

5^{ème} partie :

Rapport de la sous-mission A-5

" **DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES ET EQUIPEMENTS D'ASSAINISSEMENT** "

<i>Elaboration :</i>		<i>Chapitres :</i>
Mohan BAHL	SGI Consulting	Paramétrage calculs eaux pluviales et modélisation secteur Est
Frédéric BOUNAMOUS	Cabinet MERLIN	Paramétrage calculs eaux usées et modélisation secteur Ouest
Cyril BIENVENU	Cabinet MERLIN	Stations d'épuration

SOMMAIRE de la 5^{ème} partie

1	PRESENTATION DE LA SOUS-MISSION A-5.....	4
1.1	RAPPEL DES TERMES DE REFERENCE DE L'ETUDE	4
1.2	COMMENTAIRES ET CONTENU DU PRESENT RAPPORT DE SOUS-MISSION A-5	4
1.3	DONNEES DE BASE UTILISEES.....	4
1.4	PRESENTATION GENERALE DU LOGICIEL MIKE URBAN.....	5
2	COMPOSANTE EAUX PLUVIALES.....	7
2.1	INTRODUCTION ET DEMARCHE	7
2.1.1	<i>Paramètres nécessaires à la modélisation des eaux pluviales</i>	<i>7</i>
2.1.2	<i>Découpage de l'aire d'étude en secteurs homogènes de problématique des eaux pluviales.....</i>	<i>13</i>
2.2	ETUDE DU SECTEUR OUEST.....	15
2.2.1	<i>Descriptif du réseau d'eaux pluviales</i>	<i>15</i>
2.2.2	<i>Descriptif des ouvrages d'eaux pluviales</i>	<i>15</i>
2.2.3	<i>Modélisation des écoulements d'eaux pluviales</i>	<i>15</i>
2.3	ETUDE DU SECTEUR EST	21
2.3.1	<i>Descriptif du réseau d'eaux pluviales</i>	<i>21</i>
2.3.2	<i>Descriptif des ouvrages d'eaux pluviales</i>	<i>21</i>
2.3.3	<i>Modélisation des écoulements d'eaux pluviales</i>	<i>21</i>
3	COMPOSANTE EAUX USEES / COLLECTE ET TRANSFERT.....	30
3.1	INTRODUCTION ET DEMARCHE	30
3.1.1	<i>Paramètres nécessaires à la modélisation des eaux usées</i>	<i>30</i>
3.1.2	<i>Découpage de l'aire d'étude en secteurs homogènes de problématique des eaux usées.....</i>	<i>31</i>
3.2	ETUDE DU SECTEUR OUEST.....	32
3.2.1	<i>Descriptif du réseau d'eaux usées</i>	<i>32</i>
3.2.2	<i>Descriptif des ouvrages d'eaux usées.....</i>	<i>32</i>
3.2.3	<i>Modélisation des écoulements d'eaux usées.....</i>	<i>33</i>
3.3	ETUDE DU SECTEUR EST	40
3.3.1	<i>Descriptif du réseau d'eaux usées</i>	<i>40</i>
3.3.2	<i>Descriptif des ouvrages d'eaux usées.....</i>	<i>40</i>
3.3.3	<i>Diagnostic du réseau d'eaux usées.....</i>	<i>40</i>
4	TRAITEMENT DES EAUX USEES	42
4.1	CADRE REGLEMENTAIRE DE L'EPURATION.....	42
4.1.1	<i>Code de l'Environnement</i>	<i>42</i>
4.1.2	<i>Norme de rejet des eaux usées.....</i>	<i>42</i>
4.1.3	<i>Code de l'assainissement.....</i>	<i>43</i>
4.1.4	<i>Code de l'Hygiène</i>	<i>44</i>
4.1.5	<i>Code de l'eau.....</i>	<i>44</i>
4.1.6	<i>Loi portant sur l'organisation du service public de l'eau potable et de l'assainissement.....</i>	<i>44</i>
4.2	DIAGNOSTIC FONCTIONNEL DE LA STATION DE CAMBERENE	45
4.2.1	<i>Evolution des volumes journaliers en entrée de station de 1996 - 2009.....</i>	<i>45</i>
4.2.2	<i>Taux de charge de l'installation.....</i>	<i>46</i>
4.2.3	<i>Qualité du rejet en sortie de station.....</i>	<i>50</i>
4.2.4	<i>Qualité au rejet vers l'émissaire en mer.....</i>	<i>50</i>
4.2.5	<i>Diagnostic fonctionnel par étape de traitement.....</i>	<i>51</i>
4.2.6	<i>Conclusion sur le fonctionnement de la station.....</i>	<i>59</i>

