

Contribution au diagnostic technique et proposition d'amélioration de l'adduction d'eau de la ville d'Antsiranana (Madagascar)

par

Justin RATSARAMODY, *Maitre de Conférences*
Laboratoire d'Hydraulique
ESP Antsiranana (Madagascar)

Moira RASIKA, *Ing. en Hydraulique, Doctorante*
Laboratoire d'Hydraulique
ESP Antsiranana (Madagascar)

Michel Aimé RANDRIAZANAMPARANY, *Professeur*
Laboratoire d'Hydraulique
ESP Antsiranana (Madagascar)

30 Septembre 2014

Introduction

Contexte et problématique

Devant l'augmentation du nombre de la population, les infrastructures actuelles d'adduction d'eau potable ne permettent plus de desservir correctement la ville d'Antsiranana. La population était de 70 000 habitants en 2000, elle est de plus de 122 000 actuellement (2012). On estime que ce nombre pourrait atteindre 210 000 en 2030. Suite à cette démographie galopante, on assiste actuellement une extension effrénée de la ville. Il va sans dire que le besoin en eau douce, pour diverses utilisations, va aussi augmenter d'année en année.

Le ravitaillement en eau potable à Antsiranana se fait à partir de la rivière Besokatra dont la prise se trouve à l'altitude 521 m alors que l'altitude moyenne de la commune urbaine d'Antsiranana est de 42 m. Cette dénivellation naturelle permet une adduction exclusivement gravitaire : l'eau est amenée vers la station de traitement à travers deux conduites parallèles en fonte (diam. 250, 300 et 400 mm) sur 25 km jusqu'à la station de traitement (altitude 92 m). Le débit distribué actuellement dans la ville est d'environ 16 000 m³/j ce qui correspond à une desserte de 77%, taux qui n'a cessé de diminuer depuis une dizaine d'années avec une tendance à la baisse alarmante pour les années à venir. La ressource semble pourtant être encore suffisante car le débit d'étiage de la rivière est estimé à 35 000 m³/j alors que le besoin actuel est de l'ordre 20 000 m³/j (2012).

Bien que la ressource semble encore être suffisante, la ville d'Antsiranana connaît depuis une demi-dizaine d'années de sévères problèmes de ravitaillement en eau se manifestant par des faiblesses de pression chroniques, voire par des coupures tournantes de durée (01 à 02 jours) et de fréquence (02 à 03 fois par semaine) élevées. Pour parer à cette situation, la JIRAMA a envisagé plusieurs solutions plus ou moins réalistes : captage depuis des sources secondaires, forages etc.

On peut évoquer comme raisons principales les points suivants :

- les équipements et infrastructures sont dans un état de délabrement avancé ;

- les installations conçues il y a des dizaines d'années ne sont plus adaptées à la configuration et aux besoins actuels de la ville ;
- beaucoup d'extensions du réseau ont été faites, ces dernières années, de manière irraisonnée, pour parer au plus pressé.

Une des principales causes de cet abaissement de la fourniture d'eau est l'emplacement du réservoir actuel (station de traitement PK7) qui, en raison de l'accroissement démographique et de l'extension du tissu urbain, ne fournit plus la charge nécessaire pour alimenter correctement le réseau.

Nous avons alors contacté la JIRAMA pour analyser ces problèmes et étudier les différentes solutions possibles. Le but de notre travail est donc, d'une part, de faire un diagnostic du système d'adduction d'eau potable de la ville dans son état actuel et, d'autre part, de proposer des solutions permettant de remédier à ces problèmes. L'objectif à terme est de permettre à la population de disposer d'une eau potable en quantité suffisante et de meilleure qualité tout en satisfaisant les autres formes de besoins.

Étapes méthodologiques

Les études qui ont été menées dans le cadre de ce travail ont suscité la démarche suivante :

- recueil des données démographiques et socio-économiques
- analyse de la structure et de l'organisation de la ville d'Antsiranana et des localités voisines à desservir
- étude cartographique de la zone concernée par le projet
- recueil des données techniques sur le réseau
- état des lieux du système hydraulique existant
- évaluation des besoins en eau actuels et futurs
- évaluation des ressources en eau

Sur la base de ces éléments, il s'est ensuite agi de :

- faire un diagnostic du système hydraulique dans son état actuel par le biais de simulations numériques
- de proposer des solutions et vérifier, toujours à l'aide de simulations numériques, les améliorations apportées

Le présent rapport retrace les résultats de ces différentes étapes méthodologiques ainsi que les conclusions qui s'en imposent.

Notons qu'une partie de ce travail a été confiée à Mlle Moira RASIKA dans le cadre de son mémoire de fin d'études d'ingénieur à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antsiranana (ESPA), Université d'Antsiranana (UNA).

1 Mise en situation générale

1.1 La ville de Diégo-Suarez

Situation géographique

Antsiranana, également appelée Diégo-Suarez, est la plus grande ville du nord de Madagascar et le troisième port de la Grande île. Elle est la capitale de la province de Diégo-Suarez. Avec la mise en place des vingt-deux régions en 2004, elle est devenue la capitale de la région de DIANA. Ses habitants s'appellent les Antsiranaï.

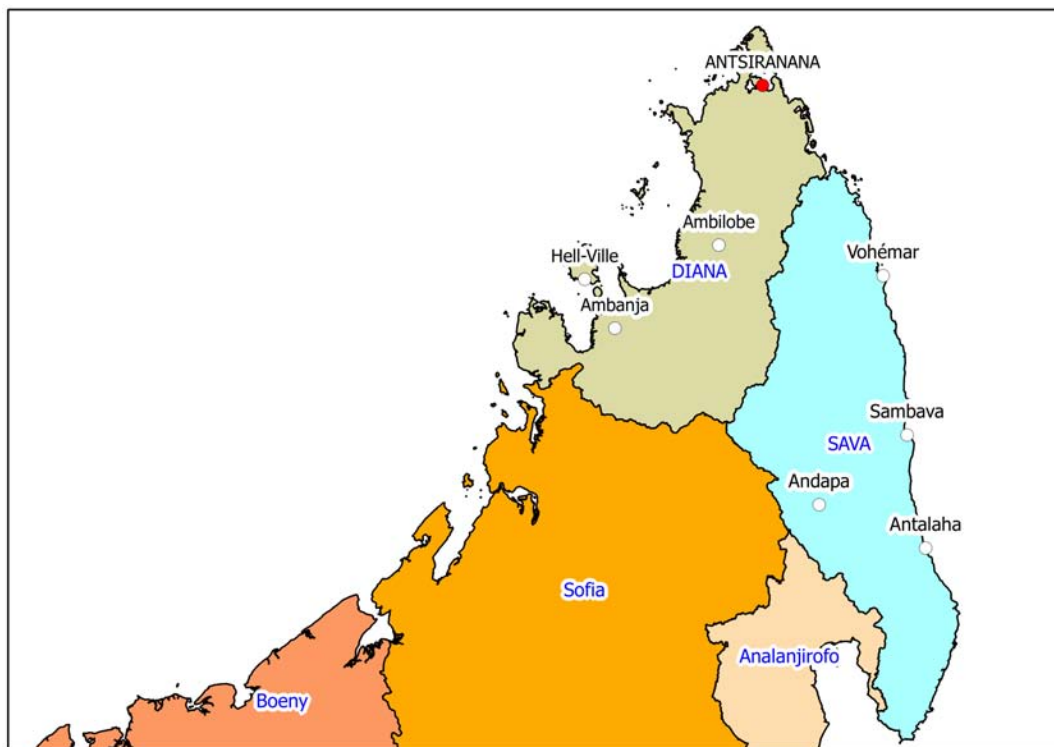


Fig. 1 – Situation de la ville d’Antsiranana (En bleu le nom de régions de la partie Nord)

La ville d’Antsiranana se trouve dans la partie septentrionale de Madagascar au bord de la baie de Diégo Suarez. Elle est située entre 12°16’ et 12°23’ de latitude Sud et entre 49°16’30 et 49°16’47 de longitude Est.

Communes limitrophes

En réalité, la partie urbaine de la ville Antsiranana est actuellement composée de 2 communes, la commune urbaine de Diégo-Suarez et la commune d’Antanamitarana. Cependant, les zones d’expansion naturelle de la ville font que ce tissu urbain se déplace de plus en plus vers l’Est (commune de Ramena) et surtout vers le Sud, dans la commune d’Antanamitarana¹.

1. Ce qui oblige la JIRAMA, organisme de service public, d’envisager également l’alimentation future de ces communes.

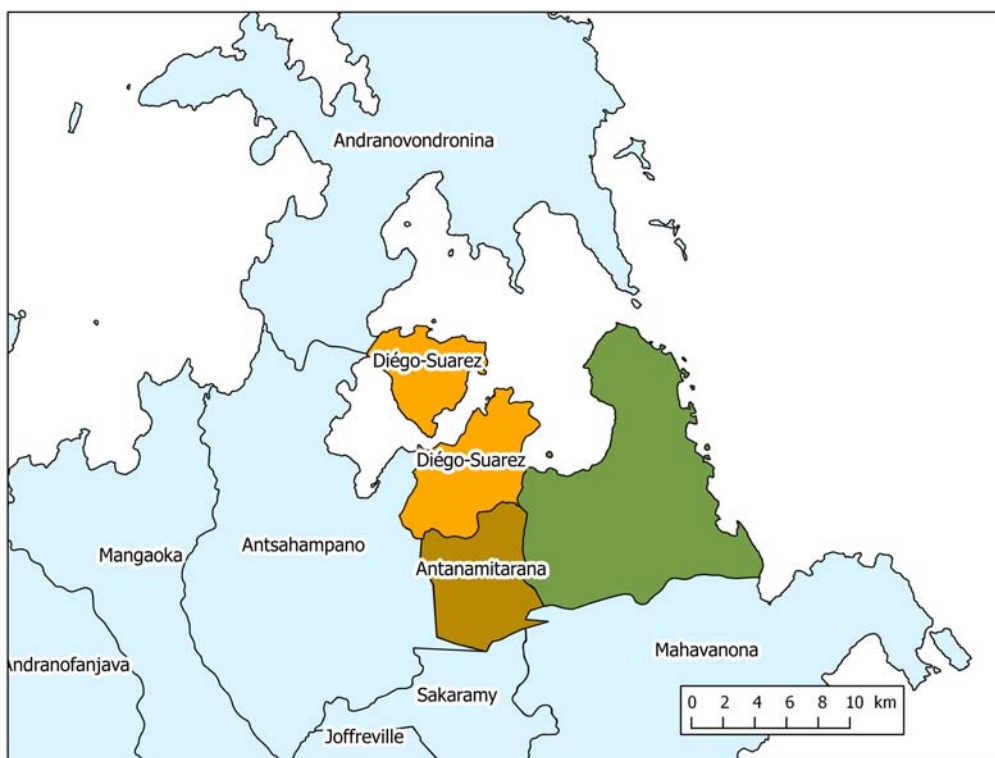


Fig. 2 – Commune de Diégo-Suarez et communes limitrophes (en vert : la commune de Ramena)

Organisation administrative et Historique

Fokontany concernés Administrativement, les communes sont découpées en Fokontany² qui sont au nombre de 24 pour la commune de Diégo-Suarez et de 02 pour celle d'Antanamarana.

La figure 3 montre ces 26 Fokontany.

La ville ancienne (Zone 1) L'étude de la ville d'Antsiranana du point de vue historique depuis sa création jusqu'à aujourd'hui est importante : en effet, c'est cette étude qui va permettre d'identifier les zones d'expansion et, au point de vue technique, de trouver les modifications futures à apporter à l'actuel réseau de distribution. Pour des raisons de commodité, nous avons délimité les différentes parties en 3 zones (voir figure 3, page 5).

Dans le tissu urbain proprement dit, le fokontany de Place Kabary se trouve dans la partie la plus septentrionale de la ville qui est également la partie la plus basse. C'est dans ce fokontany et celui de l'Avenir que se trouvent concentrés les principales activités industrielles (SECREN, PFOI), les services centraux de la ville, les hôtels de luxe etc. On y rencontre encore des maisons de style colonial quoique cela a tendance à se moderniser de plus en plus.

