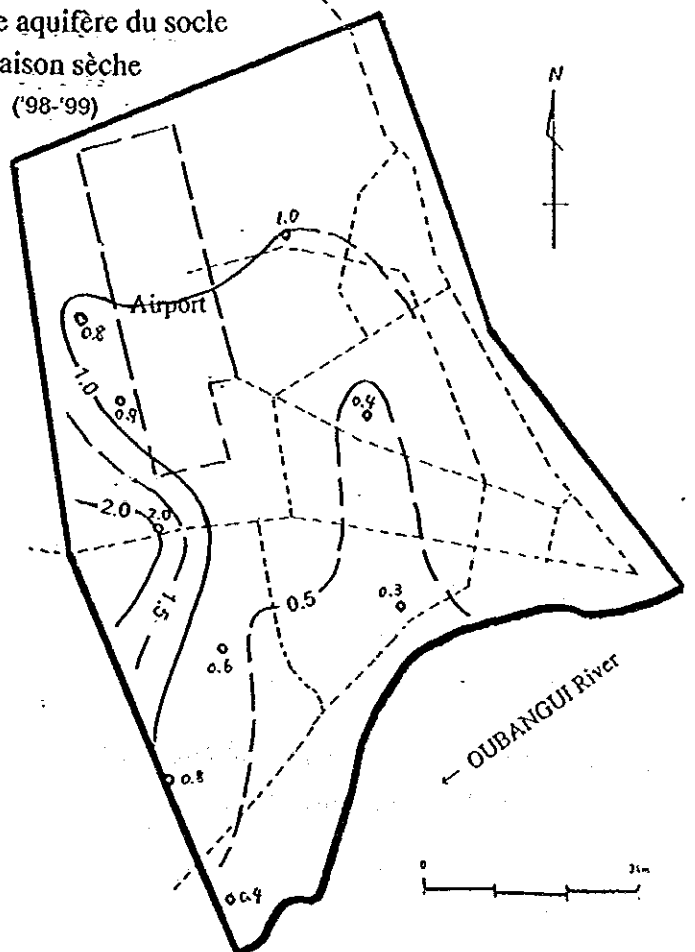


Fig.3.3.1 Répartition de la concentration de Mn dans les eaux souterraines

Fe CONCENTRATION (mg/l.)

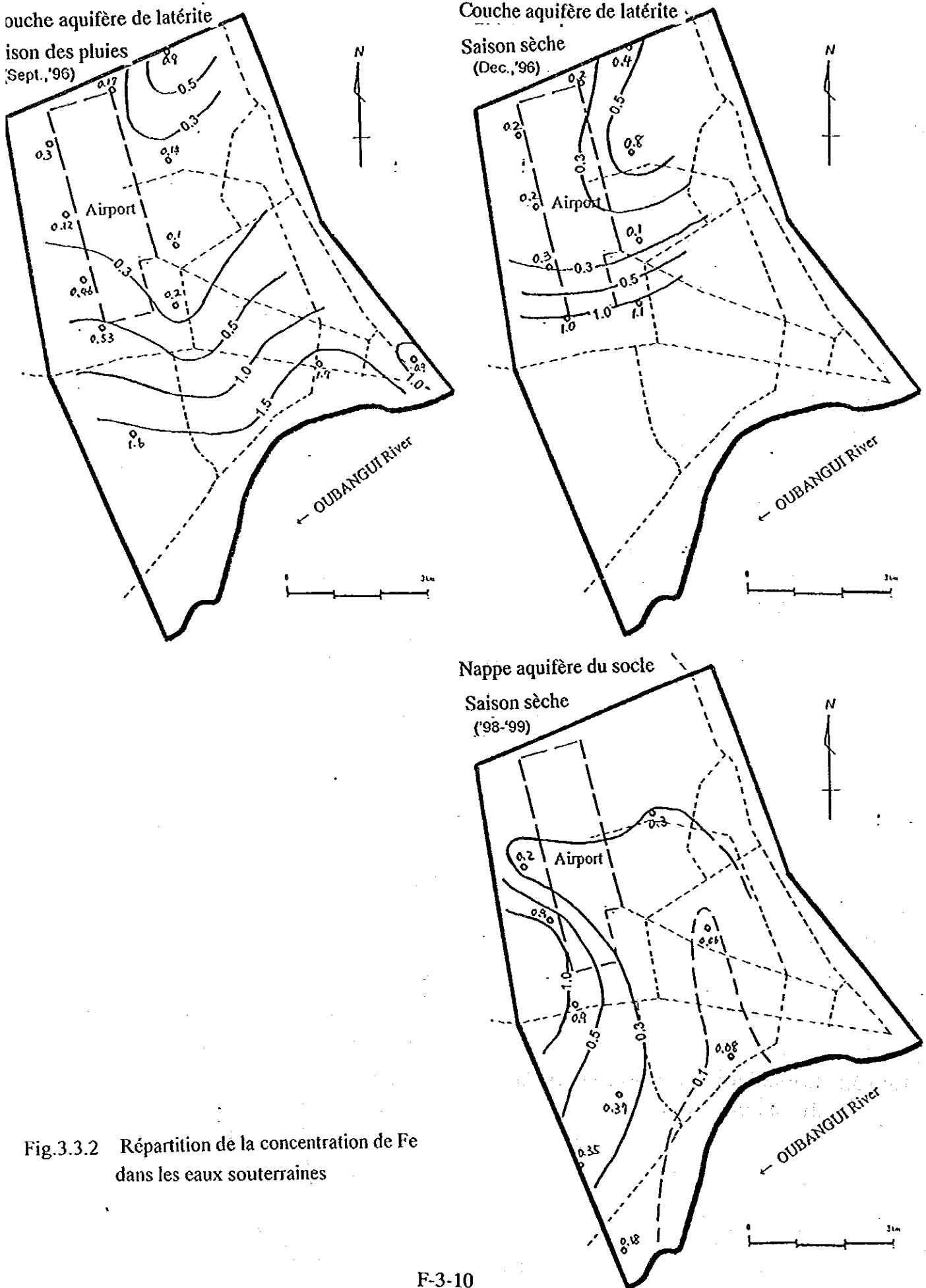
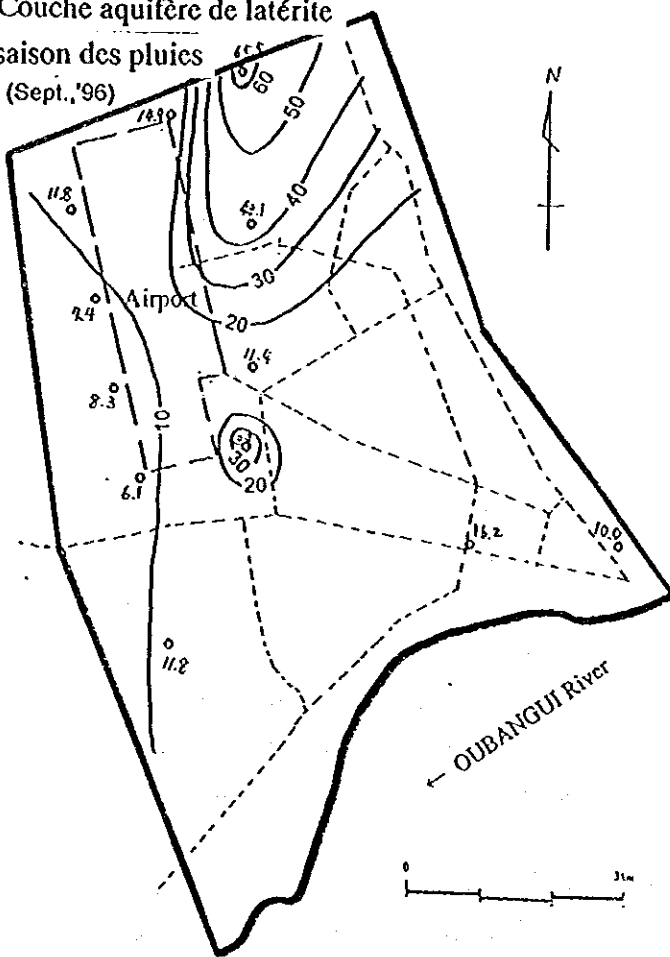


Fig.3.3.2 Répartition de la concentration de Fe dans les eaux souterraines

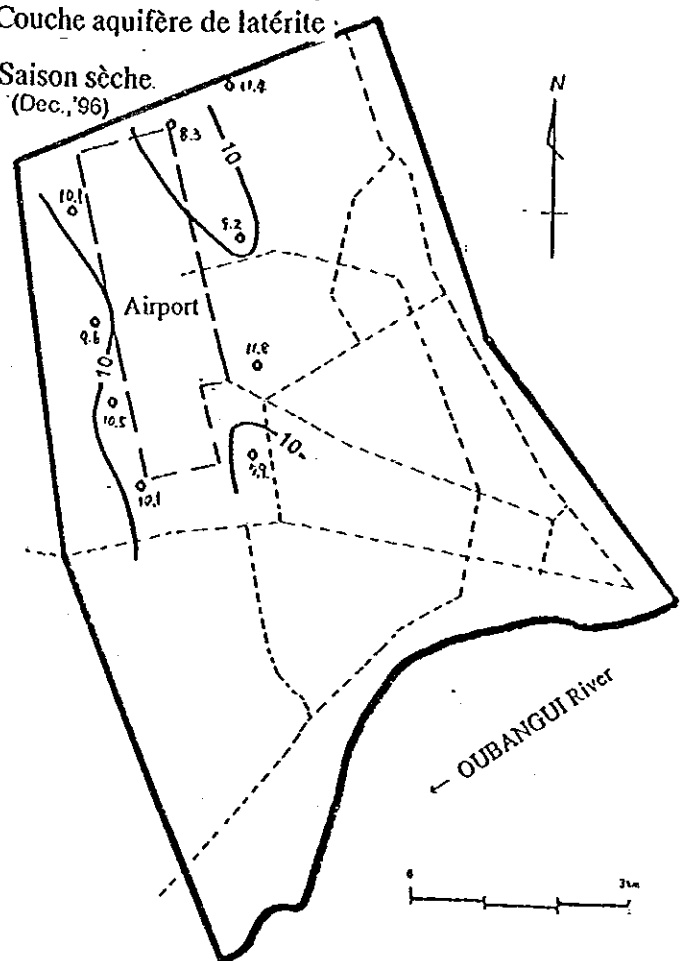
Couche aquifère de latérite

saison des pluies
(Sept., '96)



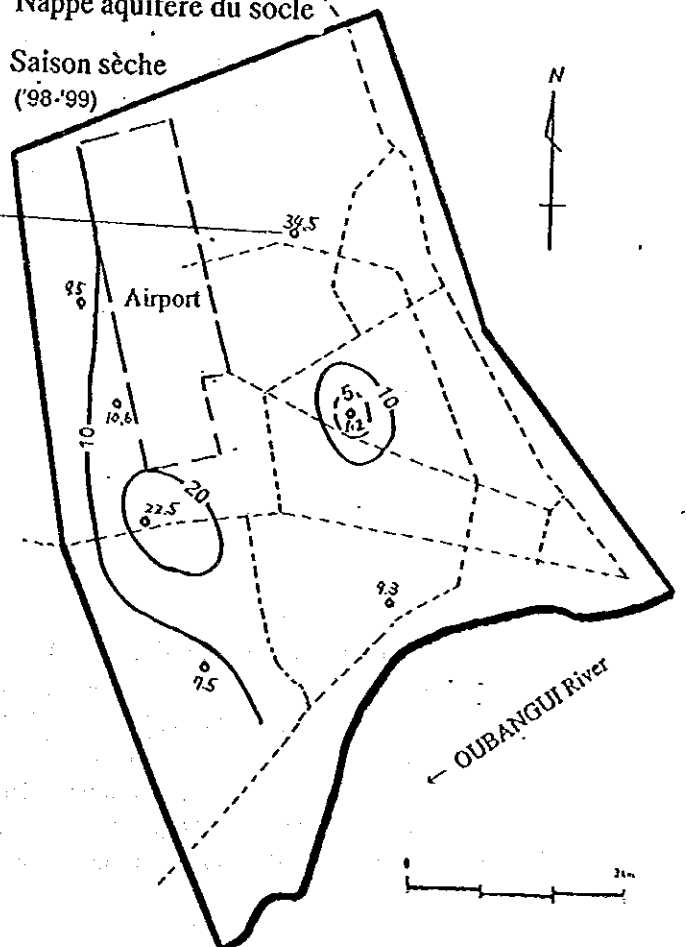
Couche aquifère de latérite

Saison sèche
(Dec., '96)



Nappe aquifère du socle

Saison sèche
('98-'99)



Note:
Comme le pompage à ce forage (situé à UCATEX) a été arrêté pendant longtemps, l'eau souterraine stagnait à l'intérieur. C'est pourquoi on a conclu que la concentration de nitrate de ce forage n'indiquait pas la vraie valeur.