4.3	DIAGNOSTIC FONCTIONNEL DE LA STATION DE NIAYES.....	61
4.3.1	Taux de charge de l'installation.....	61
4.3.2	Qualité du rejet.....	63
4.4	DIAGNOSTIC FONCTIONNEL DE LA STATION DE SHS.....	63
4.4.1	Taux de charge de l'installation.....	63
4.4.2	Qualité du rejet.....	65

ANNEXES :

A5.2.1-a	Carte des types de sols de l'aire d'étude
A5.2.1.b	Pluies de projets
A5.2.2-a	Localisation des bassins versants d'eaux pluviales - Zone Ouest
A5.2.2-b	Caractéristiques des bassins versants d'eaux pluviales - Zone Ouest
A5.2.2-c	Réseau structurant Eaux pluviales - Zone Ouest
A5.2.2-d	Architecture du modèle Eaux pluviales - Zone Ouest
A5.2.2-e	Présentation des points soumis à interprétation : SIG / études antérieures / cohérence de terrain – Modélisation pluviale - Zone Ouest
A5.2.2-f	Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 2 ans - Zone Ouest
A5.2.2-g	Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 5 ans - Zone Ouest
A5.2.2-h	Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 10 ans - Zone Ouest
A5.2.2-i	Cartographie des zones inondables de 1989 - Zone Ouest
A5.2.3-a	Topologie du modèle d'eaux pluviales - Nœuds et tronçons - Zone Est
A5.2.3-b	Topologie du modèle d'eaux pluviales - Niayes - Zone Est
A5.2.3-c	Lois Hauteur-Surface-Volume des niayes modélisées
A5.2.3-d	Découpage de l'aire d'étude en bassins versants d'eaux pluviales - Zone Est
A5.2.3-e	Caractéristiques des sous-bassins versants d'eaux pluviales - Zone Est
A5.2.3-f	Cartographie des zones inondées le 22 août 2005
A5.2.3-g	Cartographie des zones inondées le 14 octobre 2009 suite aux inondations de l'hivernage 2009
A5.2.3-h	Cartographie des zones inondées suite à la pluie du 22 août 2005 - Résultats de la modélisation
A5.2.3-i	Cartographie des zones inondées suite à la pluie du 24 août 2009 - Résultats de la modélisation
A5.2.3-j	Débits générés par les bassins versants - Résultats de la modélisation
A5.2.3-k	Diagnostic hydraulique pour une période de retour 2 ans
A5.2.3-l	Diagnostic hydraulique pour une période de retour 5 ans
A5.2.3-m	Diagnostic hydraulique pour une période de retour 10 ans
A5.2.3-n	Hauteurs d'eau dans les niayes - Résultats de la modélisation
A5.2.3-z	Détails des résultats de la modélisation (sur le cédérom joint)
A5.3.1-a	Localisation des bassins et sous-bassins versants d'eau usée – Zone Ouest
A5.3.2-b	Caractéristiques des bassins versants de collecte– Zone Ouest
A5.3.2-c	Réseau structurant Eaux Usées - Zone Ouest
A5.3.2-d	Architecture du modèle Eaux usées - Zone Ouest
A5.3.2-e	Présentation des points soumis à interprétation : SIG / études antérieures / cohérence de terrain – Modélisation eaux usées - Zone Ouest
A5.3.2-f	Diagnostic de l'assainissement eaux usées pour la situation actuelle - Zone Ouest
A5.3.3-a	Découpage de l'aire d'étude en bassins versants d'eaux usées - Zone Est
A5.3.3-b	Débits d'eaux usées par bassins versants

1 Présentation de la sous-mission A-5

1.1 Rappel des Termes de Référence de l'étude

Le Consultant effectuera un diagnostic du fonctionnement des infrastructures de collecte de transfert, de pompage, de traitement et de rejet.

Il évaluera les capacités des infrastructures, complétera le modèle hydraulique, comme approprié, évaluera les modes de gestion, effectuera un audit énergétique des installations électromécaniques et identifiera les contraintes de fonctionnement.