Les deux autres fokontany constituant la ville ancienne de la commune urbaine de Diégo-Suarez sont Anamakia et Cap Diégo :

- Anamakia est un petit village situé à 5 km et qui reste encore isolé de la zone urbaine de Diégo-Suarez. Historiquement, il a été le village des colons agriculteurs qui y ont développé la culture de riz et surtout de manguiers.
- Cap Diégo est séparé de la ville par un bras de mer. C'est essentiellement un camp militaire d'entraînement des fusiliers marins avec quelques habitations civiles tout autour. Il n'est pas fondamentalement concerné par le présent projet.

2. On peut traduire les Fokontany par "quartiers" : ce sont les découpages territoriaux d'une commune dotés d'un bureau exécutif restreint et dont le but principal est d'offrir des services de proximité comme par exemple les annonces à la population, les recensements, l'établissement de certains papiers administratifs de base, les arbitrages à l'amiable sur les conflits de voisinage etc.

On peut sommairement dire que la ville ancienne date historiquement d'avant les années 60.

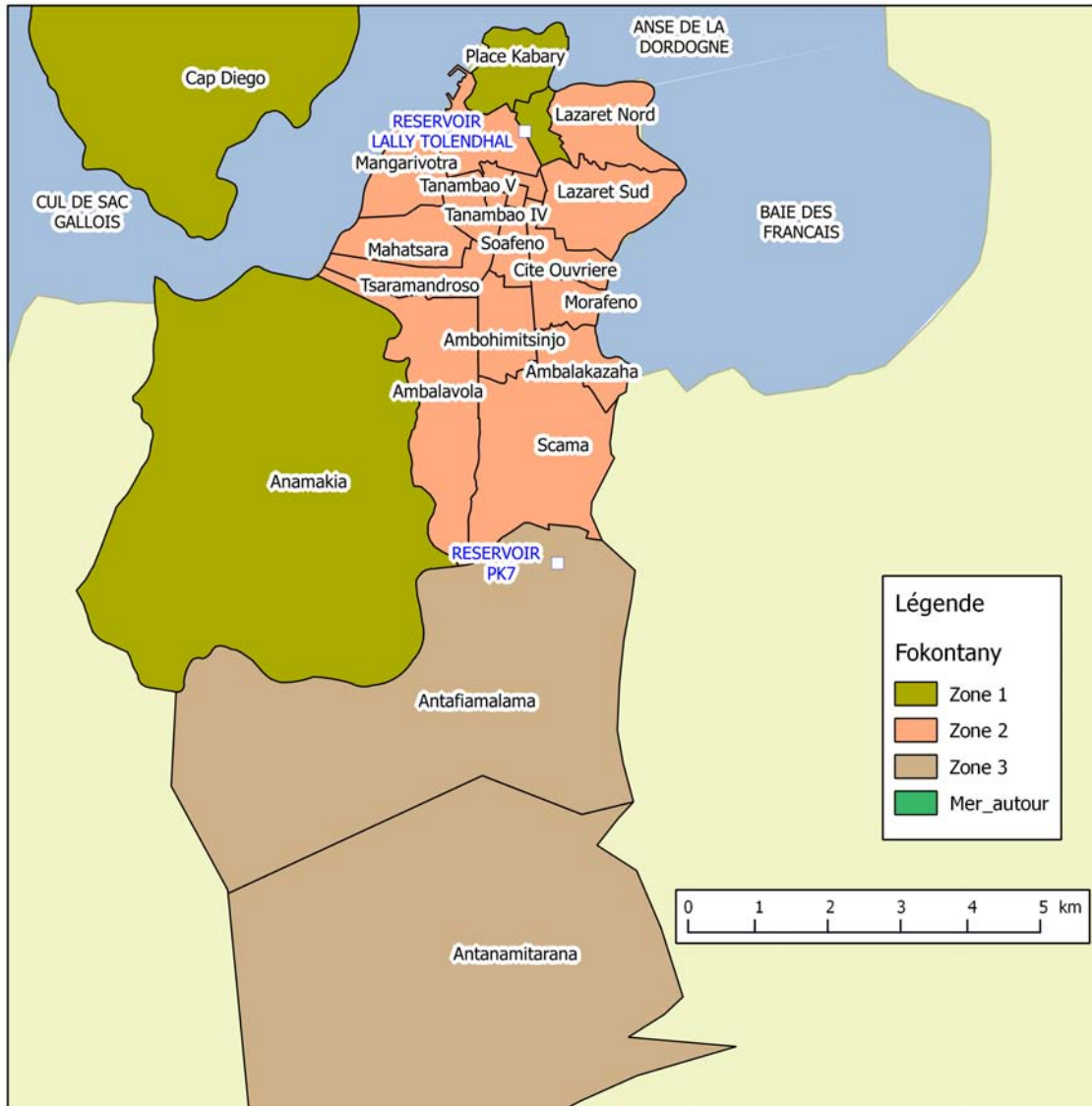


Fig. 3 – Les 26 Fokontany de la ville d’Antsiranana classés par zones (commune de Diégo-Suarez et commune d’Antanamitarana)

La ville intermédiaire (Zone 2) Au lendemain de l’indépendance (1960) et pendant la période néocoloniale jusqu’aux années 1970-1980, Diégo-Suarez a essentiellement été une ville d’administration et a continué son expansion vers le Sud, approximativement jusqu’au fokontany de la Cité Ouvrière (Figure 3).

Mais c’est véritablement à partir des années 1980 que la densité de population a connu un accroissement incessant. Ce qui était auparavant de simples hameaux comme Ambalakazaha, Ambalavola etc. sont alors devenus partie intégrante de la ville avec la venue de migrants de toute l’île. Ce sont des quartiers peuplés le plus souvent insalubres et dont l’architecture est dominée par des maisons en tôle.

La zone d’expansion (Zone 3) Les gens aisés de la ville ont construit des résidences dans cette zone d’expansion qui, jusque dans les années 2000, a été isolée de la ville proprement dite ce qui explique pourquoi les propriétés dans cette zone sont relativement importantes (parfois de l’ordre de l’hectare). Cependant, l’insuffisance de place a fait que la ville a progressé dans cette direction, se densifiant peu à peu. A tel point qu’en 2008, une nouvelle commune a été créée (la commune d’Antanamitarana). Bien qu’étant sensiblement de même superficie, le fokontany d’Antafiamalama a un nombre de population double du fokontany d’Antanamitarana ce

qui montre bien la progression de cette expansion.

1.2 Démographie

Nombre de population

Avec un taux d'accroissement moyen de 3%³, le nombre de population de la ville est de **122 989** habitants en 2012. D'après les recensements successifs, ce taux est sensiblement constant depuis 1999. En termes d'effectifs, cela donne le tableau suivant (*Source* : JIRAMA, DEO/DPDO/SED) :

Tableau 1 – Nombre de population en 2012 de la zone concernée par l'étude

Zone	Fokontany	2012	Zone	Fokontany	2012
1	Anamakia	3 357	2	Tanambao III	8 280
1	Avenir	5 557	2	Tanambao IV	4 287
1	Place Kabary	18 304	2	Tanambao V	7 205
2	Bazary Kely	7 694	2	Mangarivotra	3 603
2	Scama	2 401	2	Tsaramandroso	2 160
2	Soafeno	4 404	2	Ambalakazaha	3 078
2	Tanambao Nord	6 195	2	Cité Ouvrière	4 001
2	Tanambao Sud	4 800	2	Lazaret Nord	6 410
2	Tanambao Tsena	3 149	2	Lazaret Sud	4 290
2	Ambalavola	3 975	2	Morafeno	4 900
2	Ambohimitsinjo	4 035	3	Antafiamalama	2 579
2	Grand Pavois	3 413	3	Antanamitarana	1 280
2	Mahatsara	3 632		TOTAL	122 989

Le fokontany de Cap Diégo ne figure pas dans le tableau 1 ci-dessus, car ce fokontany n'est pas concerné par la présente étude.

Si on récapitule ce nombre de population par zone, on a les répartitions suivantes pour l'année 2012 :

Tableau 2 – Répartition du nombre de population par zones (année 2012)

Zone 1	Zone 2	Zone 3	TOTAL
27 218	91 912	3 859	122 989
22,1%	74,7%	3,1%	100%

Densité de population

La répartition spatiale de l'effectif ci-dessus est loin d'être uniforme : pour une superficie totale de **6 929 Ha**, cela donne une densité moyenne de l'ordre de **17,8 hab/Ha**. Mais cette densité varie de 188 hab/Ha dans le fokontany de Place Kabary à environ 0,60 hab/Ha dans le fokontany d'Antanamitarana, ce que montre la figure suivante :

3. Ce taux est calculé sur la base de recensements successifs en 1999, 2003, 2006 et 2009. On notera également que ce taux est supérieur à la moyenne nationale qui est de l'ordre de 2,7%.

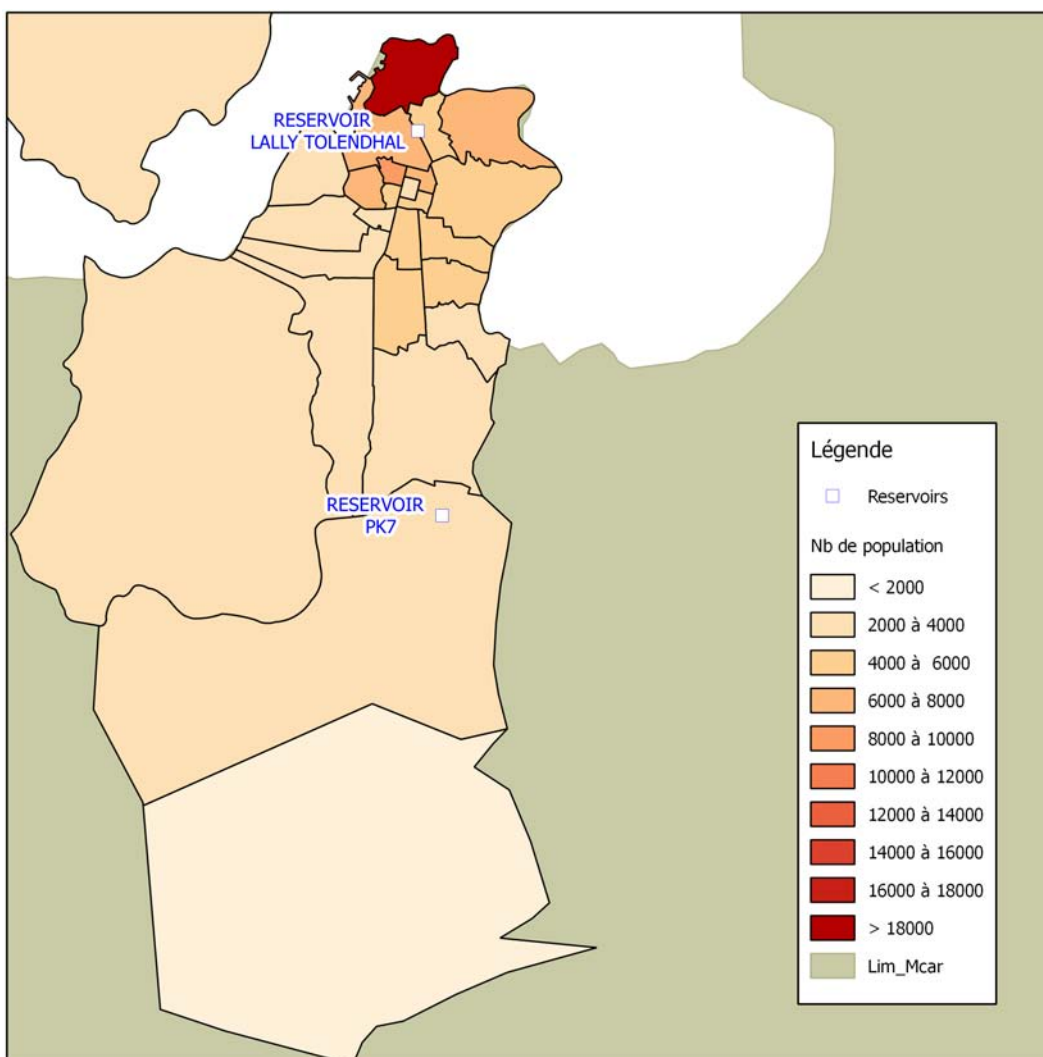


Fig. 4 – Densité de population (année 2012)

Évolution probable du nombre de population

Sans entrer dans les détails, on peut garder comme taux d'accroissement annuel les 3% actuels, ce qui, dans une hypothèse de croissance exponentielle, donnerait l'évolution suivante pour la zone concernée par l'étude ⁴ :

Tableau 3 – Évolution du nombre de population (taux à 3%)

ANNEE	2012	2015	2020	2025	2030	2035	2040
POP	122 989	134 393	155 799	180 613	209 381	242 729	281 390

1.3 Profil en long

D'un point de vue topographique, la figure 5, page 8, présente le profil longitudinal de la ville en suivant l'axe principal dans la direction Sud-Nord et avec quelques points de repère.