Fig.3.3.3 Répartition de la concentration de NO₃ dans les eaux souterraines

3.3.2 Sources de contamination dans le bassin d'eaux souterraines cible

(1) Source de contamination en ions Mn et Fe dans les eaux souterraines

Comme indiqué dans le Rapport du Plan directeur, les ions Mn et Fe sont supposés dériver de couches tenant compte de la répartition de la concentration de ces ions.

Mais le mécanisme de contamination, qui est une réaction chimique entre l'eau souterraine et les couches, n'a pas été mise au clair à cause de complexités telles qu'éluvation et adsorption.

(2) Source de contamination des coliformes et du nitrate (NO₃)

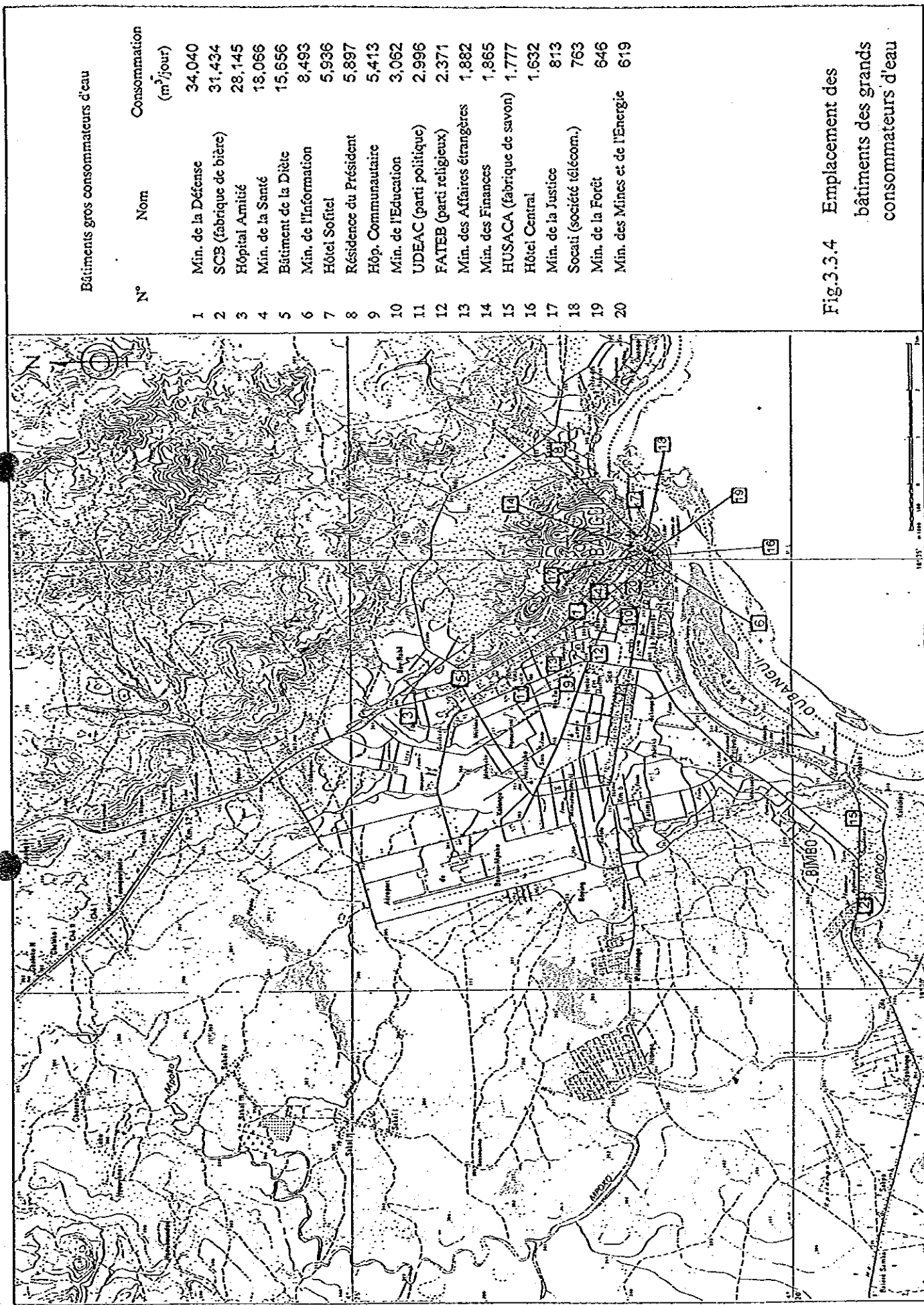
Les bureaux et usines qui consomment de grands volumes d'eau, classés de 1 à 20, ont été sélectionnés sur la base des informations de la SODECA et leur emplacement est indiqué sur la Fig. 3.3.4. Comme l'indique cette figure, les bâtiments des grands consommateurs d'eau sont en général des bureaux gouvernementaux, des hôpitaux et usines.

Les bureaux gouvernementaux et hôpitaux déchargent les eaux usées normales sans contaminants toxiques particuliers, tels que métaux lourds et chlore organique (trichloréthylène etc.) et ne constituent pas une source de contamination parce que tous ces bâtiments sont équipés de fosses septiques conformes à la réglementation^{note}.

Les usines (n° 2 à 15 sur la Fig. 3.3.4) sont aussi équipées d'installations de traitement des eaux usées. On suppose aussi qu'elles ne contaminent pas les eaux souterraines dans le bassin cible, même si des accidents imprévus peuvent survenir dans l'avenir parce qu'elles sont situées plus bas et touchent presque au flux d'eau souterraine du bassin.

Par conséquent, on en conclut que les sources de contamination des coliformes et NO₃ sont les maisons particulières sans fosse septique, qui sont largement répandues dans le bassin d'eaux souterraines cible.

^{note} : Le "REGLEMENT D'URBANISME DE LA VILLE DE BANGUI" établi le 3 avril 1971 par le Ministère du Logement et des Transports. Ce règlement appliqué dans la ville de Bangui définit dans son Article 5 l'obligation d'une installation sanitaire (fosses septiques) pour les maisons et les bâtiments nouvellement construits. Le permis de construire peut être annulé si une telle installation sanitaire n'est pas construite. La taille de l'installation est définie selon le nombre de personnes du foyer. L'obligation de l'installation sanitaire s'applique aux maisons et bâtiments pour plus de quatre personnes. Mais aucune clause pénale n'est prévue par ce règlement.



Établissements gros consommateurs d'eau

N°	Nom	Consommation (m ³ /jour)
1	Min. de la Défense	34,040
2	SCB (fabrique de bière)	31,434
3	Hôpital Amitié	28,145
4	Min. de la Santé	18,066
5	Bâtiment de la Diète	15,656
6	Min. de l'Information	8,493
7	Hôtel Sofitel	5,936
8	Résidence du Président	5,897
9	Hôp. Communautaire	5,413
10	Min. de l'Éducation	3,062
11	UDEAC (parti politique)	2,996
12	FATEB (parti religieux)	2,371
13	Min. des Affaires étrangères	1,882
14	Min. des Finances	1,865
15	HUSACA (fabrique de savon)	1,777
16	Hôtel Central	1,632
17	Min. de la Justice	813
18	Socati (société télécom.)	763
19	Min. de la Forêt	646
20	Min. des Mines et de l'Énergie	619

Fig.3.3.4 Emplacements des bâtiments des grands consommateurs d'eau

3.3.3 Examen des changements de qualité des eaux souterraines et recommandations

(1) Examen des changements de qualité des eaux souterraines

Comme la zone de recharge des eaux souterraines est située dans une zone urbaine en développement, la qualité des eaux souterraines devrait changer en fonction du développement urbain dans l'avenir. Autrement dit, on suppose que la qualité des eaux souterraines se détériorera avec l'augmentation des infiltrations des eaux usées drainées par les foyers et les usines qui augmenteront au fil des années.

1) Coliformes et ions de nitrate (NO_3)

Le nombre de coliformes et la concentration de NO_3 dans les eaux souterraines augmenteront dans l'avenir pour les raisons précitées.

Comme des installations de stérilisation sont incluses dans le plan sur le développement des eaux souterraines, l'augmentation du nombre de coliformes ne fera pas problème dans l'avenir.

La concentration actuelle de NO_3 dans les eaux souterraines est d'environ 10 à 20 mg/l, comme le montre la Fig. 3.3.3 et l'on peut en conclure qu'elle est encore à un niveau bas, par rapport à la norme de l'OMS (50 mg/l).

Comme les activités humaines, comme les matières fécales et les eaux usées, constituent la source de contamination pour le NO_3 , comme indiqué au paragraphe 3.3.2, on suppose que la contamination au NO_3 des eaux souterraines augmentera en fonction de l'accroissement de la population. Autrement dit, on suppose que l'homme lui-même est la source de contamination pour le NO_3 .

Sur la base de cette idée, la concentration de NO_3 devrait atteindre la norme de l'OMS si la population actuelle est multipliée par 2,5. En supposant que la population de la ville de Bangui augmente en continu au taux de croissance de 3,88%, elle sera multipliée par 2,5 dans environ 25 ans.

2) Ions Mn et Fe

Le mécanisme de contamination, qui est une réaction chimique entre l'eau souterraine et les couches, n'ayant pas été clarifié à cause de sa complexité, telle qu'éluvation et adsorption, il est difficile de prévoir précisément la modification de la concentration de Mn et Fe qui sera provoquée par le développement des eaux souterraines.

On en déduit que la concentration de Mn et Fe pourrait augmenter dans les champs d'eaux souterraines proposés parce que de l'eau souterraine à forte concentration de Mn et Fe pourrait être forcée à pénétrer dans les champs d'eaux souterraines par la décharge d'eau souterraine de la zone à forte concentration située en amont dans le bassin des eaux souterraines (voir Fig. 3.3.1 et 3.3.2).

Par contre, on en déduit aussi que la concentration de Mn et Fe pourrait ne pas changer considérablement dans les champs d'eaux souterraines proposés parce que le

volume des eaux souterraines en provenance de la zone de forte concentration en amont sera faible, comme le montre la carte du vecteur de flux des eaux souterraines après le développement des eaux souterraines (voir Fig. 3.3.5).

Dans les deux cas, la prévision de tout changement de la concentration de Mn et Fe est difficile à l'heure actuelle.

(2) Recommandations

Bien que la concentration de NO_3 dans les eaux souterraines reste actuellement d'un faible niveau et qu'il faudra beaucoup de temps pour dépasser la norme de l'OMS dans l'avenir, la construction des fosses septiques doit être promue conformément au règlement pour améliorer les conditions d'assainissement dans la ville de Bangui.