1.2 Commentaires et contenu du présent rapport de sous-mission A-5

Ce volet relatif traitera successivement le fonctionnement de :

- La prise en charge du drainage des eaux pluviales,
- La collecte et le transfert des eaux usées,
- Les stations d'épuration.

L'évaluation de la pertinence du point de fonctionnement des groupes électropompes des stations de pompage et l'approche de leurs performances énergétiques ont été réalisées, sur les stations pour lesquelles il y avait suffisamment de données inutilisables, dans le cadre de la sous-mission A2, et présentées dans la partie de rapport relative à cette dernière..

La simulation du fonctionnement des réseaux hydrauliques a été réalisée à l'aide du logiciel Mike Urban, dont on trouvera ci-après une présentation générale. Les divers paramètres introduits dans le modèles, ainsi que les diverses options de calcul choisies, sont décrits dans la suite du rapport, au fur et à mesure de leur apparition pour les besoins de l'exposé sur le fonctionnement des systèmes de collecte et de transfert des eaux pluviales et des eaux usées.

1.3 Données de base utilisées

Le diagnostic des réseaux d'eaux pluviales et usées repose sur des données de base qui sont les caractéristiques mêmes de ces réseaux (dimensions, état, altimétrie).

Ces informations sont contenues dans le SIG de l'ONAS, structuré en deux parties distinctes :

- Réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées : tracés des collecteurs, avec une codification (chiffres pour les eaux pluviales et lettres pour les eaux usées), ainsi que leurs principales caractéristiques par tronçons : état, section, longueur, cote radier, cote chaussée,
- Topographie : sous forme d'assemblage et superposition de Modèles Numériques de Terrain (MNT) d'origines diverses.

Or, au démarrage de la présente étude, il a été constaté des incohérences et des manques de données susceptibles de nuire au bon déroulement des prestations. Les principaux points relevés sont les suivants :

- Pour les réseaux d'eaux usées et pluviales :
 - o absence ou erreur manifeste de diamètre,
 - o absence de collecteurs structurants (réalisations récentes),
 - o cote aval de conduite supérieure à la cote amont,

- cote de radier de conduite confondue ou supérieure à celle de la chaussée,
 - cote erronée (différentiel trop important par rapport aux cotes voisines),
 - conduite indiquée en lieu et place d'un canal à ciel ouvert et inversement,
 - divergence entre les informations du SIG et celles figurant sur les plans des études antérieures (Corniche Ouest notamment)
- Pour la topographie :
 - incohérences entre lien avec les divers MNT qui composaient la base de données : campagnes de mise à jour du SIG en 2007, données extraites de fond de plans IGN, anciens relevés de topographes par secteurs...,
 - nombreuses zones sans aucune donnée topographique

Un travail de tri, d'interprétation, de corrections, de compléments et de recalage a donc dû être effectué afin de disposer de bases des données les plus cohérentes et complètes possibles pour procéder au diagnostic :

- Pour les réseaux d'eaux usées et pluviales :
 - compléments topographiques sur certains canaux,
 - localisation et relevé des caractéristiques de toutes les stations de pompage et des conduites de refoulement,
 - vérification altimétriques de cotes,
 - vérification sur le terrain de tracés et diamètres de réseaux.
- Pour la topographie :
 - levés des niveaux d'eau dans les principales niayes,
 - MNT complété sur l'ensemble du secteur Est à partir de données lues sous Google Earth, avec une précision altimétrique de l'ordre du mètre.

Toutefois, la démarche entreprise ne garantit pas que les paramètres retenus soient définitivement conformes à la réalité, et qu'aucune imprécision ne subsiste. Au contraire, il est important de noter que ce travail a été mené dans les délais et avec les moyens fixés dans le cadre de la présente mission, et il serait nécessaire, pour la suite de l'étude, d'effectuer des investigations plus précises, notamment :

- effectuer des relevés topographiques des collecteurs structurants manquants,
- corroborer les cotes retenues par des levés topographiques complémentaires en des points ciblés,
- confirmer ou infirmer les ouvrages du SIG par rapport à ceux mentionnés dans les études antérieures et si nécessaire, arbitrer via des reconnaissances complémentaires
- effectuer des levés topographiques complémentaires les zones de bas-fonds (à la fois pour bien délimiter les zones d'eau, et pour connaître très précisément leur altimétrie à la fin de l'hivernage)

1.4 Présentation générale du logiciel Mike Urban

Afin de modéliser le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées, le logiciel Mike Urban a été utilisé. Il s'agit d'un logiciel professionnel du groupe DHI Software qui permet de simuler les problèmes de ruissellement, les écoulements au travers des réseaux, la qualité des eaux et le transport solide sur des bassins versants urbains et dans des systèmes d'assainissement. Le logiciel fonctionne sur tous les réseaux de canalisations comprenant des écoulements à surface libre et des écoulements en charge. Mike Urban s'applique aussi bien à des réseaux simples qu'à des réseaux complexes avec plusieurs milliers de collecteurs.