Cette figure montre également la position du principal réservoir alimentant actuellement la ville en eau potable c'est-à-dire le Réservoir PK7.

4. Logiquement, on devrait ajouter à ce tableau les deux villages principaux de la commune de Ramena (Ankorikahely et Ramena) pour lesquels la population totale est de 2578 habitants en 2012 selon la cartographie censitaire de l'INSTAT de juillet 2012. Néanmoins, nous l'avons négligé dans cette étude pour deux raisons : chacun de ces 2 villages possède déjà une adduction d'eau potable et leur population ne représente que 2% de la population totale concernée par l'étude.

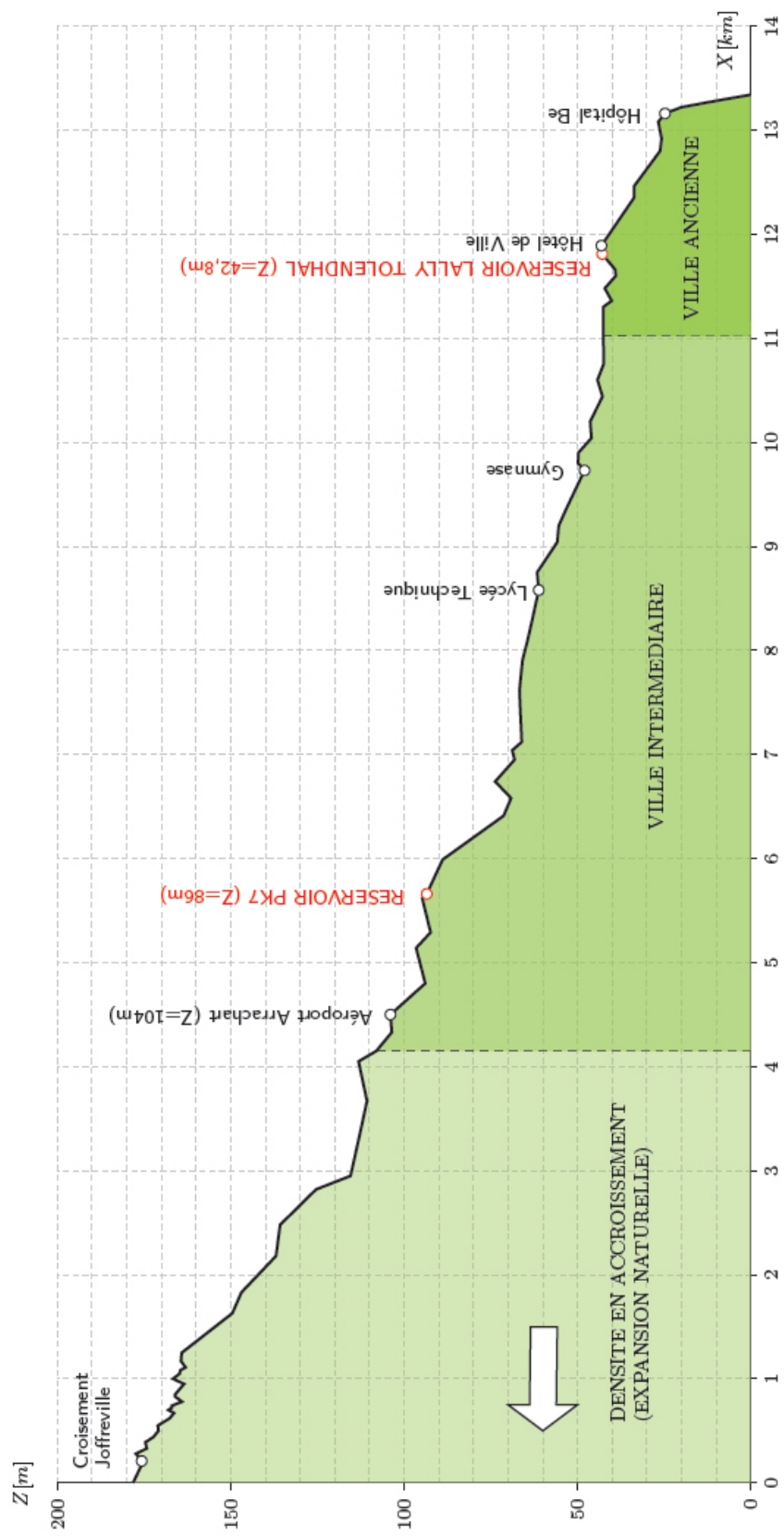


Fig. 5 – Profil en long de la ville (du sud vers le nord) avec les 3 zones

2 L'alimentation en eau de la ville d'Antsiranana

2.1 Description générale

L'eau alimentant la ville d'Antsiranana est obtenue essentiellement ⁵ à partir d'un barrage sur la rivière Besokatra, cours d'eau prenant ses sources dans les contreforts de la Montagne d'Ambre. Cette eau est ensuite acheminée par des conduites vers la Station JIRAMA au PK7 sur une distance d'environ 25 km. L'eau est traitée dans cette station puis distribuée dans le réseau de la ville.

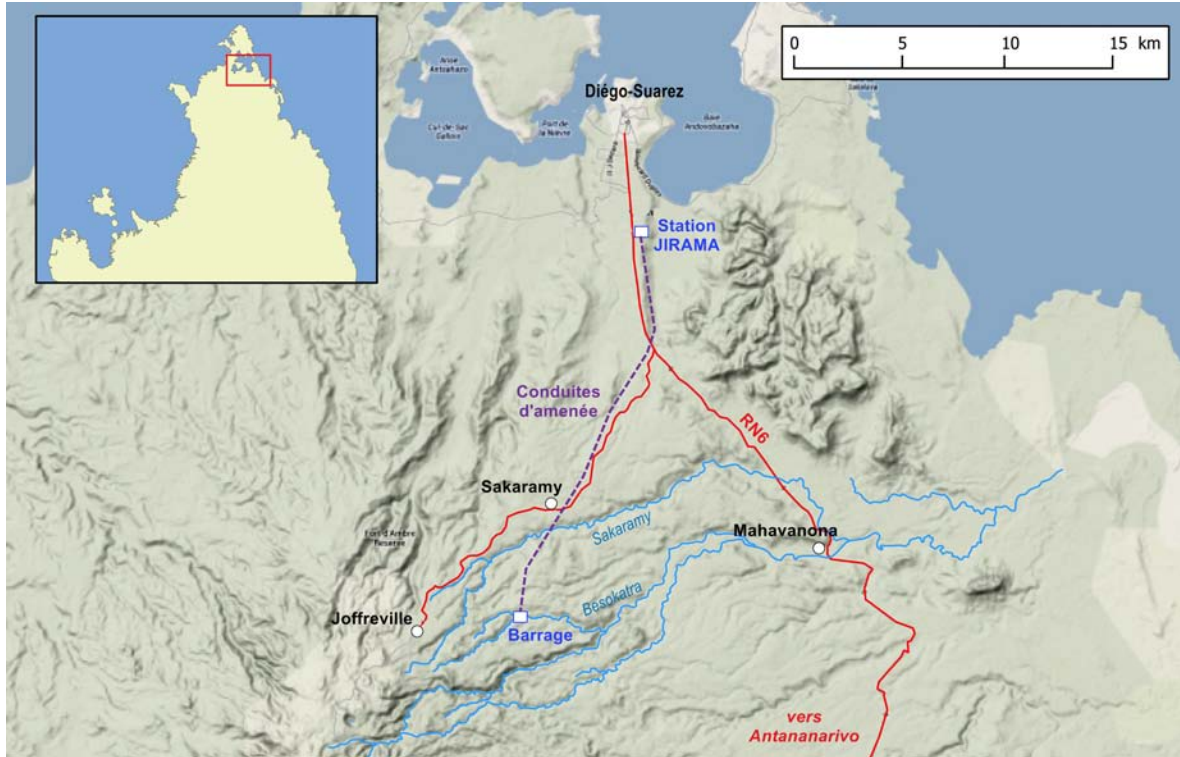


Fig. 6 – Description générale de l'alimentation en eau potable de la ville d'Antsiranana

Que ce soit pour la partie adduction (barrage - station de traitement) ou pour la partie distribution (station de traitement - réseau), l'acheminement de l'eau se fait de manière exclusivement gravitaire. En effet, cela est rendu possible par les dénivelés existant entre ces 3 points (radier à l'altitude 521 m pour les prises sur le barrage et 92 m à la station de traitement ⁶).

2.2 A propos de la ressource en eau

Le bassin versant de la Besokatra

Le bassin versant de la Besokatra, à l'exutoire du barrage de captage de la JIRAMA draine sur la façade nord-est de la Montagne d'Ambre une superficie de 26,7 km².

Ce bassin versant repose sur un socle volcanique représenté par des basaltes fissurés et très perméables. Situé en climat perhumide, on a une partie sommitale constituée de forêt ombrophile très dense mais d'assez faible extension et sur les flancs, une végétation de type futaie claire peu élevée.

Les températures mensuelles varient de 20 à 25°C avec une moyenne interannuelle de l'ordre 21°C. Concernant les données hydroclimatiques, on a la récapitulation sommaire suivante [1] :

5. Actuellement (septembre 2014), la JIRAMA est en train d'engager des actions à court terme pour augmenter la production. Ces actions concernent d'une part le rehaussement de la crête du déversoir du barrage de Besokatra et, d'autre part, la réutilisation de deux barrages, abandonnés auparavant, sur la rivière Ambodimanga ce qui constituerait un apport de 700 m³/h à la station PK7 (en plus des 800 m³/h actuels).

6. Les valeurs de ces cotes varient à ± 1 m près selon les sources et/ou les techniques de mesures utilisées.

Précipitation moyenne	:	2500 mm
Déficit d'écoulement	:	1850 mm
Evapotranspiration réelle	:	1150 mm
Infiltration profonde	:	700 mm
Lame d'eau ruisselée	:	650 mm

Notons qu'en raison du caractère fissuré de la Montagne d'Ambre et de toute la zone nord jusqu'à la ville d'Antsiranana, la lame d'eau infiltrée qui est assez importante ne contribue pas au drainage du bassin versant de la Besokatra, ayant comme exutoire le barrage de captage⁷.

La ressource disponible

D'après une étude commanditée par la JIRAMA en 1996 et réalisée par le Bureau d'Études BEMIARY, le débit d'étiage de fréquence décennale est de l'ordre de 35 000 m³/j (1 458 m³/h).

Quant à la capacité potentielle de production du barrage, elle est au départ de 22 800 m³/j (950 m³/h) avec, à l'arrivée à la station de traitement au PK7, une capacité de 19 200 m³/j (800 m³/h). En confrontant ces données avec la demande (section 3, page 13), la ressource est apparemment suffisante.

2.3 Captage et système d'adduction

Captage

Construit en 1961, le barrage est un barrage en béton dont la hauteur est de 1,45m (cote de la crête : 520,40m). Ce barrage comporte 2 prises d'eau, l'une sur la rive gauche (construite en 1961 en même temps que le barrage) et l'autre sur la rive droite (construite en 1989-1990).



Fig. 7 – Barrage sur la Besokatra avec, sur la rive gauche, la prise pour la nouvelle conduite (Photo : Moira RASIKA)

Transfert de l'eau brute

L'eau en provenance du barrage de Besokatra est conduite vers la station de traitement PK7 par deux conduites d'adduction⁸. La conduite dite "ancienne" a été posée en 1961 et est constituée de trois tronçons de diamètres 400, 300 et 250 mm. La conduite dite "nouvelle" a été posée en 1989 et elle est faite de deux tronçons de diamètres 400 et 300 mm. Elle est équipée de quatre vannes réducteurs de pression.

7. On constate en effet la présence de nombreuses sources émergentes le long du littoral de la ville d'Antsiranana.

8. La prise de 1961 ne permet d'alimenter que la seule conduite qui lui est issue tandis que la nouvelle prise de 1990 permet d'alimenter de façon indépendante les 2 conduites.