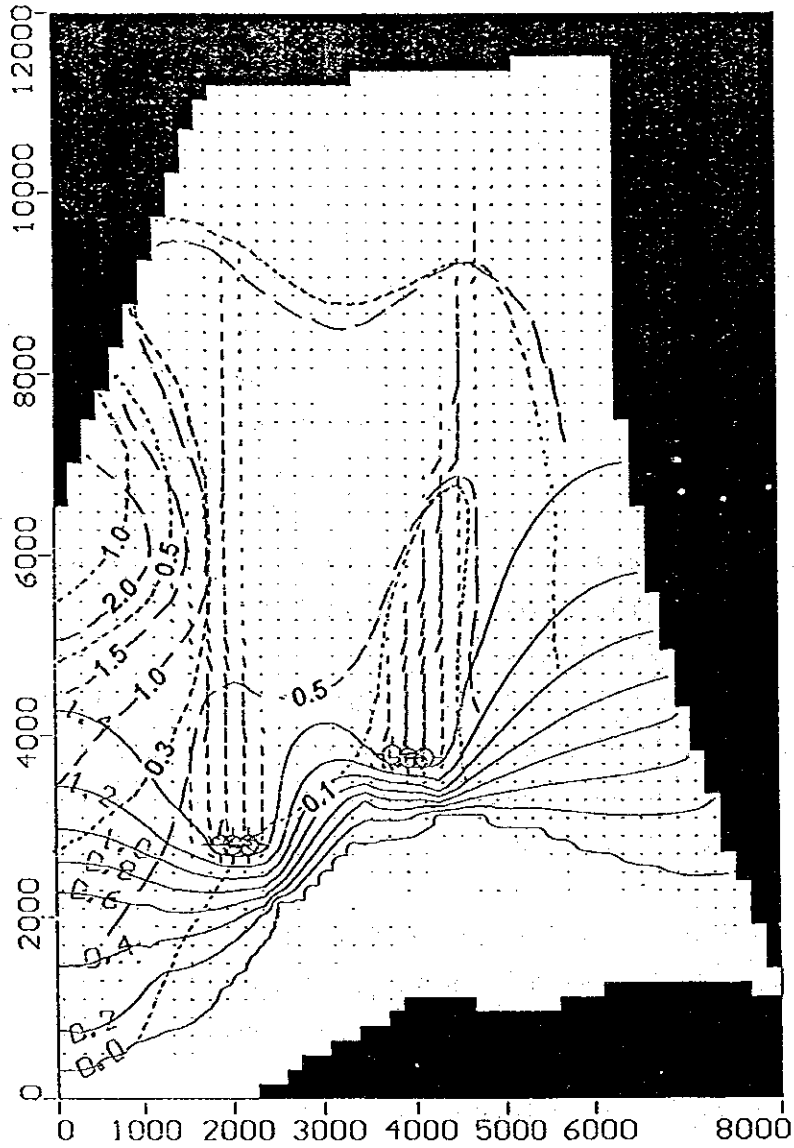
Comme la zone de recharge de l'eau souterraine dans le bassin des eaux souterraines cible coïncide pratiquement avec la zone de la ville de Bangui, il est recommandé que la construction de nouvelles usines soit interdite dans la ville de Bangui et qu'elles soient localisées en dehors du bassin des eaux souterraines cible pour éviter la contamination des eaux souterraines par des contaminants toxiques spéciaux qu'elles déchargent. Pour soutenir ces activités, il est fortement recommandé au Gouvernement de la RCA de promulguer une loi sur la protection des eaux souterraines pour la zone de recharge, de réglementer les décharges de polluants et de promouvoir la mise en place de fosses septiques pour chaque maison. D'autre part, un projet pour l'aménagement d'un système d'égout doit être lancé dans un proche avenir, en particulier dans la zone de recharge.

Comme la prévision de tout changement de concentration de Mn et Fe est difficile à l'heure actuelle, il est recommandé de prévoir des installations de traitement du Mn et Fe à cette étape et de les construire si une augmentation importante de la concentration de Mn et Fe est détectée par surveillance de la qualité des eaux souterraines sur les champs d'eaux souterraines.

Enfin, il est recommandé que la surveillance des eaux souterraines quant aux concentrations de Mn et Fe soit minutieusement poursuivie après le développement des eaux souterraines. Le Chapitre 6 donne les détails de cette surveillance des eaux souterraines.

Cas-3

Volume exploité : 0,8MCM/an



Concentration de Mn dans les eaux
souterraines profondes (mg/l)

Concentration de Fe dans les eaux
souterraines profondes (mg/l)

↓ Vecteur de flux des eaux souterraines profondes
après le développement des eaux souterraines (0,8 MCM/an)

Fig.3.3.5 Concentrations de Mn et Fe et vecteur de flux des eaux souterraines

Chapitre 4. PLAN D'ALIMENTATION EN EAU

4.1 Zone d'alimentation et population

L'étude du Plan directeur est centrée sur un projet du développement des eaux souterraines comme recommandé dans l'étude de faisabilité pour libérer les habitants de leurs conditions de vie insalubres et incommodes. Les installations requises pour le développement des eaux souterraines sont de taille plus petite que celles nécessaires pour l'utilisation de l'eau de surface. Elles ont donc l'avantage pour le coût de construction moins élevé et le coût d'exploitation et maintenance. Vu ces mérites, la zone de l'étude a été sélectionnée sur la base des éléments suivants.

- a) Zone sans alimentation en eau
- b) Zone dont l'état du service de fourniture d'eau reste mauvais du point de vue de la pression et de la qualité
- c) Zone où le taux de croissance démographique est élevé
- d) Zone où la population est exposée à un risque élevé de déclaration de maladie d'origine hydrique

En considérant ces éléments en bloc, la périphérie Ouest ou Nord de la zone de service de fourniture d'eau actuelle correspond à ces critères. Plusieurs zones du district de Bimbo proche de la Ville de Bangui ont maintenant l'eau courante, mais l'approvisionnement est instable. En particulier pendant la saison sèche, ces zones connaissent de sérieux problèmes de coupure fréquente ou de basse pression due à la consommation importante dans la ville de Bangui.

Par conséquent, sur la base de la reconnaissance sur le terrain effectuée, la zone de l'étude a été fixée comme indiqué dans le Tableau 4.1.1 et sur la Figure 4.1.1.

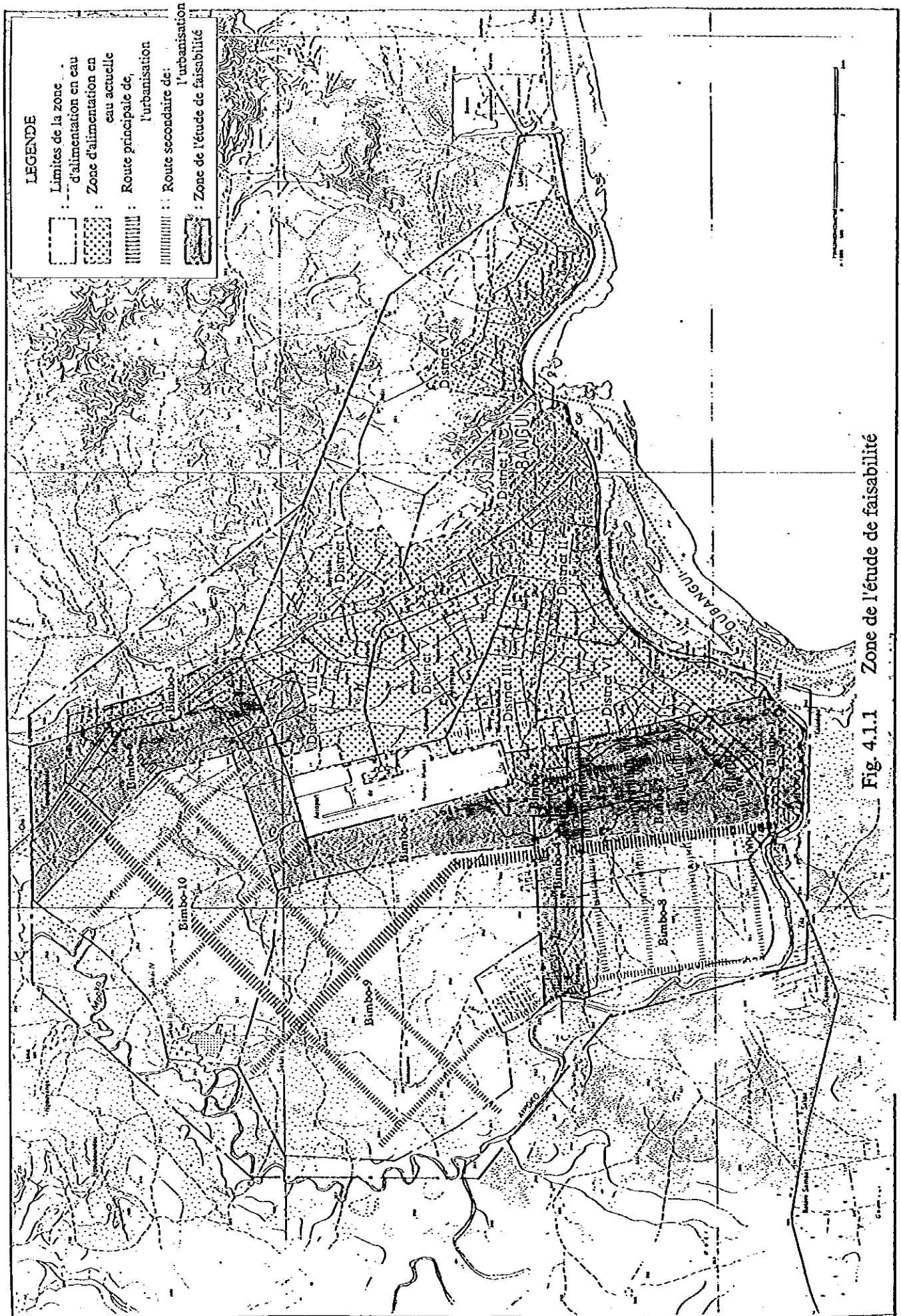


Fig. 4.1.1 Zone de l'étude de faisabilité

Tableau 4.1.1 Zone de l'étude de faisabilité

Zone d'étude	Communauté et zone	Motif de la sélection
Bimbo-1	Banékola, Batalimon I, Batalimon II, Pala	Bien qu'il y ait l'eau courante, la population a des difficultés à l'obtenir en permanence.
Bimbo-2	Pélémongo, Boeing, Kokolo	Bien qu'il y ait l'eau courante, la population a des difficultés à l'obtenir en permanence.
Bimbo-3	Ngola I, Ngola II, Km 12	Bien qu'il y ait l'eau courante, la population a des difficultés à l'obtenir en permanence.
Bimbo-4	Ouest de Boeing, et Pelemongo, Nzongo	Zone sans eau courante. Population en croissance rapide. Utilisation largement répandue de puits insalubres.
Bimbo-5	Est de Bangui-Mpoko	Zone sans eau courante. Population en croissance rapide. Utilisation largement répandue de puits insalubres.
Bimbo-6	Nord de l'aéroport, Ouest de Bimbo 3	Zone sans eau courante. Population en croissance rapide. Utilisation largement répandue de puits insalubres.
Bimbo-7	Zone pilote du plan de développement urbain	Zone sans eau courante. Population augmentant avec le commencement de l'urbanisation. Pas d'autre source d'eau disponible que le service de fourniture d'eau du projet proposé.
Bangui-VIII	Nord de Ngongonon et Combattants	Zone sans eau courante. Population en croissance rapide. Utilisation largement répandue de puits insalubres.