Ce logiciel comprend notamment :

- un module « hydrologique » qui opère la transformation de la pluie en débit pour les eaux pluviales et des dotations unitaires d'eaux usées et profils de consommations en débit pour les eaux usées. Ce module génère les hydrogrammes, c'est-à-dire la courbe du débit qui varie en fonction de l'heure, débit qui est ensuite utilisé comme donnée d'entrée dans le modèle hydraulique.
- un module « hydrodynamique » qui résout la totalité des équations de Barré de Saint Venant (régimes permanents et non permanents), ce qui permet de prendre en compte dans les calculs les effets de retour d'eau, la mise en charge des conduites, les écoulements à surface libre, les débordements, le stockage dans des bassins de rétention, et des conditions aux limites constantes ou variables dans le temps.

Le module hydrodynamique peut simuler n'importe quel système d'assainissement alternant les écoulements en charge et à surface libre et présentant éventuellement des conduites à section ouverte (canaux, caniveaux...). Le principe de résolution s'appuie sur un schéma numérique implicite de différences finies, et l'algorithme de calcul utilise un pas de temps de calcul variable qui fournit des résultats précis et valides.

Ce schéma est applicable à des écoulements non stationnaires dans ces conduites dont la taille peut varier sur le linéaire et qui peuvent être soumises à des influences hydrauliques aval. Les régimes fluvial et torrentiel sont automatiquement intégrés aux calculs et s'adaptent aux conditions locales d'écoulement.

Plus pratiquement, tous les équipements rencontrés couramment sur les réseaux peuvent être intégrés au modèle : pompes avec consignes de démarrage et d'arrêt, déversoirs, clapets anti-retour, limiteurs de débit...

2 Composante Eaux Pluviales

2.1 Introduction et démarche

2.1.1 Paramètres nécessaires à la modélisation des eaux pluviales

2.1.1.1 Paramètres du module hydrologiques de Mike Urban

Le modèle choisi pour la transformation pluie-débit de la présente étude est celui de la "formule rationnelle généralisée". L'entité modélisée est découpée en bassins versants élémentaires pour chacun desquels le logiciel calcule, en fonction de la pluie appliquée et des caractéristiques du bassin versant élémentaire, l'hydrogramme résultant, qui est ensuite affecté à un nœud du réseau (un regard ou une niaye).

Les paramètres nécessaires à cette transformation de la pluie en débit sont les suivants, pour chaque sous-bassin versant :

- Caractéristiques physiques,
- Temps de concentration,
- Coefficient d'imperméabilisation,
- Pertes initiales,
- Coefficient de réduction.

2.1.1.1.1 Caractéristiques physiques

Les caractéristiques physiques sont la superficie et la forme du bassin versant élémentaire ; elles ont été déterminées à partir du SIG.

2.1.1.1.2 Temps de concentration

Le temps de concentration est communément défini comme la somme du temps de ruissellement vers le réseau et du temps d'acheminement dans les canalisations de la goutte d'eau la plus éloignée de l'exutoire du sous-bassin versant.

Lorsque le temps de concentration est atteint, la totalité du bassin versant contribue au processus de ruissellement. L'intensité de pluie correspondant au temps de concentration génère le débit le plus important à l'exutoire du bassin versant. En effet, pour une durée inférieure au temps de concentration, la totalité du bassin versant ne participe pas au ruissellement et le débit n'atteint pas encore son maximum. Pour une durée supérieure au temps de concentration, tout le bassin versant contribue mais l'intensité moyenne de la pluie se réduit et les débits diminuent.

Pour la zone de Dakar considérée ici, ce temps a été estimé à l'aide de la formule de Kerby qui présente l'avantage d'introduire la notion de rugosité des surfaces de ruissellement (fonction notamment de leur imperméabilisation). Cela permet de distinguer le centre ville de sa banlieue, et de tenir compte de l'évolution de l'urbanisation entre la situation actuelle et la saturation de la zone sur le long terme.