Tableau 4 – Caractéristiques des conduites d’adduction (Source : JIRAMA)

Type	Diamètre [mm]	Longueur [m]
Fonte (1961)	400	3 285
	300	9 931
	250	11 981
Fonte à joint automatique (1989)	400	3 182
	300	22 565



Fig. 8 – Vanne de départ de la nouvelle conduite (1989) sur la rive droite (Photo : Moira RASIKA)



Fig. 9 – Ancienne conduite (1961) sur la rive gauche (Photo : Moira RASIKA)

Comme on peut le constater d’après le Tableau 4, entre la prise et la station de traitement, la longueur de l’ancienne conduite est de 25 197 m tandis que celle de la nouvelle conduite est de 25 747 m, la différence s’expliquant par quelques variations du tracé entre les deux conduites.

2.4 Station de traitement et réservoirs

Traitement physico-chimique

La station de traitement PK7 (12°20'05.07"S - 49°17'50.20"E) abrite toutes les infrastructures indispensables permettant de traiter l’eau brute et permettre d’envoyer dans le réseau de distribution une eau potable répondant aux normes. Ainsi, on y trouve principalement :

- quatre (04) décanteurs statiques horizontaux, comportant chacun deux compartiments dans lesquels s’effectuent la coagulation, la floculation et la décantation
- huit (08) filtres monocouches à sable dans lesquels s’effectue la filtration
- une (01) bêche de reprise de 200 m³ dans laquelle l’eau décantée et filtrée est désinfectée et neutralisée.

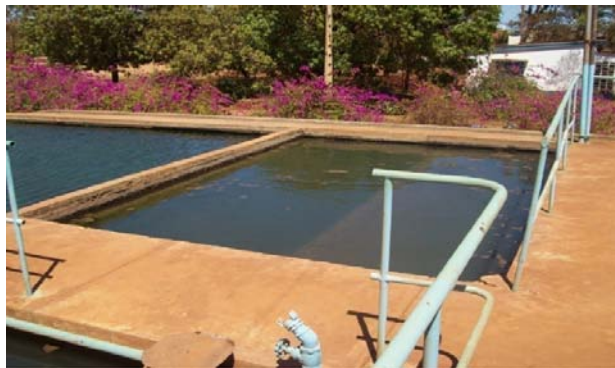


Fig. 10 – Bassins de décantation (Photo : Moira RASIKA)



Fig. 11 – Filtres à sable (Photo : Moira RASIKA)



Fig. 12 – Bâche de reprise de 200 m³ (Photo : Moira RASIKA)

La capacité de production à l'issue de cette chaîne de traitement physico-chimique est de l'ordre de 745 m³/h (soit 17 880 m³/j).

Réservoirs

Les réserves en eau potable de la ville d'Antsiranana sont ensuite stockées dans deux réservoirs de tête situés au PK7 et dans un réservoir d'équilibre situé en centre ville (Lally Tollendhal).

Tableau 5 – Caractéristiques des réservoirs (Source : JIRAMA)

Emplacement	Volume [m ³]	Cote du Radier [m]	Cote du Trop Plein [m]	Année de mise en service
PK7	2 000	85,73	91,2	1970
PK7	1 000	85,80	90,80	1958
Centre ville (LALLY TOLENDHAL)	2 500	40,3	43,3	1925

2.5 Le réseau de distribution

Description

D'une longueur totale d'environ 100 km, le réseau de distribution de la ville d'Antsiranana est constitué par des conduites en fonte, en PVC et en acier galvanisé dont les diamètres varient de 50 à 400 mm. C'est un réseau relativement vétuste puisque certaines conduites datent de 1925 et même les plus récentes datent déjà de 2006.

Tableau 6 – Caractéristiques des conduites du réseau de distribution (Source : JIRAMA)

Diamètre nominal [mm]	Longueur [m]		
	Fonte	PVC	Galvanisée
50		9 013	1 405
60	6 743	13 434	
75		4 737	
80	10 680		
90	10 680		
100	11 023	1 100	
150	7 443		
200	7 718		
225	407		
250	2 304		
300	11 749		
400	2 164		
TOTAUX	70 911	28 284	1 405

La majorité des conduites de ce réseau ont déjà dépassé leur durée de vie normale⁹ ce qui rend les interventions de réparation fastidieuses. Ainsi, lors des vidanges, quand les tuyaux sont mis en dépression, les contraintes mécaniques internes ou causée par des affaissements aboutissent à des désassemblages des joints, des fêlures, voire des cassures d'où l'apparition de fuites en divers points du réseau.

Aperçu global des problèmes liés à la distribution

Globalement, les problèmes liés à la distribution peuvent être décrits de la manière suivante :

1. **Insuffisance de la production** : Pour une demande estimée à 20 000 m³/j, la JIRAMA ne peut fournir au départ de la station de traitement que 18 000 m³/j¹⁰. Cela est essentiellement due à la *capacité de traitement*.
2. **Distribution d'eau non traitée** : La JIRAMA est obligée de fournir de l'eau brute non traitée à ses abonnés situés en amont (200 environ) de la station PK7¹¹ avec tous les risques que cela comporte. En effet, l'altitude des réservoirs de tête est plus faible que celle de ses abonnés situés en amont : c'est donc un problème de *hauteur de charge*.
3. **Insuffisance de débit et de pression dans le réseau** : Même pour les abonnés situés en aval, on constate souvent des insuffisances de débit et de pression : c'est encore un problème de *hauteur de charge* des réservoirs de tête de la station PK7.

A ces problèmes principaux s'est ajouté récemment (septembre 2014) un autre problème, cette fois-ci concernant le barrage de Besokatra. Les prélèvements effectués par divers utilisateurs en amont de ce barrage abaissent fortement la capacité du barrage, notamment en période d'étiage, à tel point que la JIRAMA a demandé l'intervention des autorités publiques pour établir une convention de rationnement.

3 Étude de la demande en eau

3.1 Évaluation des besoins en eau

Les statistiques de 2009 et la démarche adoptée

Au niveau de la ville d'Antsiranana et des localités limitrophes concernées par cette étude, on distingue les types de consommations en eau suivantes : domestique, industrielle, publique collective, industrielle et agricole.

En 2009, la JIRAMA a fait faire un dossier d'étude (Avant Projet Sommaire) avec pour objectif d'améliorer l'alimentation en eau potable de la ville. Cette étude a été faite pour évaluer les besoins en eau à court, moyen et long terme de la ville. Le présent travail est donc basé d'une part sur cette étude en y apportant les mises à jour nécessaires mais également sur les relevés effectués par la JIRAMA auprès de ses abonnés.

Ainsi, les points marquants issus de cette statistique sont :

- entre 2008 et 2009, le taux de desserte est passé de 87% à 80%
- 40% des ménages qui ne sont pas encore branchés au réseau souhaitent acquérir un branchement privé mais bon nombre sont dissuadés par le coût prohibitif de la réalisation de l'ordre de 600 000 Ar ($\simeq 190$)
- pour les branchements privés, la consommation domestique moyenne est évaluée à 120 litres/jour/hab dans la ville d'Antsiranana, elle est de 100 litres/jour/hab dans les communes limitrophes
- pour les bornes fontaines, la consommation est estimée à 40 litres/jour/hab dans la ville, elle est de 30 litres/jour/hab dans les communes limitrophes
- le rendement du réseau, tenant compte des différentes formes de pertes en eau est de 79%.

Ainsi, sur la base des chiffres proposés, une évaluation de la demande, projetée dans l'avenir, à court, moyen et long terme a été faite. Les paragraphes suivants fournissent les résultats et les explications quant à cette évaluation de la demande :

9. Cette durée de vie est estimée à 30 ans pour le PVC et au-delà de laquelle il devient dur et cassant.

10. D'après la JIRAMA, cette capacité est descendue à 17 000 m³/j actuellement (septembre 2014).

11. On a pu constater que même certains quartiers situés en aval sont alimentés en eau brute non traitée.

Évolution du taux de desserte

Les deux tableaux suivants montrent l'évolution du taux de desserte, d'abord dans l'hypothèse où les tendances observées en 2009 sont maintenues (Tableau 7) et, ensuite, celle où un taux fixe de 85% est maintenue chaque année (Tableau 8) :

Tableau 7 – Évolution du taux de desserte en suivant la tendance de 2009

	2008	2009	2010	2012	2015	2020	2025
Population desservie par BP	47 380	63 600	65 080	68 108	72 480	79 140	82 840
Population desservie par BF	33 600	20 550	22 350	26 408	31 350	40 350	49 350
Nb total d'habitants desservis	80 980	84 150	87 430	94 516	103 830	119 490	132 190
Nb total d'habitants	92 960	104 889	110 134	122 989	134 393	155 799	180 613
Nb total d'habitants non desservis	11 980	20 739	22 704	28 473	30 563	36 309	48 423
Taux de desserte	87,1%	80,2%	79,4%	76,8%	77,3%	76,7%	73,2%
Taux de non desserte	12,9%	19,8%	20,6%	23,2%	22,7%	23,3%	26,8%

Si rien n'est fait pour améliorer la situation, le taux de desserte va diminuer d'année en année et rien qu'en 2015, le nombre total d'habitants non desservis est déjà supérieur à la proportion de la population de la Zone 1 (Tableau 3, page 7 et Fig. 3, page 5).

On notera également que selon les données de la JIRAMA, on a les taux annuels de progression suivants en termes de nombre de population :

- Branchements particuliers : 2,3% entre 2010 et 2015, 1,8% entre 2015 et 2020 et 0,9% entre 2020 et 2025
- Bornes fontaines : 8,7% entre 2010 et 2015, 5,7% entre 2015 et 2020 et 4,5

Tableau 8 – Évolution dans l'hypothèse d'un taux de desserte maintenu à 85%

	2010	2012	2015	2020	2025
Nb total d'habitants	110 134	122 989	134 393	155 799	180 613
Nb total d'habitants desservis	87 430	94 516	114 234	132 429	153 521
Nb desservis par BP	53 245	57 560	69 569	80 649	93 495
Nb desservis par BF	34 185	36 956	44 666	51 780	60 027
Nb total d'habitants non desservis	22 704	28 473	20 159	23 370	27 092

Remarque : Le tableau 8 a été établi en se basant sur les résultats de 2009 dans lesquels 60,9% de la population desservie l'était par des branchements particuliers (BP) et 39,4% par des bornes fontaines (BF), proportions qui ont été conservées pour les autres années de projection.

Il est clair que pour maintenir le taux de desserte à 85%, la JIRAMA devra faire des efforts quant à sa capacité de production.

Évolution des volumes consommés et nécessaires

Avec un taux de desserte maintenu à 85% (voir Tableau 8 ci-dessus), le tableau suivant montre les évolutions nécessaires en termes de branchements et de volumes.

Tableau 9 – Évolution des branchements et des volumes consommés et nécessaires (taux de desserte à 85%)

	2008	2009	2010	2012	2015	2020	2025
Nb de branchements							
Branchements particuliers (BP)	6 259	6 360	6 508	7 195	8 696	10 081	11 687
Bornes fontaines (BF)	140	137	149	246	298	345	400
Autres (cessions, gros abonnés, etc.)	313	305	333	355	390	456	534
Nb total de branchements	6 712	6 802	6 990	7 796	9 384	10 883	12 621
Volumes consommés et nécessaires							
Branchements particuliers [m ³ /j]	6 627	5 964	6 248	6 907	8 348	9 678	11 219
Bornes fontaines [m ³ /j]	1 377	1 055	894	1 478	1 787	2 071	2 401
Autres (cessions, gros abonnés, etc.) [m ³ /j]	4 652	5 150	5 701	6 986	9 477	15 755	26 192
Total vente [m ³ /j]	12 656	12 169	12 843	15 372	19 612	27 505	39 812
Production totale normale [m³/j]	15 320	15 404	16 257	19 458	24 826	34 816	50 396
Production de pointe [m ³ /j]	22 442	18 639	20 321	24 323	31 032	43 520	62 994
Rendement global	82,6%	79,0%	79,0%	79,0%	79,0%	79,0%	79,0 %

Pour l'établissement de ce tableau dont l'extrapolation commence à partir de 2012, les considérations suivantes ont été adoptées en se basant sur les données de projection du Tableau 8 :

1. Le nombre de branchements particuliers (BP) a été calculé en considérant une consommation unitaire de 120 l/j/hab et à raison de 8 hab/BP.
2. Le nombre de bornes fontaines (BF) a été calculé en considérant une consommation unitaire de 40 l/j/hab et à raison de 150 hab/BF.
3. Pour les autres branchements (cessions, gros abonnés etc.), la moyenne est de 10,7 m³/j/branchement.
4. Le rendement de la production (rapport Vente/Production normale) a été fixé à 79%, son taux de 2009.
5. La production de pointe a été évaluée à 1,25 fois¹² la production normale.