La projection de la population a été analysée dans le Plan directeur. Comme aucune donnée supplémentaire concernant la projection de la population n'est apparue, la population de l'année cible 2005 de cette étude de faisabilité est conforme au résultat du Plan directeur. Le Tableau 4.1.2 résume la population future de la zone de l'étude.

Tableau 4.1.2 Population estimée de la zone de l'étude

Zone	Année 1998	*Année 2005	Année 2010	Année 2015
Bimbo-1	6.000	10.223	14.959	21.888
Bimbo-2	4.000	6.815	9.972	14.592
Bimbo-3	3.500	5.963	8.726	12.768
Bimbo-4	3.000	5.112	7.479	10.944
Bimbo-5	1.500	2.556	3.740	5.472
Bimbo-6	2.500	4.260	6.233	9.120
Bimbo-7	1.000	1.704	2.493	3.648
Bangui VIII(1)	32.624	42.586	51.514	62.508
Total	54.124	79.219	105.116	140.940

Remarque: * Année cible de l'étude de faisabilité, 2005

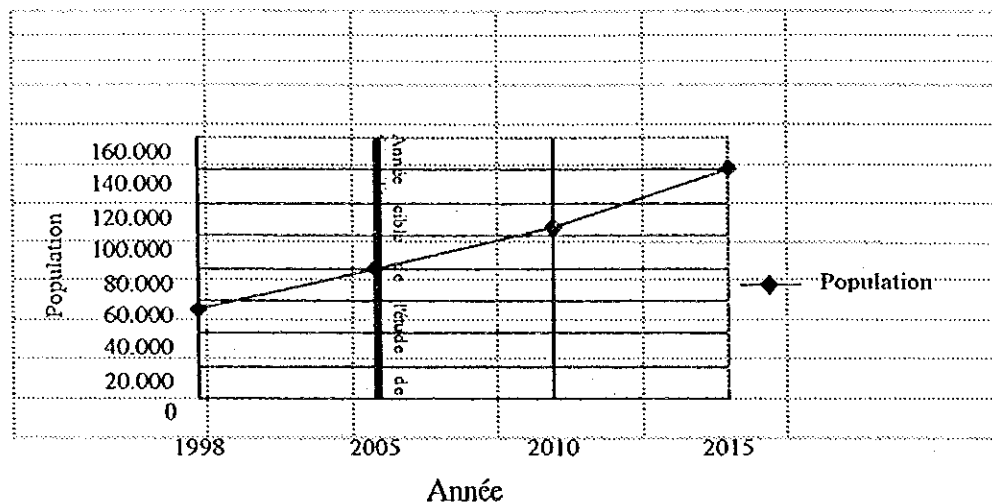


Fig. 4.1.1 Projection de la population

4.2 Projection de la demande en eau

Les facteurs pour la projection de la demande en eau, supposés dans l'étude du Plan directeur, se résument comme suit.

La population objet du service de fourniture d'eau a été estimée en supposant des taux de couverture du service de fourniture d'eau pour chaque zone. Le Tableau 4.2.1 suivant résume les taux de couverture du service de fourniture d'eau pour la zone de l'étude de faisabilité.

Le Tableau 4.2.2 indique la proportion des usagers des fontaines publiques et des usagers de branchement particulière.

Les unités de consommation d'eau sont supposées en tenant compte des caractéristiques d'urbanisation de chaque zone. Le Tableau 4.2.3 indique les unités de consommation d'eau. Les taux d'efficacité du service de fourniture d'eau, correspondant au volume d'eau dans le volume d'eau total produit par la station d'épuration qui serait fourni aux consommateurs, sont indiqués dans le Tableau 4.2.4.

Le taux de charge de l'alimentation en eau est un pourcentage du volume d'alimentation moyen journalier sur l'alimentation journalière maximum. Le volume d'eau journalier maximum est généralement enregistré pendant la saison sèche. Il a été estimé à 80% sur la base des données de la SODECA.

Tableau 4.2.1 Couverture du service de fourniture d'eau dans la zone d'étude

Zone	Année 1998	*Année 2005	Année 2010	Année 2015
Bimbo-1 à 3	30%	50%	55%	60%
Bimbo-4 à 7	0	32,7%	46,4%	60%
Bangui VIII(1)	0	50%	55%	60%

Tableau 4.2.2 Pourcentage des fontaines publiques et des branchements particuliers

Zone	Usager	Année 2005	Année 2010	Année 2015
Bimbo-1 à 7	Branchement particulier	15%	22,5%	30%
	Fontaine publique	85%	77,5%	70%
Bangui VIII(1)	Branchement particulier	30%	30%	30%
	Fontaine publique	70%	70%	70%

Tableau 4.2.3 Unité de consommation d'eau

Zone	Usager	Année 2005	Année 2010	Année 2015
Bimbo-1 à 7	Branchement particulier	70 l/pers/j	85 l/pers/j	100 l/pers/j
	Fontaine publique	10 l/pers/j	17,5 l/pers/j	25 l/pers/j
Bangui VIII(1)	Branchement particulier	70 l/pers/j	85 l/pers/j	100 l/pers/j
	Fontaine publique	25 l/pers/j	25 l/pers/j	25 l/pers/j

Tableau 4.2.4 Taux d'efficacité

Zone	Année 1998	*Année 2005	Année 2010	Année 2015
Bimbo-1 à 3	65%	69,1%	72,1%	75%
Bimbo-4 à 7 et Bangui VIII(1)	0	90%	87,5%	85%

Le Tableau 4.2.5 donne une estimation de la demande en eau sur la base des facteurs ci-dessus.

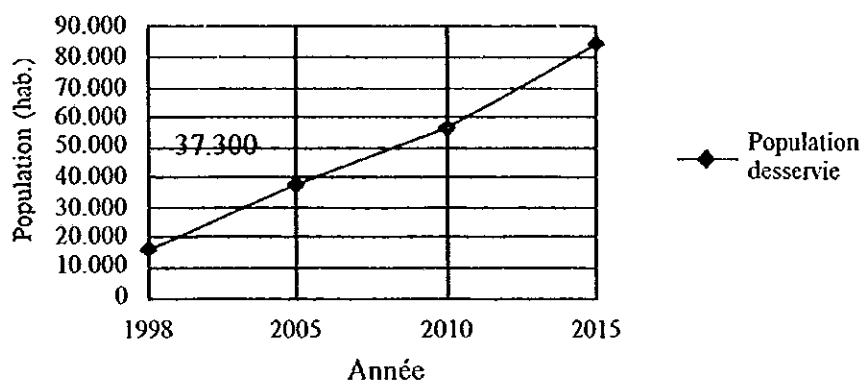


Fig. 4.2.1 Population desservie

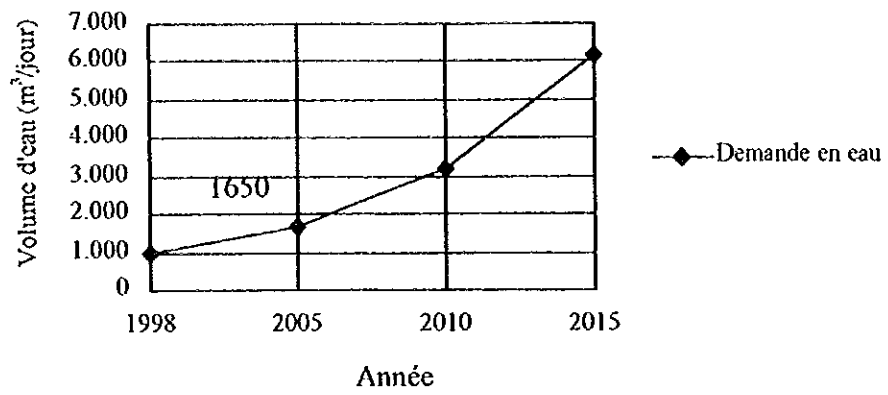


Fig. 4.2.2 Projection de la demande en eau

Tableau 4.2.5 Projection de la demande en eau dans l'avenir
Année cible de l'étude de faisabilité: 2005

District	Population (habitants)	Taux d'alimentation en eau %	Population alimentée	Type d'alimentation		Population		Demande (l/pers.)		Demande (m3/j)		Taux d'efficacité (m3/f)	Demande totale (m3/f)	Taux de charge	Production journalière moy. (m3/f)	Production journalière max. (m3/f)
				Branchement particulier	Fontaine publique	Branchement particulier	Fontaine publique	Branchement particulier	Fontaine publique	Branchement particulier	Fontaine publique					
Bimbo-1	10,223	50.0	5,112	0.15	0.85	767	4,345	70.0	10.0	54	43	0.691	97	141	0.80	176
Bimbo-2	6,815	50.0	3,408	0.15	0.85	511	2,896	70.0	10.0	36	29	0.691	65	94	0.80	117
Bimbo-3	5,963	50.0	2,982	0.15	0.85	447	2,534	70.0	10.0	31	25	0.691	57	82	0.80	102
Bimbo-4	5,112	32.7	1,672	0.15	0.85	251	1,421	70.0	10.0	18	14	0.900	32	35	0.80	44
Bimbo-5	2,556	32.7	836	0.15	0.85	125	710	70.0	10.0	9	7	0.900	16	18	0.80	22
Bimbo-6	4,260	32.7	1,393	0.15	0.85	209	1,184	70.0	10.0	15	12	0.900	26	29	0.80	37
Bimbo-7	1,704	32.7	557	0.15	0.85	84	474	70.0	10.0	6	5	0.900	11	12	0.80	15
Bangui D-VIII(1)	42,386	50.0	21,293	0.30	0.70	6,388	14,905	70.0	25.0	447	373	0.900	820	911	0.80	1,159
Totale	79,219	-	37,251	-	-	8,782	28,470	-	-	615	508	-	1,123	1,321	-	1,651
Année 2010																
Bimbo-1	14,959	55.0	8,227	0.225	0.775	1,851	6,376	85.0	17.5	157	112	0.721	269	373	0.80	466
Bimbo-2	9,972	55.0	5,485	0.225	0.775	1,234	4,251	85.0	17.5	105	74	0.721	179	249	0.80	311
Bimbo-3	8,726	55.0	4,799	0.225	0.775	1,080	3,719	85.0	17.5	92	65	0.721	157	218	0.80	272
Bimbo-4	7,479	46.4	3,470	0.225	0.775	781	2,689	85.0	17.5	66	47	0.875	113	130	0.80	162
Bimbo-5	3,740	46.4	1,735	0.225	0.775	390	1,345	85.0	17.5	33	24	0.875	57	65	0.80	81
Bimbo-6	6,233	46.4	2,892	0.225	0.775	651	2,241	85.0	17.5	55	39	0.875	95	108	0.80	135
Bimbo-7	2,493	46.4	1,157	0.225	0.775	260	896	85.0	17.5	22	16	0.875	38	43	0.80	54
Bangui D-VIII(1)	51,514	55.0	28,333	0.30	0.70	8,500	19,833	85.0	25.0	722	496	0.875	1,218	1,392	0.80	1,740
Totale	105,116	-	56,099	-	-	14,747	41,351	-	-	1,254	872	-	2,126	2,577	-	3,222
Année 2015																
B-1	21,888	60.0	13,133	0.30	0.70	3,940	9,193	100.0	25.0	394	230	0.750	624	832	0.80	1,040
B-2	14,592	60.0	8,755	0.30	0.70	2,627	6,129	100.0	25.0	263	153	0.750	416	554	0.80	693
B-3	12,768	60.0	7,661	0.30	0.70	2,298	5,363	100.0	25.0	230	134	0.750	364	485	0.80	606
B-4	10,944	60.0	6,566	0.30	0.70	1,970	4,596	100.0	25.0	197	115	0.850	312	367	0.80	459
B-5	5,472	60.0	3,283	0.30	0.70	985	2,298	100.0	25.0	98	57	0.850	156	183	0.80	229
B-6	9,120	60.0	5,472	0.30	0.70	1,642	3,830	100.0	25.0	164	96	0.850	260	306	0.80	382
B-7	3,648	60.0	2,189	0.30	0.70	657	1,532	100.0	25.0	66	38	0.850	104	122	0.80	153
D-VIII(1)	62,508	60.0	37,505	0.30	0.70	11,251	26,253	100.0	25.0	1,125	656	0.850	1,781	2,096	0.80	2,620
Totale	140,940	-	84,564	-	-	25,369	59,195	-	-	2,537	1,480	-	4,017	4,946	-	6,182

4.3 Disposition des installations

La politique de base pour la disposition des installations est comme suit.

1) D'après la projection de la demande en eau, la demande en eau a été estimée à 1.650 m³/jour en l'année cible 2005. Ensuite, elle devrait augmenter à un taux plus rapide qu'avant pour atteindre le volume d'eau souterraine exploitable, estimé à 2.200 m³/jour, avant 2007. Comme les installations proposées dans cette étude devraient être achevées vers l'an 2004, il serait raisonnable de laisser quelques années à la capacité du système. C'est pourquoi, 2.200 m³/jour, qui correspond au volume d'eau souterraine exploitable, doit être la demande journalière maximum de conception. D'après la projection de la population desservie par le service de fourniture d'eau, environ 45.000 personnes pourront être alimentées avec ce volume d'eau avant 2007.

2) Le système d'alimentation en eau proposé comprend des forages de prise, une canalisation de transport d'eau principale, un réservoir et des installations de distribution. Du forage de prise au réservoir, les installations seront indépendantes de celles existantes. Les canalisations de distribution, toutefois, couvriront partiellement la zone d'alimentation en eau de Bimbo 1, 2 et Bimbo 3. Bien que les réseaux de distribution proposés puissent être opérés indépendamment de ceux existants, compte tenu des cas suivants, les canalisations principales doivent être raccordées entre les systèmes nouveau et existant.

Cas 1: A l'étape primaire de l'opération du nouveau système, la demande en eau dans la zone cible sera inférieure à la capacité du système. Pour assurer l'utilisation efficace de l'eau, l'eau en surplus pourra être dirigée vers la zone de service de fourniture d'eau existante via des points de connexion.

Cas 2: Quand le service de fourniture d'eau est interrompu en cas d'urgence, le service pourra être poursuivi en fournissant de l'eau via les points de connexion.

Cas 3: Compte tenu de la projection de la demande, la demande en eau dans la zone cible augmentera le volume d'eau produit proposé aux environs de 2007. Ensuite, l'eau sera prise du réseau de distribution existant par des tuyaux de connexion.

Mais pour faciliter l'exploitation, il est recommandé que les vannes de connexion entre les deux réseaux de canalisations soient normalement fermées.

3) Bien que les habitants obtiennent l'eau par fontaine publique ou branchement particulier, les utilisateurs des fontaines publiques constitueront la majorité. Généralement, les utilisateurs de branchements particuliers seront de la classe à revenu élevé. Il est donc supposé que ces derniers puissent couvrir eux-mêmes les frais de branchement. Du point de vue des besoins fondamentaux de l'homme, les fontaines publiques devraient être incluses dans la portée du projet.

Chapitre 5. Conception des installations et de l'équipement d'alimentation en eau

5.1 Critères de conception

5.1.1 Demande en eau

(1) Demande journalière maximale

Comme indiqué dans le rapport du Plan directeur, la demande journalière maximale a été calculée à 2.200 m³.

(2) Demande horaire de pointe

La demande horaire de pointe est obtenue par l'équation suivante:

$$Q_p = K \times Q_m \times 1/24$$

où: Q_p : demande horaire de pointe (m³/h)

Q_m : demande journalière maximale (m³/jour)

K : facteur horaire de pointe (2)

(3) Demande pour la lutte contre l'incendie

La demande en eau est obtenue par l'équation suivante:

$$Q_f = (Q_m \times 1/24) + \text{demande en eau pour la bouche d'incendie}$$

où: Q_f : Demande pour la lutte contre l'incendie (m³/h)

Q_m : demande journalière maximale (m³/jour)

La demande en eau pour la bouche d'incendie = 60 m³/h

(4) Demande en eau

La demande en eau a été calculée et résumée dans le Tableau 5.1.1.

Tableau 5.1.1 Diverses demandes en eau

Demande en eau maximale (m ³ /jour)	Demande en eau de pointe (m ³ /h)
2.200	183,33

5.1.2 Installations de prise d'eau

Les installations de prise d'eau se composent de six forages et de canalisation de transport d'eau. Parmi ces six forages, quatre fonctionneront normalement pendant 18 heures, et les deux restants serviront de forage de secours. Le débit de la pompe submersible est obtenu comme suit:

Tableau 5.1.2 Débit respectif des pompes submersibles

Demande en eau maximale (m ³ /jour)	Nombre de pompes	Heures de fonctionnement	Débit respectif (m ³ /h)
2.200	4	18	30,56

5.1.3 Installations de transport d'eau

(1) Chambre de collecte

Le volume de stockage de la chambre de collecte correspondra à une heure de la demande journalière maximale.

(2) Pompe de transport d'eau

Trois pompes de transport ont été proposées pour ces installations, deux d'entre elles fonctionneront normalement 18 heures par jour, et l'une restante sera une pompe de secours, comme pour les forages. De plus, le facteur de 1,05 est considéré comme débit des pompes de transport pour la demande journalière maximale.

5.1.4 Alimentation électrique pour les installations d'alimentation en eau

L'alimentation électrique des installations d'alimentation en eau de cette étude sera fournie par une ligne électrique commerciale existante.

5.1.5 Canalisations

(1) Emplacement et profondeur

Les canalisations, en particulier principales, seront posées le long des routes existantes à une profondeur minimale de 1.200 mm de la surface du sol au-dessus du tuyau.

(2) Vitesse

La vitesse maximale du flux sera de 2,5 m/sec.

(3) Pression

La pression minimale dans la canalisation de distribution sera de plus de 10 kgf/cm².

(4) Matériau

Un tuyau en fonte ductile sera adopté pour le transport de l'eau brute et de transport d'eau, et un tuyau en acier pour la traversée des rivières (aqueduc). Pour la canalisation de distribution, un tuyau en fonte ductile (DCIP) sera adopté pour le diamètre de plus de 300 mm, et un tuyau en chlorure de polyvinyle (PVC) pour moins de 250 mm, compte tenu des tuyaux disponibles en RCA.

5.1.6 Réservoir de service

Les volumes de stockage requis pour le réservoir de service seront basés sur 12 heures de la demande journalière maximale, et le volume stocké devra être pris en compte l'efficacité de la mise en place d'un réservoir supplémentaire dans l'avenir. De plus, le réservoir sera prévu pour remplir les exigences des bouches d'incendie pendant une durée de deux heures.

5.1.7 Fontaines publiques

Une fontaine publique sera installée dans un rayon de 500 m (distance moyenne) et la conception typique des fontaines en RCA sera adoptée pour ce projet.

5.1.8 Bouche d'incendie

2 bouches à incendie seront mises en place sur les lieux publics sélectionnés, tels qu'école, centre médical etc. et 1,0 m³/min. sera déchargé par une bouche d'incendie.

5.1.9 Localisation du dispositif de rinçage et des vannes

Le dispositif de rinçage sera placé sur un point bas de la canalisation, et une chambre de la vanne aux jonctions de canalisations principales pour assurer un fonctionnement flexible. De plus, une vanne à air sera installée à un point spécifique, si nécessaire.

5.1.10 Dosage du chlore

Une dose de 2 mg/lit. est requise pour la désinfection seulement, et le chlore résiduel dans l'eau sera de 0,1 à 0,2 mg/lit. au dernier robinet de la canalisation de distribution.

5.2 Conception des installations

5.2.1 Forages

(1) Nombre et emplacement des forages productifs

1) Nombre de forages productifs

Comme le débit maximum des forages productifs est estimé à environ 100 m³/h dans les champs d'eaux souterraines proposés (voir Chapitre 4 du Rapport du Plan directeur), 40 m³/h est utilisé comme taux de pompage réel des forages productifs, compte tenu de la sécurité du pompage.

Le taux de fonctionnement annuel des forages productifs est estimé à 80%, compte tenu de l'entretien régulier. Le temps de fonctionnement quotidien prévu est de 18 heures par jour.

Comme le débit total prévu est de 800.000 m³/an, le nombre de forages requis a été estimé sur la base des conditions indiquées ci-dessus comme suit:

Nombre de forages productifs requis = $800.000 \text{ m}^3/\text{an} : (40 \text{ m}^3/\text{h} \times 18 \text{ h} \times 365 \text{ jours} \times 0,8) = 3,81 \rightarrow 4 \text{ forages}$

En plus du nombre de forages minimum, un forage de secours devrait être ajouté pour chaque champ d'eaux souterraines pour pouvoir faire face en cas d'accident imprévu.

Il est donc décidé que six forages productifs seront requis pour le Projet du développement des eaux souterraines de la Ville de Bangui.

2) Emplacement des forages productifs

L'intervalle entre les forages productifs doit être supérieur à 500 m pour éviter l'interférence entre les forages.

Les sites adaptés pour les six forages productifs ont été sélectionnés comme le montre la Fig. 3.1.1 pour les champs d'eaux souterraines proposés, par reconnaissance sur le terrain, en tenant compte des conditions précitées. La Fig. 5.2.1 indique l'emplacement des sites sélectionnés pour les forages productifs.