Il faut relever que ce tableau ne donne qu'un aperçu sommaire, voire imparfait, de ce que pourrait être la situation dans les années à venir. En effet, les populations qui ne sont pas desservies par les branchements particuliers vont se rabattre sur les bornes fontaines, ce qui est normal puisqu'il n'y a pas d'autres possibilités de s'approvisionner en eau dans la ville¹³.

Néanmoins, et c'est l'un des objectifs de cette étude, il s'agit aussi de faire prendre conscience à la JIRAMA que le rendement de production de 79% est inadmissible aussi bien pour la desserte des habitants que pour sa propre santé financière.

Au final, on peut donc retenir que, dans l'hypothèse d'un taux de desserte à 85%, le besoin moyen journalier de la ville d'Antsiranana et de ses environs passerait de 18 689 m³ en 2015 à 37 920 m³ en 2025 soit environ **le double**. Il en est de même pour la production de pointe. Bien entendu, ces chiffres pourraient être révisés à la baisse si d'ici là, des améliorations sont apportées au réseau faisant passer son rendement à une valeur supérieure à 79%.

12. Valeur moyenne mais susceptible de varier.

13. Cela est d'autant plus inévitable que, dans l'emprise de la ville d'Antsiranana, la densité des habitats fait que le creusement de puits individuels ne peut être que marginal. Par ailleurs, comme les nappes souterraines se trouvent entre 20 à 30m de profondeur, il faudrait pratiquer des forages mais cela coûte très cher et au creusement (30 millions d'ariary pour un forage de 30m \simeq 9 500 euros) et à l'équipement.

3.2 Variations de la consommation quotidienne

Facteurs d'influence

Selon le rythme des activités humaines et selon également les conditions climatiques locales, des fluctuations de la consommation en eau sont variables dans le temps et concernent toutes les unités de temps : années, mois de l'année, jours de la semaine, heures de la journée.

Ainsi, la consommation journalière (qui est l'unité de comptabilisation de la JIRAMA) varie en fonction de divers paramètres dont les plus influents sont : les pertes dans le réseau et chez les consommateurs, le coût de l'eau, la pression et le débit, les compteurs d'eau ¹⁴ .

Courbe de variation de la consommation

La courbe de variation de la consommation ¹⁵ a été établie à partir de relevés effectués à la sortie des réservoirs de tête de la station de traitement au PK7 ce qui a permis de fixer les valeurs des différents coefficients multiplicateurs.

De cette manière, la courbe peut facilement être transposée à d'autres années car les coefficients horaires multiplicateurs restent sensiblement les mêmes.

Pour pouvoir effectuer les simulations, cette courbe de modulation doit être traduite en termes de volumes réels. Ainsi, un volume journalier moyen sortant de 18 000 m³/j sera distribué aux consommateurs en fonction des heures de la journée selon la figure 14. Le volume total distribué n'est que de 13 350 m³/j car il y a environ 4 650 m³/j de pertes (soit environ 25%).

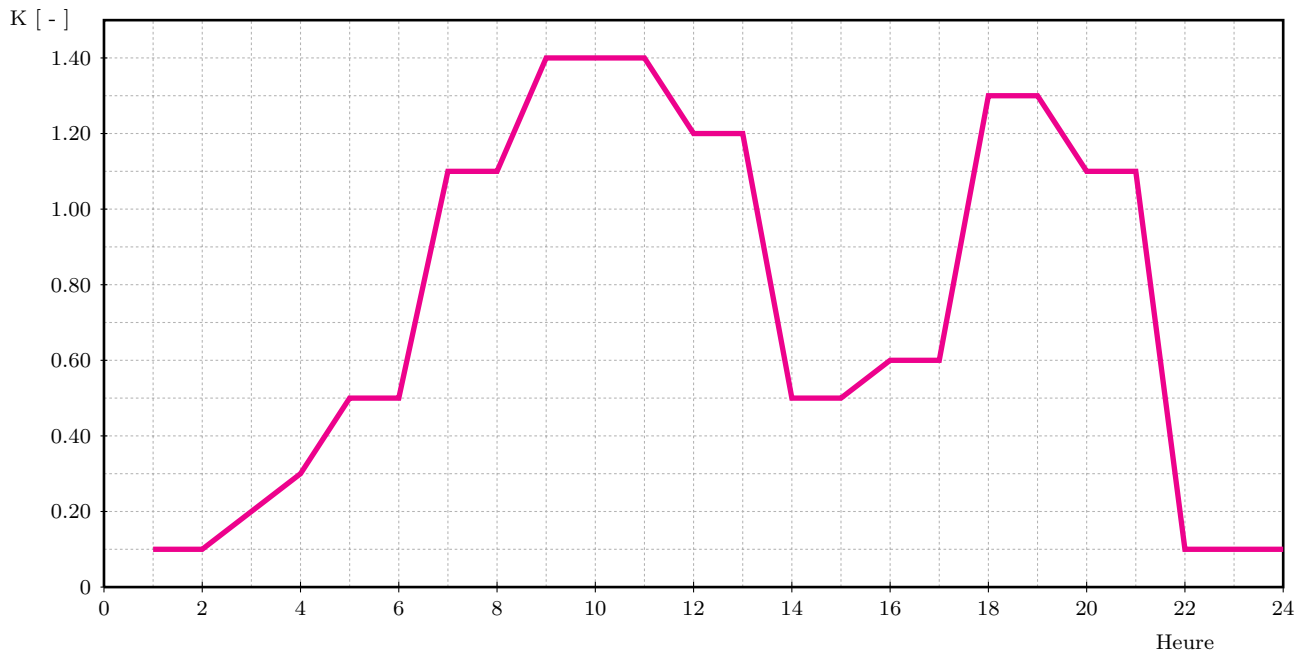


Fig. 13 – Courbe de modulation

14. L'installation de compteurs d'eau oblige les consommateurs à être plus vigilants et contribue à l'atténuation de l'amplitude des pointes. Selon la JIRAMA, la réduction de consommation due à la présence de compteurs peut aller jusqu'à 25%.

15. Également dénommée **courbe de modulation** dans sa version adimensionnelle.

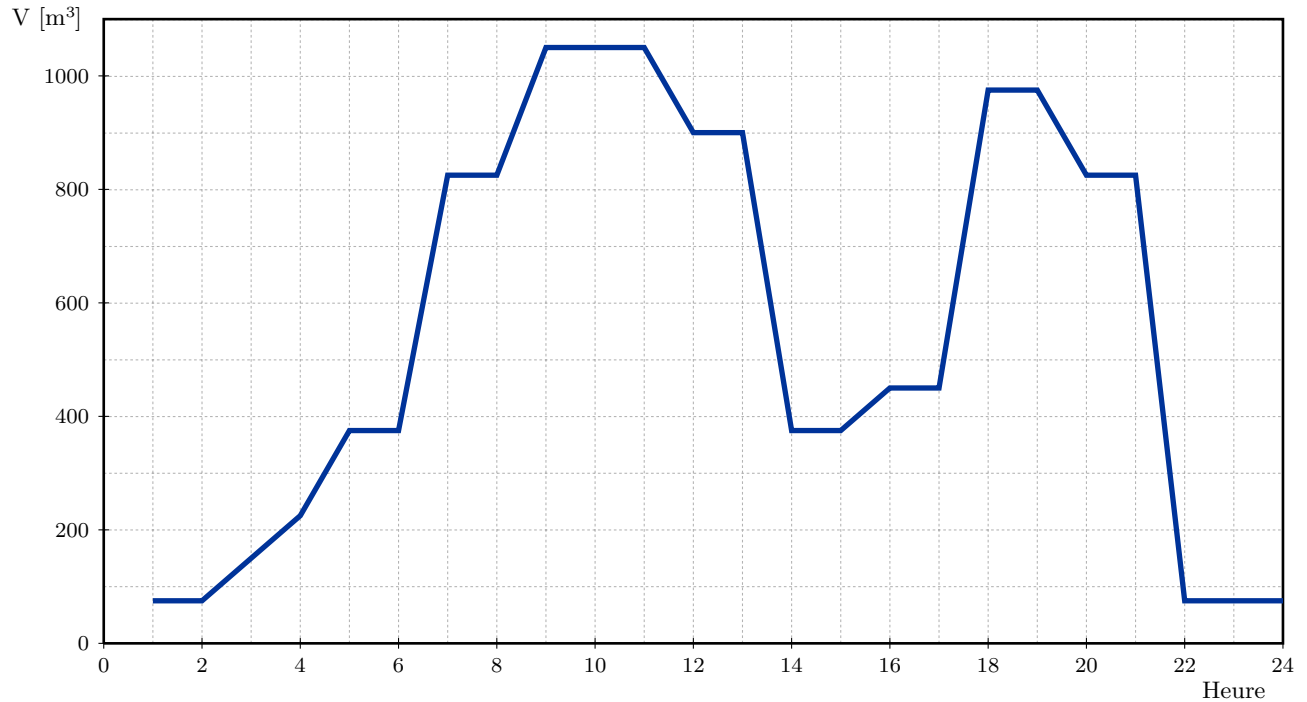


Fig. 14 – Courbe de consommation (volume sortant de 18 000 m³/j)

Comme on peut le constater sur les figures 13 et 14, il s'agit de la même courbe mais graduée différemment.

4 Diagnostic du réseau et des infrastructures existants

4.1 Modélisation et diagnostic numérique

Pour rechercher les causes techniques du dysfonctionnement du système de distribution d'eau potable de la ville d'Antsiranana, nous avons effectué une série de simulations numériques du comportement hydraulique du réseau, dans son état actuel. Le logiciel EPANET a été utilisé à cet effet. La figure 15 représente le modèle schématique du réseau dans lequel nous avons gardé les conduites maîtresses et effectué des simplifications par rapport à la configuration réelle selon la méthodologie suivante :

- suppression des conduites en antenne
- suppression des nœuds intermédiaires
- suppression des conduites de petit diamètre et de petite longueur
- concaténation des conduites de même diamètre et même matériau
- zonage et regroupement de plusieurs consommateurs sur un même nœud de demande.

Concernant ce dernier point, la demande sur le nœud est estimée sur la base des consommations unitaires de chaque type de service fourni, du nombre d'habitants ou de la superficie de la zone concernée.

La figure 15 montre le réseau modélisé tandis que la figure 16 montre le même réseau mais cette fois-ci avec les diamètres des conduites retenues ¹⁶.

16. Pour des questions de lisibilité, il a fallu dissocier les deux figures.

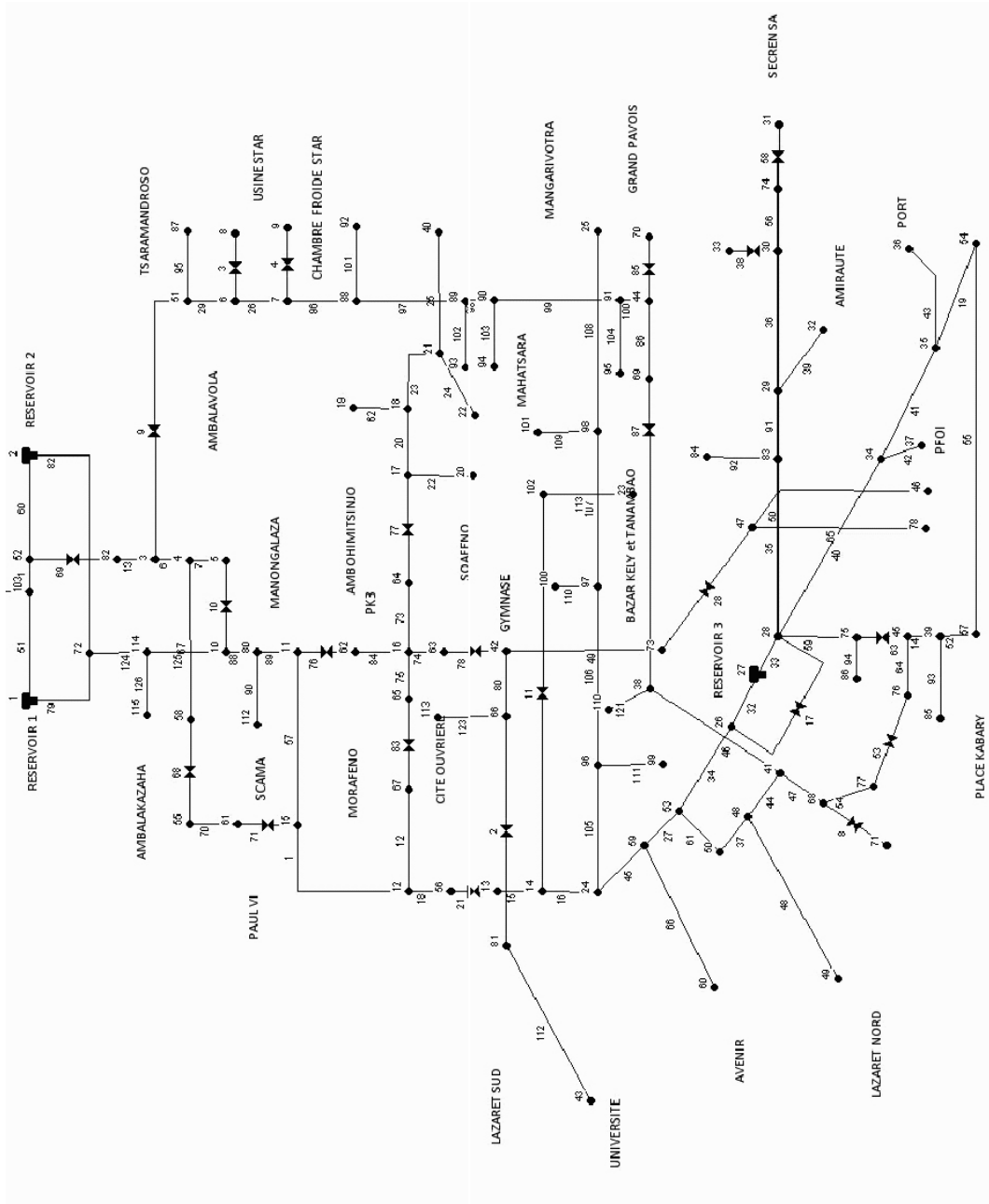


Fig. 15 – Schéma du réseau modélisé avec les numéros des nœuds et des conduites

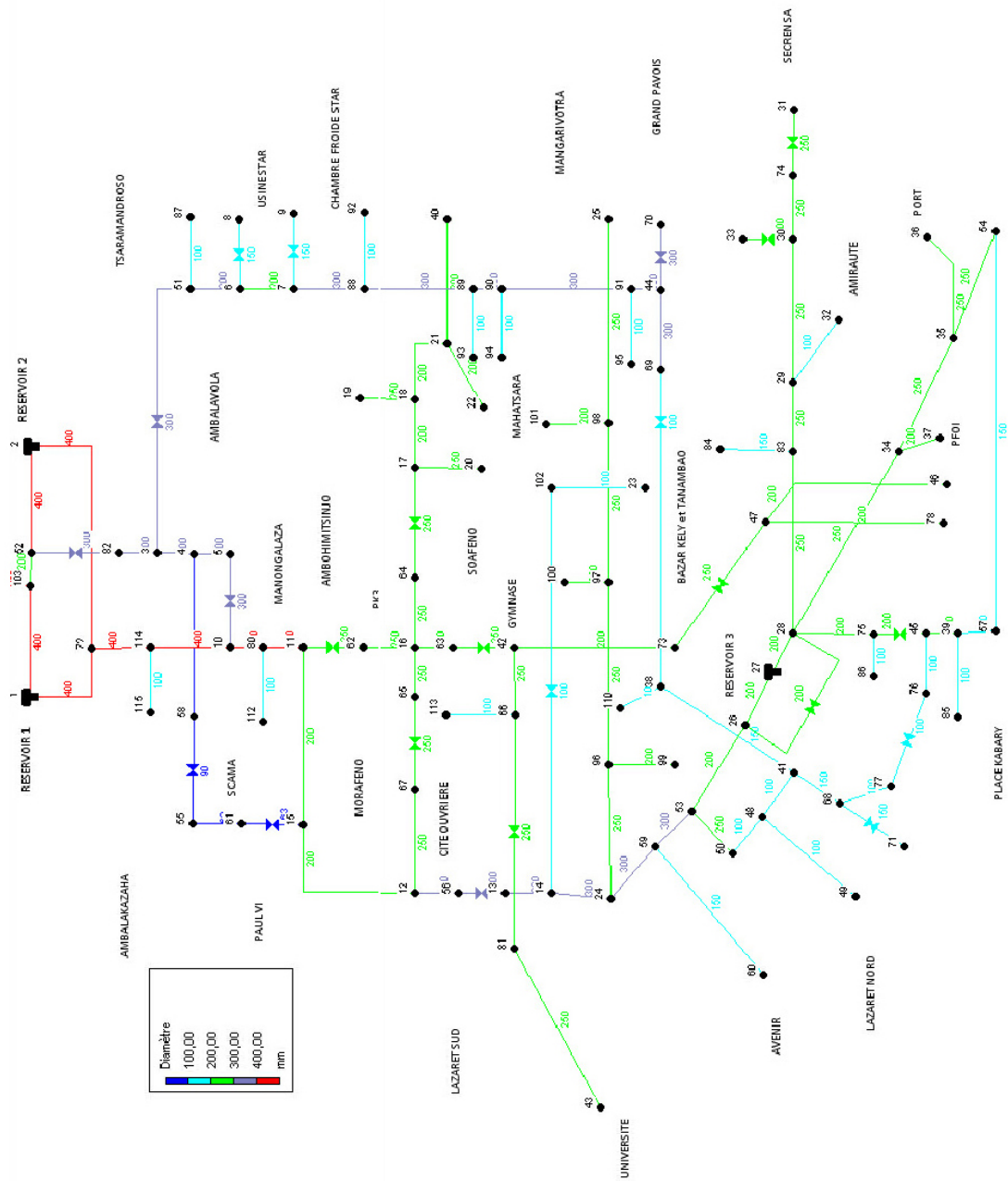


Fig. 16 – Schéma du réseau modélisé avec les numéros des nœuds et le diamètre des conduites

Ainsi, le réseau modélisé est constitué de :

- 106 nœuds
- 1 bête
- 3 réservoirs (2 au PK7 et 1 en centre ville, Lally Tolendhal)
- 94 arcs (\equiv tronçons de conduites de mêmes caractéristiques)
- 24 vannes

avec, pour les calculs des pertes de charges, la formule universelle de Darcy-Weisbach.

Par ailleurs, en amont de ce réseau de distribution c'est-à-dire en amont de la station de traitement PK7, comme prévu, le nouveau réservoir d'adduction doit également être modélisé ce que montre la figure suivante :

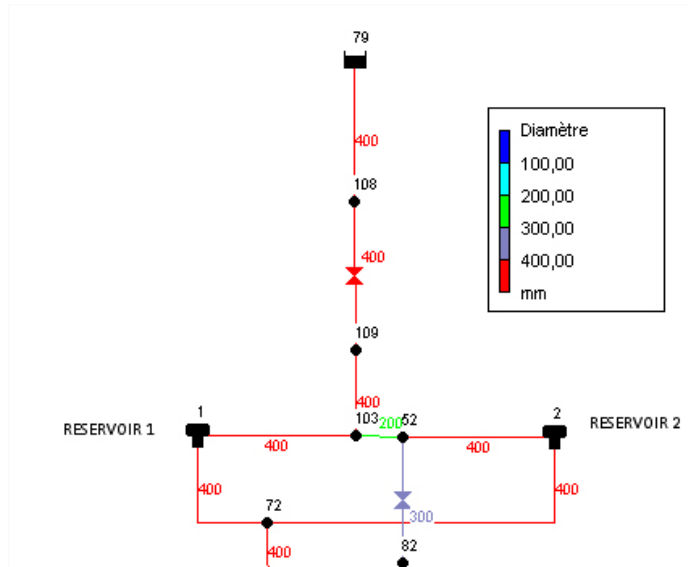


Fig. 17 – Modélisation de la partie amont du réseau

Enfin, pour effectuer la simulation numérique, on choisit certains nœuds particuliers appelés **nœud de demande** et on introduit sur chaque nœud de demande la courbe de modulation de débit ¹⁷ pendant 24 heures (courbe de charge), dont un exemple est donné sur la figure 18, puis on observe, en particulier, les variations dans le temps des pressions sur ces nœuds de demande.

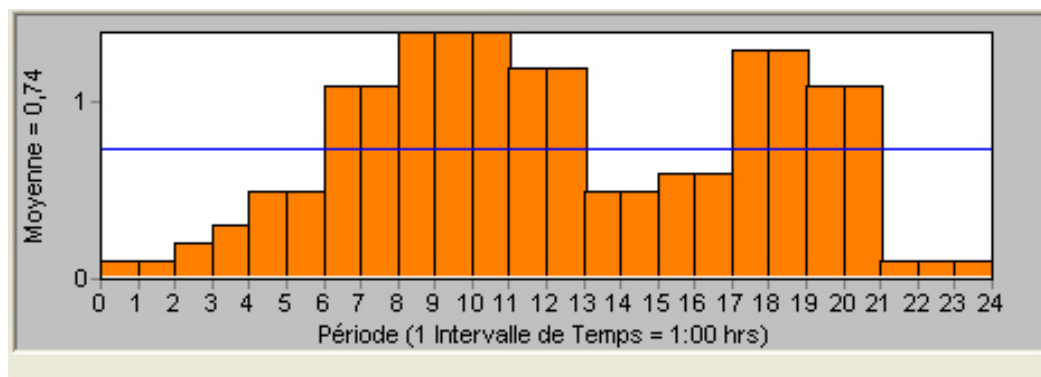


Fig. 18 – Exemple de courbe de modulation

17. Ce n'est autre que la courbe de la figure 13, page 16.

4.2 Situation actuelle : analyse des résultats et identification des problèmes

Comportement global du réseau

On peut considérer que le réseau de distribution d'eau potable fonctionne normalement lorsque les conditions suivantes, préconisées dans les normes en vigueur, sont respectées :

- la pression de confort pour l'usage domestique se situe entre 2,5 et 6 bar ;
- la pression minimale dynamique pour le service d'incendie est de 1,5 bar ;
- la pression maximale admise est de 8 bar ;
- la vitesse de l'eau dans un tronçon quelconque doit être comprise entre 0,60 et 1,20 m/s sauf en cas d'incendie où des vitesses atteignant les 2,5 m/s sont exceptionnellement acceptées.

En effectuant la simulation dans les conditions actuelles, nous sommes arrivés au résultat suivant :

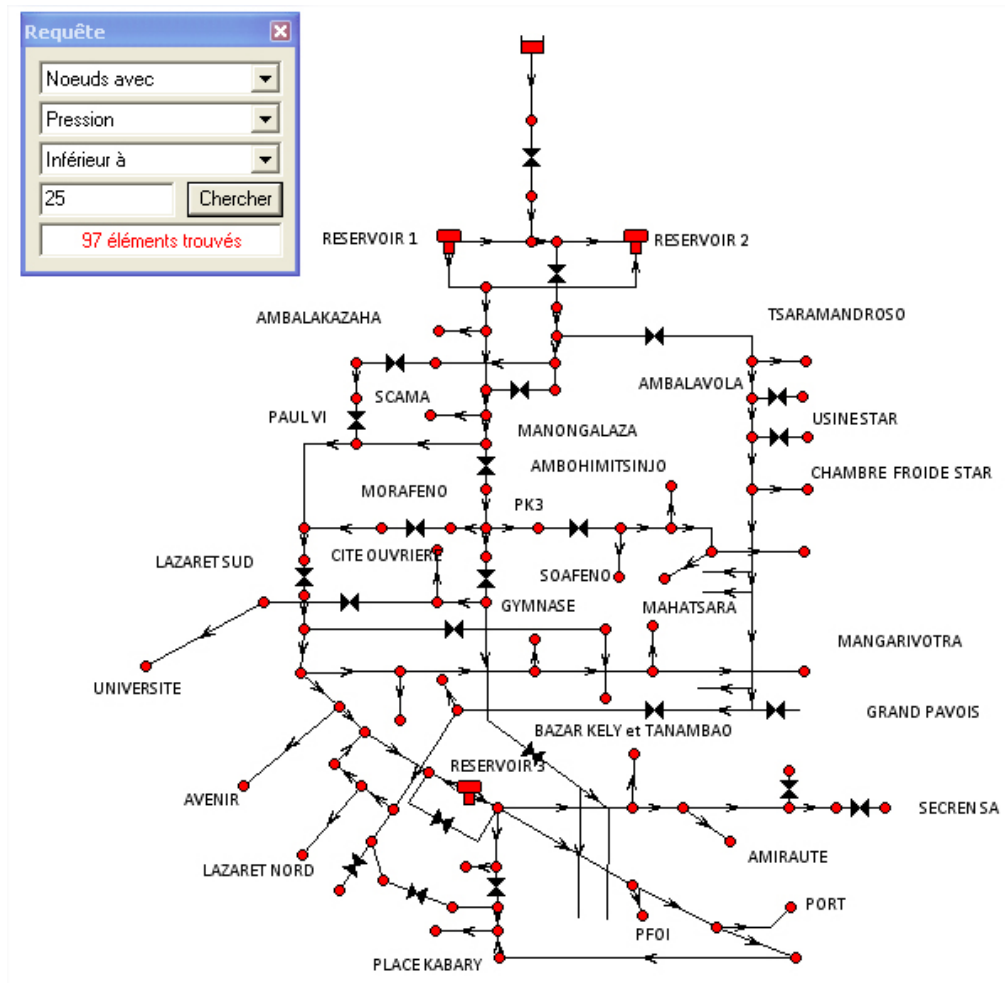


Fig. 19 – Nœuds présentant une pression inférieure à 2,5 bar à 10h du matin

Toujours concernant l'analyse du système existant, le tableau suivant montre par ailleurs la situation pendant une journée de simulation de 24 heures :