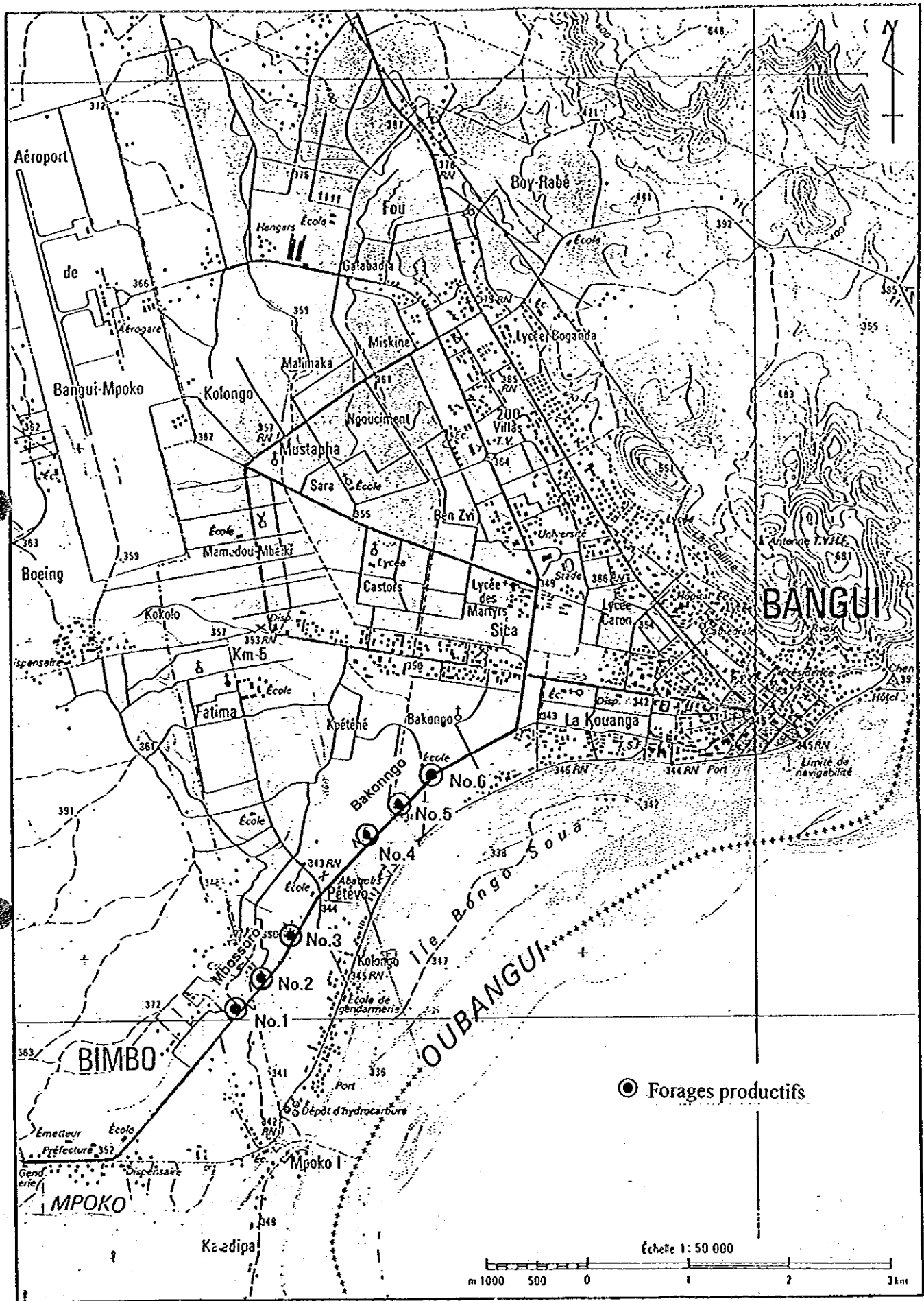


Fig.5.2.1 Emplacements des forages productifs

(2) Conception des forages productifs

1) Profondeur des forages productifs

La profondeur des forages productifs est prévue sur la base d'un profil hydrogéologique E-E comme le montre la Fig. 5.2.2. Les forages productifs devraient être achevés après pénétration de 30 m dans la couche aquifère du socle.

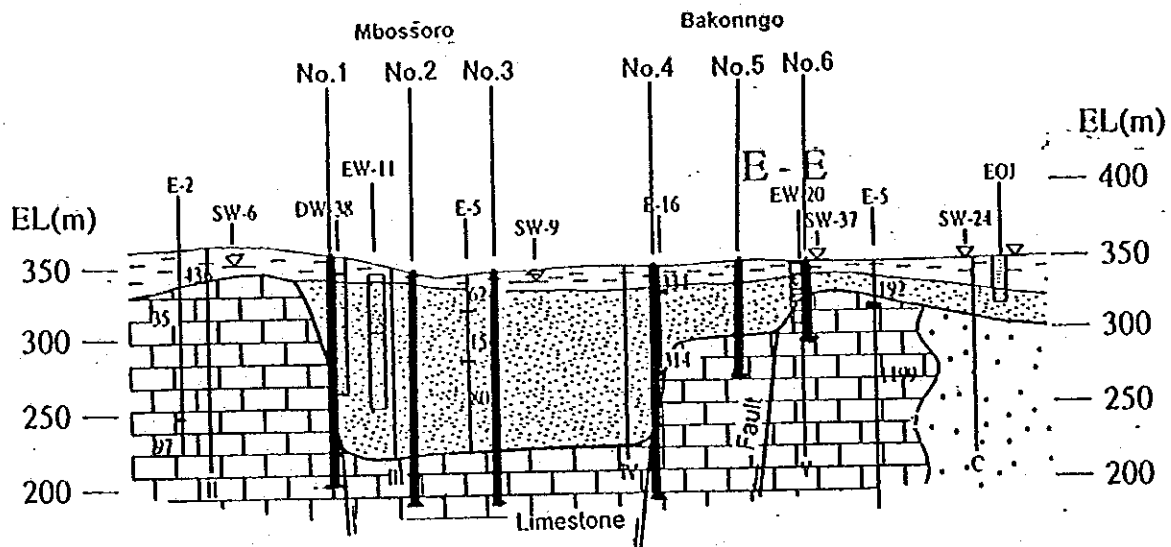


Fig. 5.2.2 Profil hydrogéologique du champ d'eaux souterraines proposé

Le tableau suivant résume la profondeur prévue pour les forages productifs.

Tableau 5.2.1 Profondeur prévue pour les forages productifs

N° de forage	Couverture de dépôts meubles (latérite) (m)	Socle (calcaire) (m)	Total (m)
No.1	120	30	150
No.2	120	30	150
No.3	120	30	150
No.4	120	30	150
No.5	50	30	80
No.6	20	30	50
Total (m)	550	180	730

2) Programme d'installation des tubages dans les forages productifs

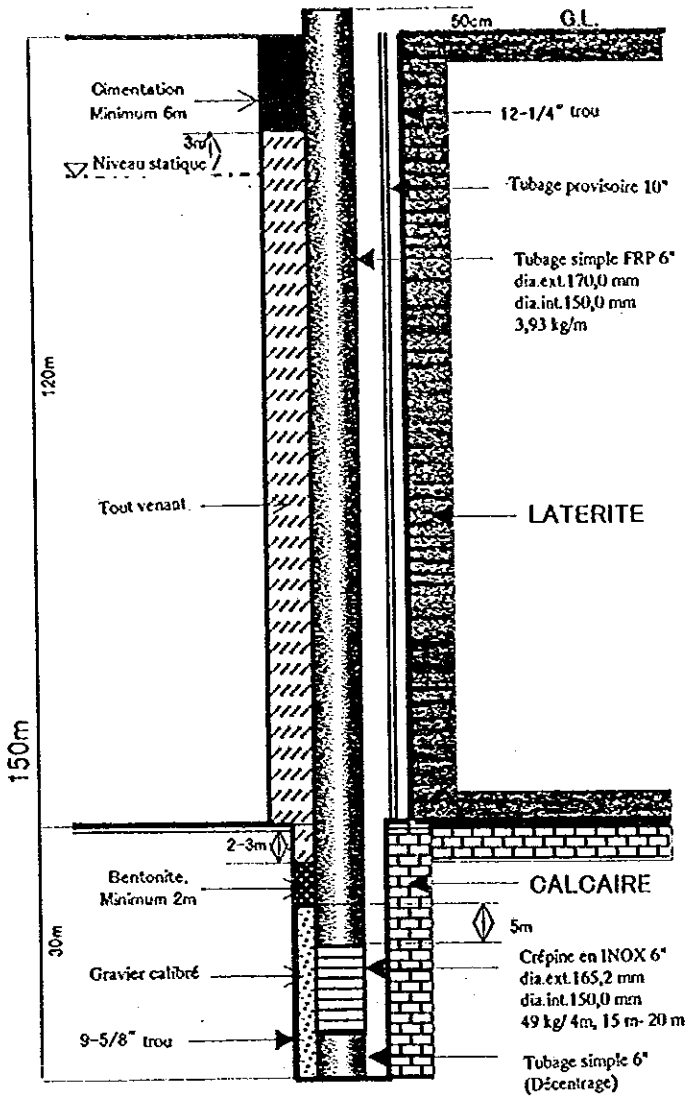
Le diamètre de creusement minimum devra de 9-5/8" et le diamètre d'achèvement du forage productif est prévu de 6" avec un tubage en FRP et une crépine en inox, comme indiqué sur la Fig. 5.2.3. La crépine sera installée dans l'aquifère du socle et la partie couverture (latérite) sera scellée avec de la bentonite, de l'argile et du ciment.

La quantité des travaux de creusement des forages productifs est résumée comme suit:

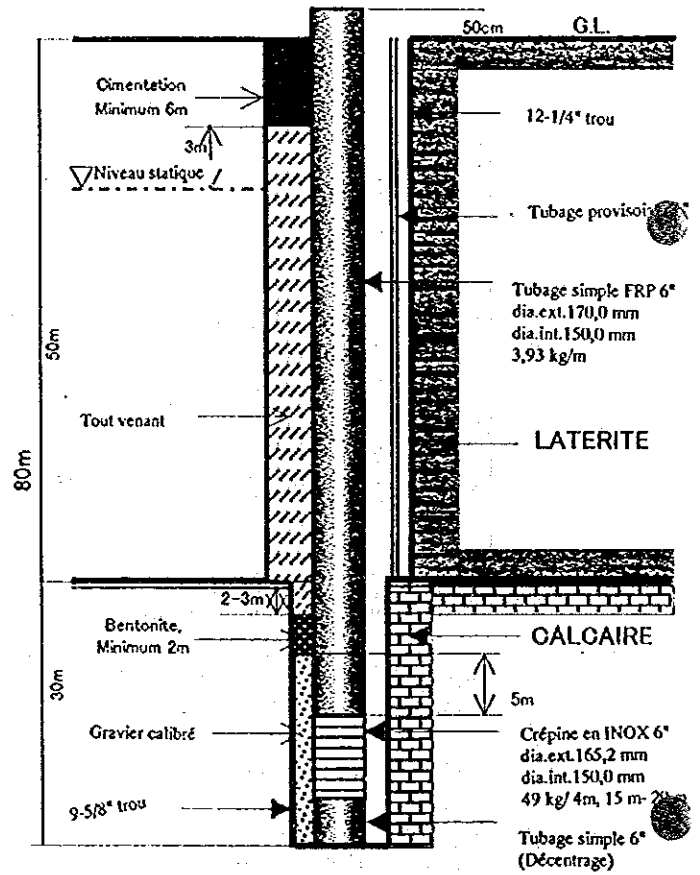
Tableau 5.2.2 Quantité des travaux de creusement des forages productifs

	Elément	Qté	Remarques
1	Travaux de forage		
	(1) Mobilisation et démobilisation	LS.	
	(2) Déplacement	5 fois	
	(3) Travaux de forage	-	
	1) 12-1/4"trou, 0-50 m	270 m	Latérite
	2) 12-1/4"trou, 50-100 m	200 m	Latérite
	3) 12-1/4"trou, 100-150 m	80 m	Latérite
	4) 9-5/8"trou, 0-50 m	30 m	Calcaire
	5) 9-5/8"trou, 50-100 m	30 m	Calcaire
	6) 9-5/8"trou, 100-150 m	120 m	Calcaire
	(4) Travaux d'installation de tubage	-	
	1) Tubage FRP	610 m	FRP 6", dia. ext.170,0 mm, dia. int. 150,0 mm 3,93 kg/m
	2) Installation du tubage FRP	610 m	
	3) Installation de tubage temporaire	550 m	Tubage temporaire en acier. dia. int.: env. 10"
	(5) Travaux d'installation de crépine	-	
	1) Crépine en INOX	120 m	INOX 6", dia. ext.165,2 mm, dia. int. 150,0 mm 49 kg/ 4m
	2) Installation de crépine	120 m	
	(6) Cimentation	48 m	8 m X 6 trous
	(7) Garniture d'argile	620 m	115 m X 4 trous + 45 m + 15 m
	(8) Garniture de bentonite	18 m	3 m X 6 trous
	(9) Garniture de gravier	144 m	24 m X 6 trous
(10) Lavage de trou	6 forages	plus de 24 h par forage	
(11) Diagraphie de trou de forage (3 éléments)	730 m	SP Calibre de résistivité	
Total	-		
2	Essai de pompage	-	
	(1) Essai de pompage sur le terrain	-	
	1) Essai de pompage échelonné	120 heures	4 heures par étape, 5 étapes par essai
	2) Essai de pompage en continu	288 heures	48 heures de pompage par essai
	3) Essai de rétablissement	144 heures	24 heures d'observation par essai
Total	-		
3	Rapport d'achèvement	3 exemplaires	

Forages productifs n° 1, 2, 3 et 4



Forage productif n°5



Forage productif n°6

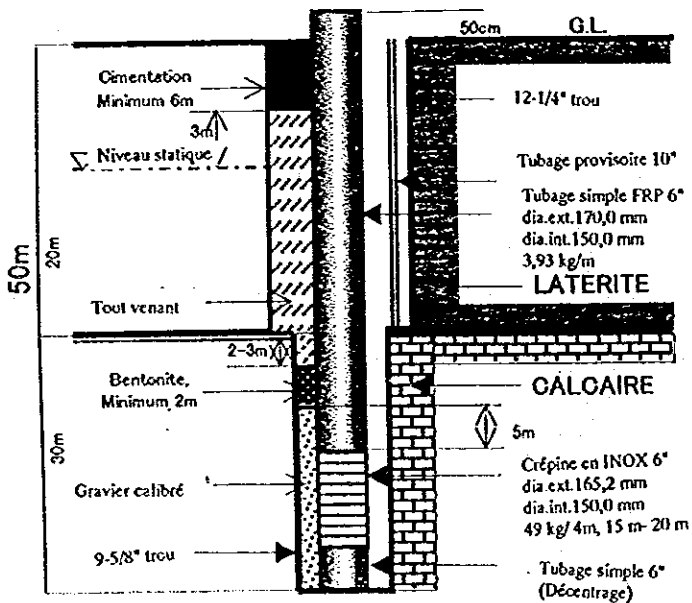


Fig.5.2.3 Programme d'installation des tubages, dans les forages productifs

5.2.2 Installations de prise d'eau (canalisation et pompe submersible)

(1) Conception hydraulique

1) Perte de charge linéaire dans les canalisations

La perte de charge linéaire dans les canalisations est obtenue par la formule de Hazen-William suivante:

$$H = 10,666 \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times Q^{1,85} \times L$$

où:

H: perte de charge linéaire (m)

C: coefficient de vitesse

D: diamètre du tuyau (m)

Q; débit (m³/sec)

L: longueur (m)

2) Pertes de charge linéaire aux différentes vannes etc.

Compte tenu des pertes de charge singulière aux différents vannes, telles que vanne de retenue, vanne à sièges obliques etc., le taux de perte de 0,2 est supposé.

(2) Pertes de charge linéaire

1) Longueur de la pompe submersible au début de la canalisation de transport d'eau (H₁)

Sur la base des conditions ci-dessus, les pertes de charge linéaire ont été calculées comme le montre le Tableau 5.2.3.

Tableau 5.2.3 Pertes de charge linéaire des installations des forages

Forage n°	Profondeur de forage (m)	Longueur de tuyau élévateur (m)	Tuyau	c	dia. (m)	Débit (m ³ /sec)	Gradient hydraulique I	Perte de charge h ₁ (m)	Perte de charge h ₂ (m)	Perte totale de charge H ₁	Vitesse (m/sec)
1	150,0	120,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	9,48	0,20	9,68	1,92
2	150,0	120,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	9,48	0,20	9,68	1,92
3	150,0	120,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	9,48	0,20	9,68	1,92
4	150,0	120,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	9,48	0,20	9,68	1,92
5	80,0	50,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	3,95	0,20	4,15	1,92
6	50,0	30,0	G.S.	110	0,075	0,0085	0,07896	2,37	0,20	2,57	1,92

2) Longueur des installations de forage aux points de jonction de la canalisation principale (H₂)

H₂ st obtenu par la formule de Hazen-William comme H₁, les pertes de charge linéaire ont été calculées comme l'indique le Tableau 5.2.4.

Tableau 5.2.4 Pertes de charge linéaire des forages aux jonctions

Forage n°	Longueur L (m)	Tuyau	dia. (m)	Débit (m³/sec)	c	Gradient hydraulique I	Perte de charge H ₂ (m) L x I	Vitesse (m/sec)
1	0,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,00	1,08
2	5,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,10	1,08
3	5,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,10	1,08
4	5,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,10	1,08
5	5,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,10	1,08
6	5,0	DCI	0,100	0,0085	110	0,01945	0,10	1,08

3) Longueur entre le point de jonction de la canalisation principale et la chambre de collecte (H₃)

Les pertes de charge linéaire du point de jonction de la canalisation principale à la chambre de collecte (H₃) ont été calculées. Le champ d'eaux souterraines se compose de six forages, dont quatre fonctionneront ordinairement et deux serviront de forages de secours. Les Tableaux 5.2.5 et 5.2.6 indiquent les pertes par frottement de H₃ dans deux cas.

Cas 1: les forages 3, 4, 5 et 6 fonctionnent, et Cas 2: les forages fonctionnent 1, 2, 3 et 4.

Tableau 5.2.5 Pertes de charge linéaire à la jonction de la chambre de collecte (cas 1)

Station	Longueur L(m)	Distance accumulée (m)	Tuyau	dia. (m)	Débit (m³/sec)	c	Gradient hydraulique I	Perte de charge H ₃ L x I (m)	Perte de charge accumulée (m)	Vitesse (m/sec)
Chambre de collecte au forage n° 1	12,0	12,0	DCI	0,20	0,0340	110	0,00866	0,10	0,10	1,08
forage n°1 au n°2	534,0	546,0	DCI	0,20	0,0340	110	0,00866	4,62	4,73	1,08
forage n°2 au n°3	460,0	1006,0	DCI	0,20	0,0340	110	0,00866	3,98	8,71	1,08
forage n°3 au n°4	1080,0	2086,0	DCI	0,20	0,0255	110	0,00508	5,49	14,20	0,81
forage n°4 au n°5	605,0	2691,0	DCI	0,15	0,0170	110	0,00975	5,90	20,10	0,96
forage n°5 au n°6	455,0	3146,0	DCI	0,10	0,0085	110	0,01945	8,85	28,95	1,08

Tableau 5.2.6 Pertes de charge linéaire à la jonction de la chambre de collecte (cas 2)

Station	Longueur L(m)	Distance accumulée (m)	Tuyau	dia. (m)	Débit (m³/sec)	c	Gradient hydraulique I	Perte de charge H _L L x I (m)	Perte de charge accumulée (m)	Vitesse (m/sec.)
Chambre de collecte au forage n° 1	12,0	12,0	DCI	0,20	0,0340	110	0,00866	0,10	0,10	1,08
forage n°1 au n°2	534,0	546,0	DCI	0,20	0,0255	110	0,00509	2,72	2,82	0,81
forage n°2 au n°3	460,0	1006,0	DCI	0,20	0,0170	110	0,00240	1,10	3,92	0,54
forage n°3 au n°4	1080,0	2086,0	DCI	0,20	0,0085	110	0,00067	0,72	4,64	0,27

(3) Alimentation requise pour la pompe submersible

L'alimentation requise pour la pompe submersible à installer pour ce projet est obtenue par l'équation suivante (JIS : normes industrielles japonaises).

$$P = 0,163 \times r \times Q \times H \times (1+a) \times 1/b$$

où P : alimentation requise pour le pompage (kW)

e : poids spécifique de l'eau (1,0 kg/l)

Q : débit de pompage (m³/min.)

H : Charge statique plus perte totale de charge linéaire (m)

a : Tolérance (15%)

b : Efficacité de pompage (0,65)

Le Tableau 5.2.7 résume le calcul de l'alimentation requise.

Tableau 5.2.7 Alimentation requise pour les pompes submersibles

Forage n°	Différence de niveau d'eau (m)		Perte de charge linéaire dans la canalisation (m)					Pompe submersible	
	HWL de la chambre de collecte h ₁	Niveau piézométrique h ₂	h ₁ - h ₂ = H ₁	H ₁	H ₂	H ₃	Pertes de charge totales	Débit (m³/min.)	P (kW)
1	350,00	343,20	6,8	9,68	0,00	0,10	16,58	0,51	2,40
2	350,00	341,50	8,5	9,68	0,10	2,82	21,09	0,51	3,05
6	350,00	341,40	8,6	9,68	0,10	8,71	27,08	0,51	3,92
4	350,00	341,70	8,3	9,68	0,10	14,20	32,28	0,51	4,67
5	350,00	342,30	7,7	4,15	0,10	20,10	32,05	0,51	4,64
6	350,00	344,10	5,9	2,57	0,10	28,95	37,52	0,51	5,43

$$*30,56/60 = 0,51$$

5.2.3 Installations de transport d'eau

(1) Chambre de collecte

Le volume de stockage de la chambre de collecte a été calculé à 122 m³.

(2) Conception hydraulique de la canalisation de transport d'eau

La perte de charge linéaire dans la canalisation de transport d'eau est aussi obtenue par la formule de Hazen-William, et résumée dans le Tableau 5.2.8.

Tableau 5.2.8 Perte de charge linéaire de la pompe de transport d'eau au réservoir de stockage

Station	Longueur (m)	Distance accumulée (m)	Tuyau	dia. (m)	Débit (m ³ /sec)	c	Gradient hydraulique I	Perte de charge L x I (m)	Vitesse (m/sec)	Niveau du sol (m)	Niveau d'eau hydraulique (m)	Charge hydraulique (m)
Réservoir	0,0	0,0	DCI							425,0	425,0	
11 + 205	195,0	195,0	DCI	0,2	0,018	110	0,002622	0,51	0,57	405,9	425,5	19,6
10 + 820	385,0	580,0	DCI	0,2	0,018	110	0,002622	1,52	0,57	408,9	427,0	18,1
9 + 892,5	927,5	1507,5	DCI	0,2	0,018	110	0,002622	3,95	0,57	389,2	431,0	41,8
7 + 253,8	2638,7	4146,2	DCI	0,2	0,018	110	0,002622	10,87	0,57	351,4	441,9	90,5
6 + 620	633,8	4780,0	DCI	0,2	0,018	110	0,002622	12,53	0,57	347,0	454,4	107,4

(3) Alimentation requise pour la pompe de transport d'eau

La station de pompage comprend trois pompes de transport, deux pompes relais devant normalement fonctionner, l'autre servant de pompe de secours. L'alimentation pour la pompe de transport d'eau, ainsi que pour la motopompe submersible, est résumée dans le Tableau 5.2.9.

Tableau 5.2.9 Alimentation requise pour la pompe de transport d'eau

Différence de niveau d'eau (m)		Perte de charge linéaire (m)			Pompe de transport d'eau	
HWL du réservoir h1	Niveau de la pompe h2	h1 - h2 = H ₂	H ₁	Perte totale de charge linéaire	Débit (m ³ /min.)	P (kW)
438,20	346,50	91,7	12,5	104,2	1,07	31,66

*2200 x 1,05 x 1/18 x 1/2 x 1/60 = 1,07

5.2.4 Installations de distribution

(1) Réservoir de service

Le volume de stockage pour les années cibles 2005 et 2015a été calculé comme suit:

Tableau 5.2.10 Volume de stockage requis

	Demande journalière maximale (m ³ /jour)	12 heures de demande journalière maximale A (m ³)	Demande lutte contre l'incendie B (m ³)	Volume de stockage requis A+B(m ³)
2007	2.200	1.100	120	1.220
2015	6.182	3.091	300	3.391

Deux réservoirs de service seront prévus pour répondre aux volumes de stockage requis les années cibles. Ainsi, le volume du réservoir à fournir pour l'année 2007 est supérieur à 1.700 m³, ce qui est équivalent à la moitié de 3.391 m³

(2) Canalisation

Le système de distribution ramifié est adopté pour ce projet. Le calcul a été fait pour deux types de conception hydraulique, à savoir le cas ordinaire et le cas de lutte contre l'incendie, et résumé dans les Tableaux 5.2.11 et 5.2.12.