Tableau 10 – Nombre de nœuds et pressions minimales

Heure	Nœuds $p < 2,5$ bar		p min [bar]
	Nb	%	
00h à 05h	24	23%	0,33
05h à 12h	97	92%	-0,40
12h à 15h	80	75%	0,01
15h à 17h	28	26%	0,20
17h à 21h	97	92%	-0,15
21h à 22h	69	65%	0,17
22h à 24h	24	23%	0,35

La colonne % est le pourcentage du nombre de nœuds de pression inférieure à 2,5 bar par rapport au nombre total de nœuds qui est de 106. Les résultats donnés par cette simulation sont sans équivoque :

- moins d’un quart du réseau fonctionne correctement et ce, seulement pendant environ un tiers de la journée (de 22h à 05h du matin)
- les pressions minimales sont extrêmement faibles voire négatives (ce qui signifie que le nœud n’est pas du tout alimenté¹⁸)
- même pour les nœuds alimentés, les pressions minimales restent extrêmement faibles (moins de 1 bar)

Analyse de points particuliers

Parallèlement à cette observation globale, nous avons également analysé les variations des pressions sur cinq nœuds de demande numérotés 25 (Mangarivotra), 49 (Lazaret Nord), 60 (Avenir), 84 (Bazar Kely) et 101 (Mahatsara). Ces nœuds ont été choisis car ils sont tous situés dans les quartiers périphériques de la ville c’est-à-dire dans les zones d’expansion, sauf Bazar Kely qui est un marché où l’utilisation de l’eau est permanente (marché aux légumes, poissons, viandes etc.)

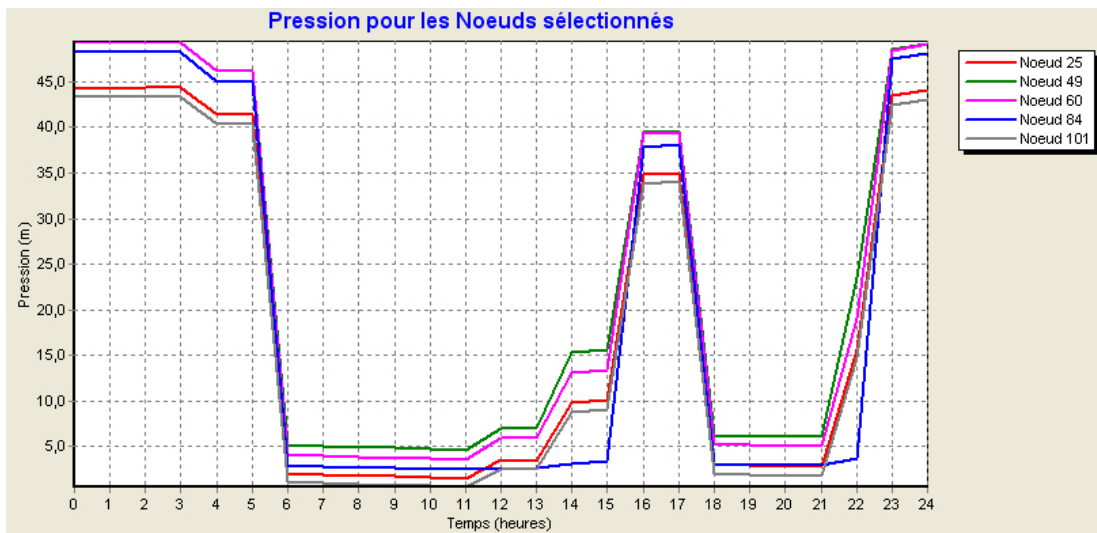


Fig. 20 – Évolution de la pression pour les nœuds de demande

Les variations de pression de la figure 20 confirment bien ce qui a été déjà dit à propos du comportement du réseau tout entier à savoir que, sur les cinq nœuds sélectionnés et pendant les périodes de pointe, les pressions sont très en dessous des valeurs préconisées par les normes.

18. Une autre simulation dans la recherche des nœuds avec une pression nulle montre que, pendant une journée de 24 heures, il y a au moins 6 nœuds qui sont dans ce cas entre 06h et 13h et entre 18h et 21h. Parmi ces nœuds figure celui du campus de l’université ce qui est sensiblement confirmé par le vécu quotidien.

Conclusions sur le réseau actuel et identification des problèmes

Les résultats précédents montrent donc clairement que, avec la configuration actuelle du système de distribution d'eau de la ville d'Antsiranana, il n'est plus possible d'assurer la fourniture dans des conditions acceptables. En effet, si l'on impose des valeurs normales des débits sur les nœuds de demande, on obtient des pressions trop faibles voire même négatives sur une bonne partie du réseau, surtout durant les heures de pointe. Ce qui signifie que, dans la réalité, la quantité d'eau fournie aux usagers n'est pas suffisante. En fait, ceci n'est qu'une confirmation du problème d'approvisionnement en eau vécu quotidiennement par la population d'Antsiranana.

Outre la qualité technique inhérente au réseau de distribution existant, on peut imputer les défaillances montrées ci-dessus à 2 raisons majeures (voir page 13 sur l'aperçu global des problèmes liés à la distribution) :

1. La capacité brute de production actuelle des ouvrages de traitement au PK7 de la JIRAMA est estimée à 18 000 m³/j alors que la demande dépasse déjà actuellement les 20 000 m³/j.
2. La charge fournie par les réservoirs de la station PK7 est insuffisante car, dans une configuration gravitaire, la cote de ces réservoirs est trop faible.

5 Solutions proposées

Pour améliorer la fourniture en eau potable de la ville d'Antsiranana, les deux problèmes identifiés ci-dessus doivent être solutionnés : celui de la charge, nécessitant un rehaussement du niveau du réservoir principal d'alimentation (réservoir de tête) et celui de la capacité de production, nécessitant un renforcement des ouvrages de traitement et de stockage.

Étant donné le relief le long du trajet des conduites d'adduction, il apparaît de manière évidente que l'adduction gravitaire reste la meilleure solution. Il faut ainsi implanter en altitude le réservoir de tête et donc toute la station de traitement. Cela permettrait, non seulement d'augmenter la charge d'alimentation mais aussi de ravitailler en eau traitée les agglomérations situées en amont de la station de traitement actuelle.

Deux sites ont été, au préalable, identifiés par la JIRAMA : **Sahasifotra** ($Z = 275\text{m}$) et **Ambariobe** ($Z = 375\text{m}$). Celui de Sahasifotra paraît le mieux adapté si l'on se base sur des critères pratiques d'aménagement tels que l'accessibilité et la proximité de zones habitées (voir carte en fin de section, page 26).

Pour le confirmer nous avons, de nouveau, eu recours au calcul numérique. Plus précisément, nous avons simulé à l'aide d'EPANET les modifications suivantes et analysé leur impact sur les paramètres de distribution d'eau :

- alimenter directement le réseau à l'aide de la conduite forcée venant du réservoir de tête implanté à Sahasifotra ;
- utiliser partiellement les anciens réservoirs du PK7 comme réservoirs d'équilibre par le biais d'un jeu de vannes.

5.1 Réseau alimenté par le réservoir de tête implanté à Sahasifotra

Alimentation directe

Les courbes de la figure 21 représentent les variations des pressions sur les mêmes nœuds échantillons que précédemment (nœuds 25, 49, 60, 84 et 101), lorsque le réservoir de tête situé à Sahasifotra alimente directement le réseau.

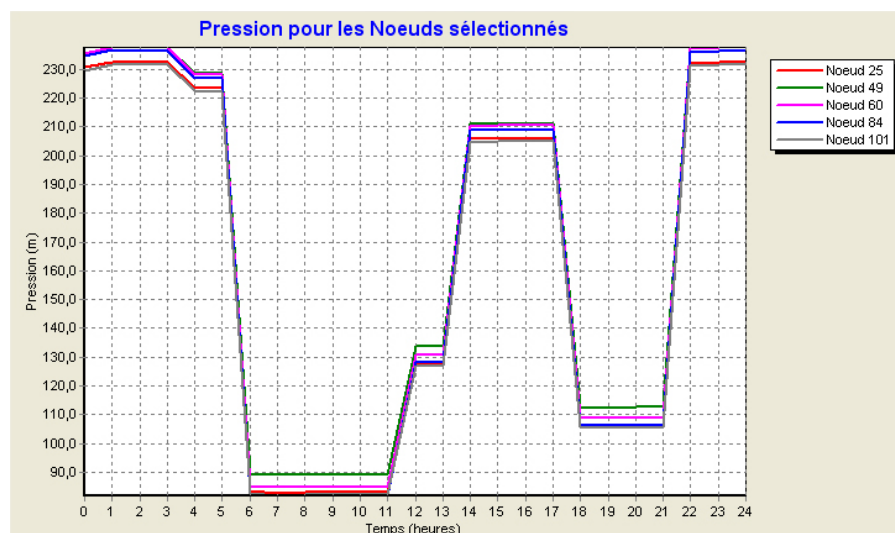


Fig. 21 – Variations de la pression sur les nœuds 25, 49, 60, 84 et 101 pour le réseau alimenté directement par le réservoir de tête de Sahasifotra

On peut constater que les pressions minimales de 2,5 bar sont satisfaites pour tous les nœuds et pendant toute la journée. Il suffit de comparer les courbes de la figure 21 avec celles de la figure 20, page 22 pour s'en convaincre.

Alimentation utilisant les réservoirs PK7

Malgré les résultats ci-dessus, il faut cependant remarquer que la solution de l'alimentation directe par un réservoir situé à Sahasifotra provoque l'apparition d'un nouveau problème : celui des pressions trop élevées. En effet, 102 nœuds ont tout le temps une pression supérieure à 8 bar¹⁹, valeur supérieure normalement admise, sauf entre 06h et 12h où le nombre de tels nœuds est de 97.

Ce problème peut être solutionné par l'utilisation partielle des réservoirs du PK7 par le rajout d'un système de vannage. En fait, il faut rajouter une vanne sur chaque réservoir pour effectuer un by-pass entre l'entrée et la sortie.

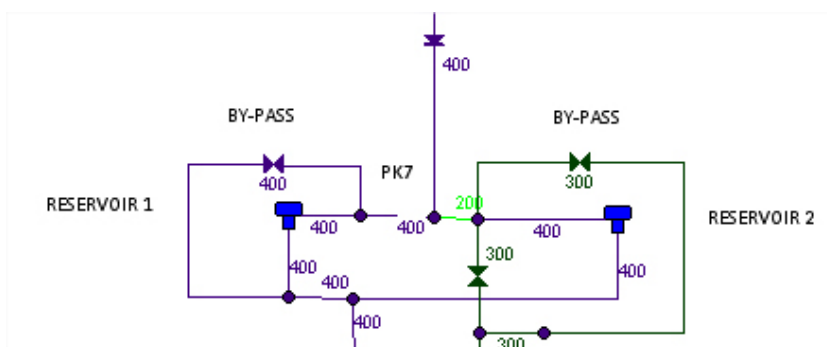


Fig. 22 – Système de vannage en by-pass sur les réservoirs PK7

Durant les heures de fortes consommations, de 07 à 12 heures et de 18 à 22 heures, les by-pass sont ouverts. L'eau provenant de la nouvelle station de traitement est directement distribuée dans les conduites du réseau sans passer par les anciens réservoirs.