Zone n°	Demande en eau
1	0.35
2	0.35
3	9.79
4	1.09
5	0.78
6	0.70
7	65.65
8	30.52
9	8.30
10	0.62
11	0.67
12	0.19
13	0.19
14	14.69
15	0.04
16	0.25
17	0.39
18	0.88
19	2.25

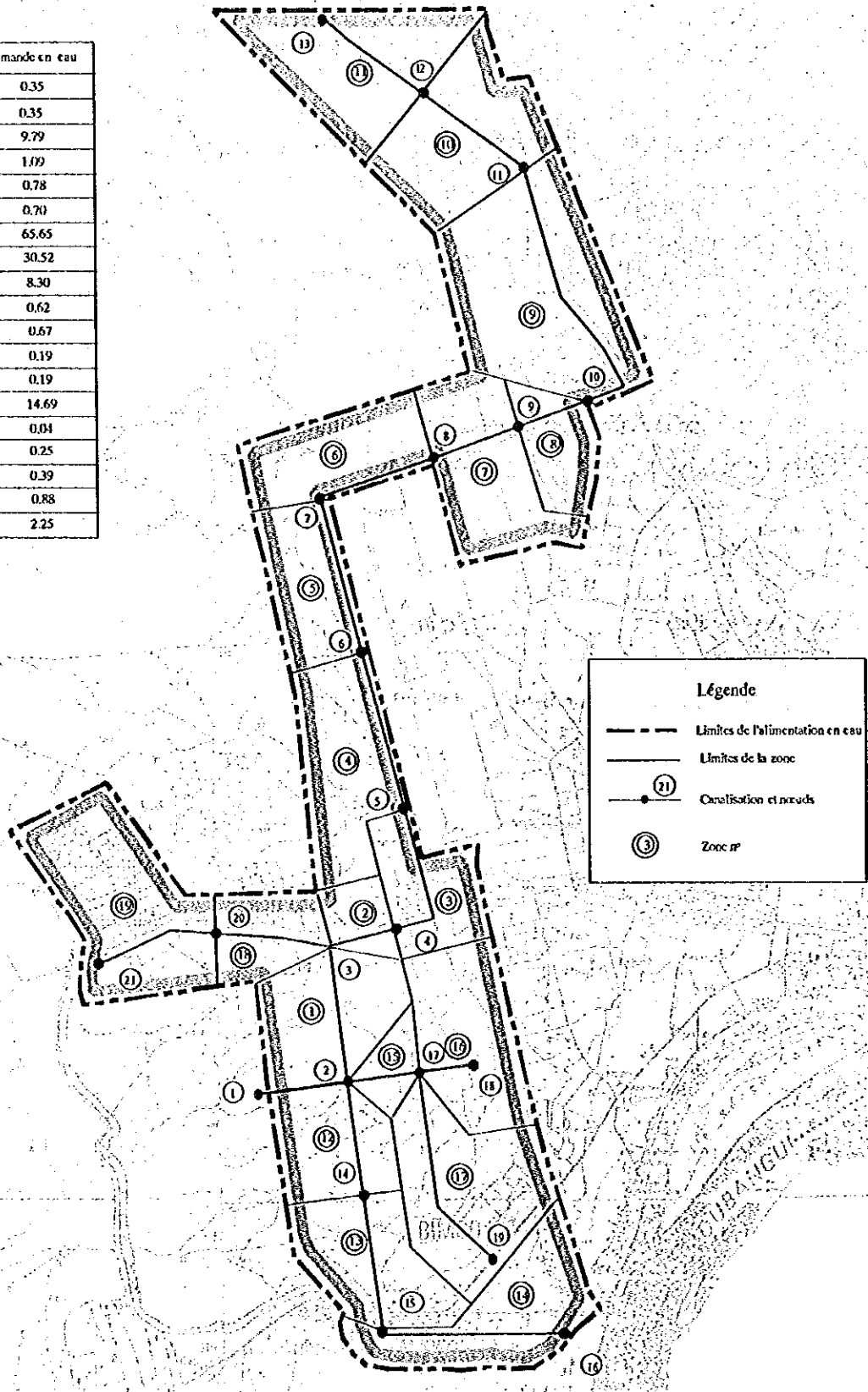


Fig. 5.2.4 Demande en eau par zone

Tableau 5.2.11 Calcul de conception pour la canalisation de distribution (cas ordinaire)

Nœud	demande en eau			distance L (m)	dia. (mm)	vitesse (m/sec.)	gradient hydraulique I	perte par frottement Lxl (m)	niveau d'eau dynamique (m)	élévation du sol	charge hydraulique (m)	charge statique (m)
	demande horaire de pointe (m3/h)	demande en eau cumulée (m3/h)	demande en eau cumulée (l/sec)									
1	0.00								438.20	436.0		
2	0.00	183.35	50.931	750	350	0.53	0.00120	0.90	437.30	410.0	27.3	26.0
3	0.47	162.34	45.094	1,650	350	0.47	0.00096	1.58	435.72	365.0	70.7	71.0
4	0.47	157.72	43.811	900	350	0.46	0.00091	0.82	434.90	365.0	69.9	71.0
5	13.00	157.25	43.681	1,850	350	0.45	0.00090	1.67	433.22	365.0	68.2	71.0
6	1.45	144.25	40.069	2,050	300	0.57	0.00163	3.35	429.88	365.0	64.9	71.0
7	1.05	142.80	39.667	2,000	300	0.56	0.00160	3.21	426.67	365.0	61.7	71.0
8	0.93	141.75	39.375	1,400	300	0.56	0.00158	2.21	424.46	372.0	52.5	64.0
9	87.45	140.82	39.117	1,300	300	0.55	0.00156	2.03	422.43	385.0	37.4	51.0
10	40.65	53.37	14.825	1,050	300	0.21	0.00026	0.27	422.15	401.0	21.2	35.0
11	11.01	12.72	3.533	3,200	300	0.05	0.00002	0.06	422.09	412.0	10.1	24.0
12	0.82	1.71	0.475	1,600	181	0.02	0.00001	0.01	422.09	400.0	22.1	36.0
13	0.89	0.89	0.247	1,300	127	0.02	0.00001	0.01	422.08	369.0	53.1	67.0
2									437.30	410.0	27.3	26.0
14	0.26	20.09	5.581	1,600	145	0.34	0.00147	2.35	434.95	382.0	52.9	54.0
15	0.25	19.83	5.508	1,750	145	0.33	0.00143	2.51	432.44	365.0	67.4	71.0
16	19.58	19.58	5.439	2,000	145	0.33	0.00140	2.80	429.64	355.0	74.6	81.0
2									437.30	410.0	27.3	26.0
17	0.06	0.92	0.256	900	45	0.16	0.00146	1.31	435.99	388.0	48.0	48.0
18	0.34	0.34	0.094	1,200	45	0.06	0.00023	0.28	435.71	365.0	70.7	71.0
17									435.99	388.0	48.0	48.0
19	0.52	0.52	0.144	2,500	45	0.09	0.00051	1.27	434.72	365.0	69.7	71.0
3									435.72	365.0		
20	1.17	4.15	1.153	1,500	45	0.72	0.02369	35.53	400.19	355.0	45.2	81.0
21	2.98	2.98	0.828	1,600	45	0.52	0.01284	20.54	379.65	352.0	27.6	84.0

Tableau 5.2.12 Calcul de conception pour la canalisation de distribution (Cas de lutte contre l'incendie)

Nœud	demande en eau			distance L (m)	dia. (mm)	vitesse (m/sec.)	gradient hydraulique I	perte par frottement LxI (m)	niveau d'eau dynamique (m)	élévation du sol	charge hydraulique (m)	charge statique (m)
	demande horaire de pointe (m3/h)	demande en eau cumulée (m3/h)	demande en eau cumulée (l/sec)									
1	0.00								438.20	436.0		
2	0.00	211.67	58.797	750	350	0.61	0.00157	1.18	437.02	410.0	27.0	26.0
3	0.23	141.16	39.211	1,650	350	0.41	0.00074	1.22	435.80	365.0	70.8	71.0
4	0.23	138.85	38.569	900	350	0.40	0.00072	0.65	435.16	365.0	70.2	71.0
5	6.50	138.62	38.506	1,850	350	0.40	0.00072	1.32	433.83	365.0	68.8	71.0
6	0.72	132.12	36.700	2,050	300	0.52	0.00139	2.85	430.99	365.0	66.0	71.0
7	0.52	131.40	36.500	2,000	300	0.52	0.00137	2.75	428.24	365.0	63.2	71.0
8	0.46	130.88	36.356	1,400	300	0.51	0.00136	1.91	426.33	372.0	54.3	64.0
9	43.72	130.42	36.228	1,300	300	0.51	0.00136	1.76	424.56	385.0	39.6	51.0
10	20.33	86.70	24.083	1,050	300	0.34	0.00064	0.67	423.90	401.0	22.9	35.0
11	5.51	66.37	18.436	3,200	300	0.26	0.00039	1.24	422.65	412.0	10.7	24.0
12	0.41	60.86	16.906	1,600	181	0.66	0.00388	6.20	416.45	400.0	16.5	36.0
13	60.45	60.45	16.792	1,300	127	1.33	0.02149	27.94	388.51	369.0	19.5	67.0
2									437.02	410.0	27.0	26.0
14	0.13	70.05	19.458	1,600	145	1.18	0.01480	23.69	413.34	382.0	31.3	54.0
15	0.13	69.92	19.422	1,750	145	1.18	0.01475	25.82	387.52	365.0	22.5	71.0
16	69.79	69.79	19.386	2,000	145	1.17	0.01470	29.41	358.11	355.0	3.1	81.0
2									437.02	410.0	27.0	26.0
17	0.03	0.46	0.128	900	45	0.08	0.00040	0.36	436.66	388.0	48.7	48.0
18	0.17	0.17	0.047	1,200	45	0.03	0.00006	0.08	436.58	365.0	71.6	71.0
17									436.66	388.0	48.7	48.0
19	0.26	0.26	0.072	2,500	45	0.05	0.00014	0.35	436.31	365.0	71.3	71.0
3									435.80	365.0		
20	0.59	2.08	0.578	1,500	45	0.36	0.00660	9.90	425.90	355.0	70.9	81.0
21	1.49	1.49	0.414	1,600	45	0.26	0.00356	5.70	420.21	352.0	68.2	84.0

5.3 Equipement pour l'exploitation et la maintenance

L'équipement suivant sera requis pour la DGH pour exploiter et entretenir les installations du projet. La fourniture de ces équipements sera incluse dans l'étendue du projet.

(1) Véhicules: 3 unités Pick-up 4x4

Ces véhicules sont hautement nécessaires pour la supervision de la construction, l'exploitation et la maintenance pour le projet. Il reste peu de véhicules à la DGH à cause de la mutinerie de 1996-97.

(2) Radiotéléphone: 1 unité HP 125 W (1 station + 10 récepteurs)

Le service de téléphone public est disponible dans la zone de l'étude. Quelques directeurs de la DGH utilisent des téléphones cellulaires. Mais il est impossible de donner plus de téléphones aux responsables à cause de leur coût. C'est pourquoi un système de radiotéléphone sera plus efficace pour la communication entre le personnel de la DGH.

(3) Ordinateur, imprimante et logiciel: 1 ordinateur personnel de bureau

Il est recommandé de superviser et analyser les données suivantes par ordinateur.

Relevés d'élévation des eaux souterraines, relevés de la qualité des eaux souterraines, relevés comptables, rapport financier, stocks de matériaux etc.

(4) Equipement d'analyse de l'eau et réactifs

L'équipement d'analyse de l'eau sera nécessaire pour le monitoring de la qualité de l'eau souterraine à être effectué par la DGH. Les principaux articles de l'équipement ont été fournis par la JICA pour l'exécution de l'étude du Plan directeur. C'est pourquoi des pièces de rechange et réactifs seront principalement fournis après vérification du fonctionnement de chaque équipement.