Lors des heures creuses, on ferme les by-pass de telle sorte que les anciens réservoirs fonctionnent comme actuellement étant donné qu'ils permettent encore de satisfaire le besoin de la ville durant ces heures.

Le résultat de cette modification est illustré par les courbes de la figure 23. Elles nous montrent que les pressions sont bien ramenées dans la gamme acceptable préconisée par les normes.

¹⁹. Les conduites thermoplastiques de type PVC ne résisteraient pas à une telle pression et éclateraient. Pour les conduites en fonte, le risque d'éclatement est faible mais la probabilité de fuites aux joints est élevée.

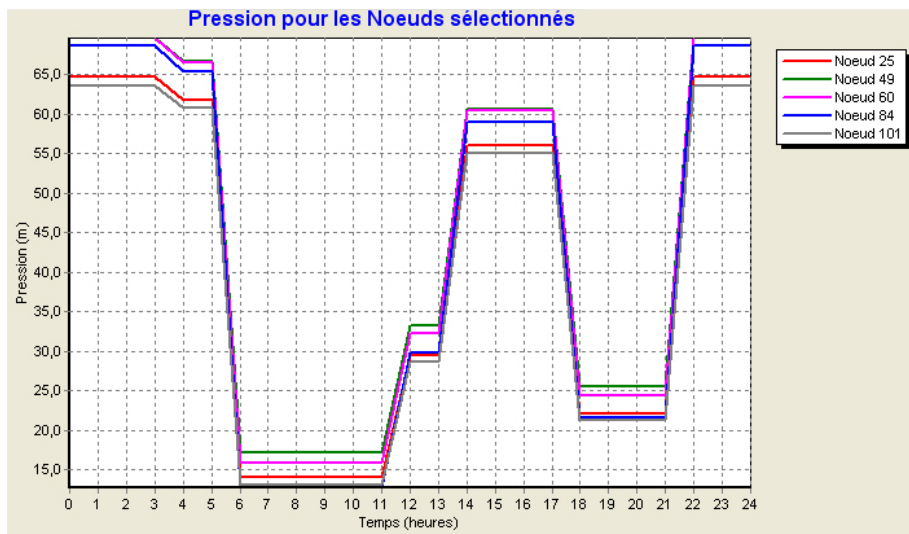


Fig. 23 – Variations de la pression sur les nœuds 25, 49, 60, 84 et 101 pour le réseau alimenté directement par le réservoir de tête de Sahasifotra et avec un système de vannage sur les réservoirs au PK7

Les améliorations apportées sont confirmées par la carte des hauteurs piézométriques (fig. 24) observées pendant les heures de pointe. Elle montre que la hauteur de charge dans tout le réseau est largement suffisante. Les pressions de distribution correspondantes restent dans l'intervalle de valeurs préconisées par les normes.

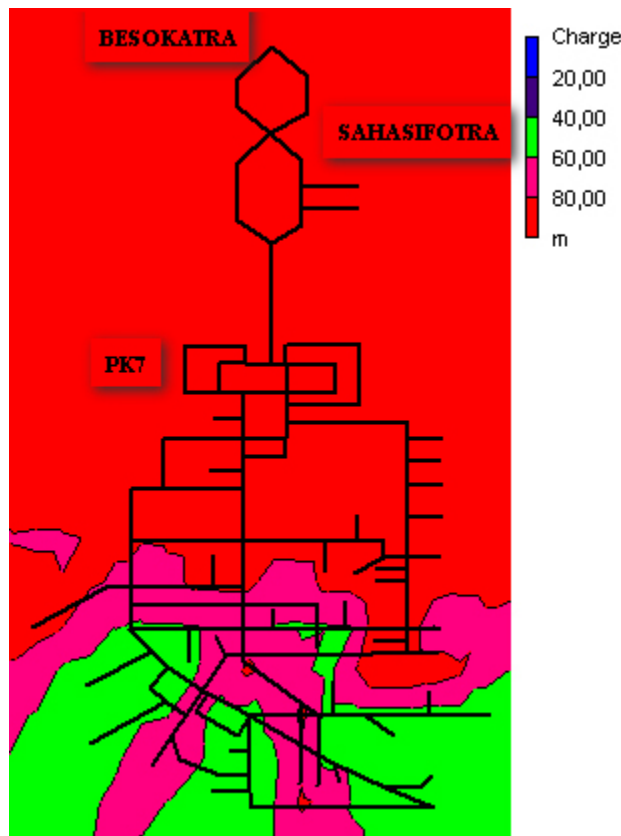


Fig. 24 – Carte des hauteurs piézométriques dans le réseau durant les heures de pointe

5.2 A propos du l'utilisation du site d'Ambariobe

Les simulations concernant le site d'Ambariobe ont également été effectuées en suivant la même démarche que pour celui de Sahasifotra. Comme on pouvait s'y attendre, les pressions obtenues sont élevées, trop élevées même

dans certains cas à tel point que la solution de vannage des réservoirs au PK7 n'est plus suffisante.

C'est la raison pour laquelle les détails des résultats des simulations concernant ce site ne sont pas développés ici, ceux du Sahasifotra étant déjà, à notre avis, suffisants pour améliorer la situation actuelle.

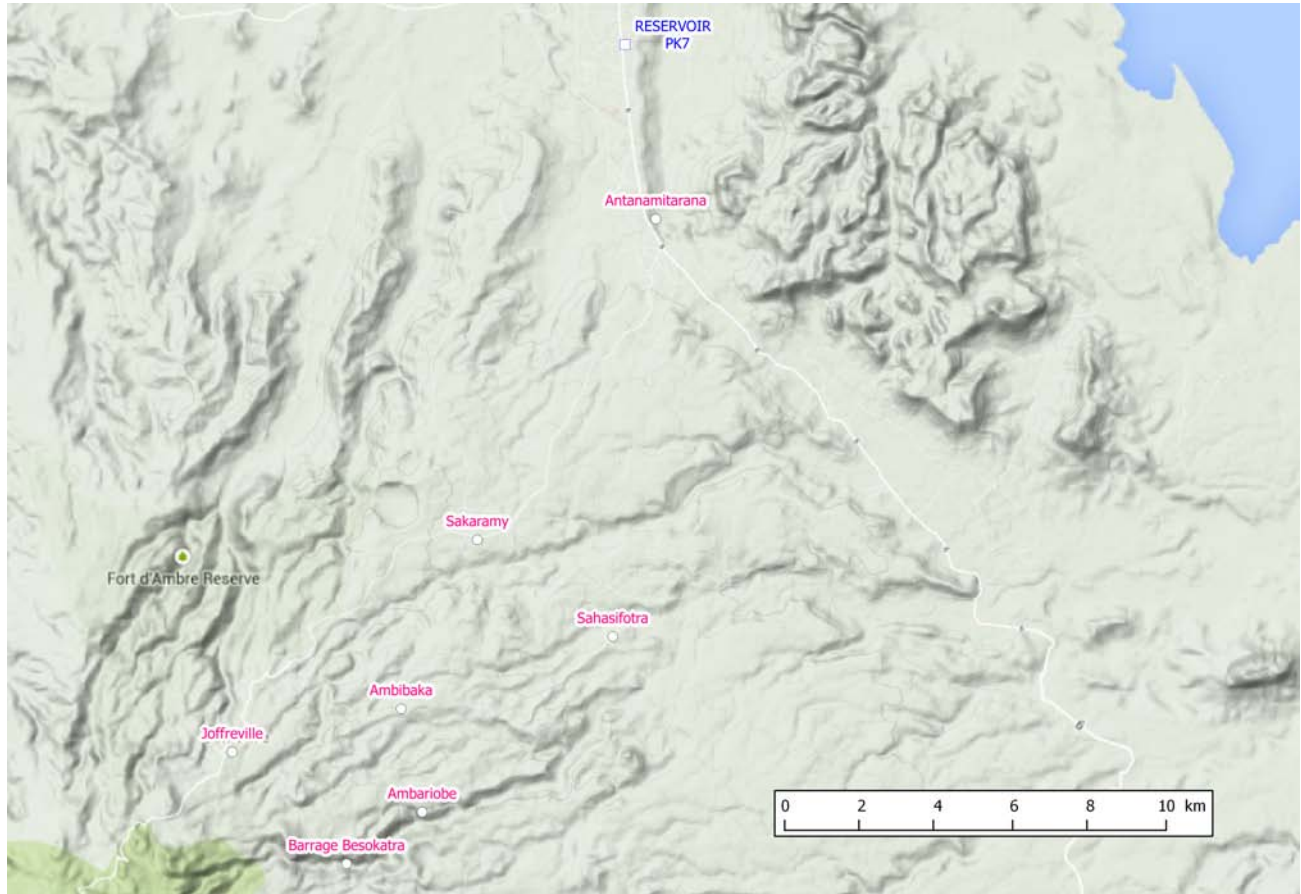


Fig. 25 – Carte de localisation des sites envisagés

6 Synthèse et conclusions

Dans les milieux urbains comme Antsiranana, toute la population de la ville et celle des communes rurales environnantes doivent être desservies par de l'eau potable de bonne qualité et en quantité suffisante. Ce qui n'est pas le cas actuellement et ceci depuis quelques années. La réalisation de ce projet d'amélioration de l'alimentation en eau potable de la commune urbaine d'Antsiranana permettrait donc d'améliorer les conditions de vie de sa population. De ce fait, elle contribue à son développement sur le plan économique et social.

Rappelons que, pour parvenir à cette fin, nous avons d'abord fait l'étude de la demande en eau, puis établi le diagnostic du système de traitement et du réseau de distribution existant actuellement. La confrontation de ces deux éléments par le biais de la simulation numérique a montré des défaillances importantes.

Pour y pallier, nous avons ensuite étudié la faisabilité d'aménager un réservoir de tête en altitude pour suppléer ceux du PK7 qui sont en service actuellement. Nous avons le choix entre deux sites possibles. Le premier est Sahasifotra, à 275 m d'altitude, et le second Ambariobe à 375 m.

Nous avons ainsi conçu les modifications du système actuel et, suite à ces modifications, des modélisations et simulations numériques ont été effectuées pour déterminer le comportement hydraulique du réseau. Ces simulations numériques tiennent compte de la variation de la demande dans la journée c'est-à-dire de la courbe de charge des localités à desservir.

Elles montrent que, en prenant en compte différents critères non seulement techniques mais aussi d'accessibilité (donc de facilité de réalisation), c'est le site de Sahasifotra qui donne le plus satisfaction. De plus cette option

permet d'alimenter en eau les zones rurales aux environs de la ville aussi bien en amont qu'en aval de la station actuelle. C'est donc la solution définitive que nous proposons dans cette étude.

Les réservoirs du PK7 seront encore utilisés car ils peuvent suffire aux heures creuses. Ils auront aussi le rôle de réservoirs d'équilibre et parfois même de brise charge car les pressions risquent d'être trop élevées lorsque la demande est faible. A cet effet, un système de vannage est à prévoir pour réaliser la connexion et l'équilibrage.

Bibliographie et références

Ouvrages généraux et thématiques

CHAPERON P., DANLOUX J., FERRY L. : "*Fleuves et rivières de Madagascar*" - Ed. ORSTOM - 1993

JIRAMA : "*Avant Projet Sommaire : Amélioration de l'alimentation en eau potable de la ville d'Antsiranana*" - Octobre 2009

INSTAT : "*Cartographie censitaire*" - Juillet 2009

Région DIANA : "*Schéma Régional d'Aménagement du Territoire (SRAT)*" - 2010

Commune Urbaine de Diégo-Suarez : "*Plan Directeur d'Urbanisme*" - 2011

Webographie

"*Adduction d'eau*" : www.futura-sciences.com/magazines/maison/infos/dico/d/maison-adduction-eau-10491/

"*Projet d'adduction d'eau en eau potable*" : www.isf-france.org/Projet/547

"*Alimentation en eau potable, 5. Conception des réservoirs de distribution d'eau potable*" : www.eauxpotables.com/archives/2007/11/14/6022489