La formule de Kerby s'écrit :

$$t_c = 1,446 \times (n \times L)^{0,467} \times i^{-0,033}$$

dans laquelle :

t_c	temps de concentration [min]
L	longueur maximale du thalweg [m]
i	pente entre points extrêmes [m/m]
n	facteur de rugosité de Strickler [$s/m^{1/3}$] de la surface du BV : variable de 0.1 sur les zones naturelles à 0.04 sur les zones urbaines aux voiries intégralement imperméabilisées.

2.1.1.1.3 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement correspond au rapport de la surface imperméabilisée sur la surface totale du bassin versant. Afin de déterminer leurs valeurs, l'approche suivante a été menée :

- Définitions des coefficients de ruissellement élémentaires,
- Calcul des coefficients de ruissellement par type d'occupation du sol,
- Calcul des coefficients par bassin versants.

2.1.1.1.3.1 Coefficients de ruissellement élémentaires

Le coefficient de ruissellement étant utilisé en assainissement depuis fort longtemps, il existe dans la littérature de nombreuses tables définissant des coefficients de ruissellement-types établis en fonction de la nature des sols et des bassins versants.

Sur la zone d'étude, les types de sols ont été regroupés en deux familles en lien avec leur incidence sur les coefficients de ruissellement élémentaires. Ces deux familles, distinguant les sols relativement imperméables des sols relativement perméables, sont présentées en **annexe A5.2.1-a**.

Les coefficients de ruissellement élémentaires retenus pour chacune de ces familles sont les suivants :

Nature de la surface élémentaire	Coefficient de ruissellement élémentaire	
	Zone relativement imperméable	Zone relativement perméable
Voirie et parking revêtus (asphaltés), plans d'eau	0.95	0.95
Surface bâtie (toiture)	0.9	0.9
Surface non bâtie (bord de route, route non revêtue, cour)	0.5	0.25
Espace vert urbain	0.3	0.15
Bois et champs	0.2	0.1

Coefficients de ruissellement élémentaires par familles de sols

2.1.1.1.3.2 Coefficients de ruissellement par type d'occupation du sol

Le calcul du coefficient de ruissellement d'une zone homogène du point de vue urbanistique se fait par pondération des coefficients élémentaire de cette zone. L'étude de l'urbanisation de la ville de Dakar et l'analyse des photos aériennes a permis de déterminer, pour les types d'occupation du sol

définies en sous-mission A2, la pondération des coefficients de ruissellement élémentaires en situation actuelle (2010) et sur le long terme¹.

Type d'occupation du sol	Pourcentage de surface				
	Voirie/Eau	Bâti	Non bâti	Esp. vert	Bois
	0.95	0.9	0.5	0.3	0.2
Habitat individuel de type villa	10%	30%	35%	25%	0%
Habitat planifié type société immobilière	10%	40%	40%	10%	0%
Habitat spontané irrégulier	1%	60%	35%	4%	0%
Habitat spontané régulier	5%	45%	45%	5%	0%
Habitat type immeuble	20%	65%	5%	10%	0%
Habitat type villageois	3%	55%	40%	2%	0%
Zone artisanale	5%	45%	45%	5%	0%
Zone industrielle	10%	35%	50%	5%	0%
Equipement - forte imperméabilisation	10%	50%	35%	5%	0%
Equipement - imperméabilisation moyenne	5%	35%	45%	15%	0%
Equipement - faible imperméabilisation	2%	25%	43%	30%	0%
Espaces verts				50%	50%
Plan d'eau	100%				

Pondération des surfaces élémentaires par types d'occupation du sol en situation actuelle

Type d'occupation du sol	Pourcentage de surface				
	Voirie/Eau	Bâti	Non bâti	Esp. vert	Bois
	0.95	0.9	0.5	0.3	0.2
Habitat individuel de type villa	20%	35%	25%	20%	0%
Habitat planifié type société immobilière	20%	45%	25%	10%	0%
Habitat spontané irrégulier	5%	56%	35%	4%	0%
Habitat spontané régulier	15%	45%	35%	5%	0%
Habitat type immeuble	20%	65%	5%	10%	0%
Habitat type villageois	8%	55%	35%	2%	0%
Zone artisanale	10%	45%	40%	5%	0%
Zone industrielle	15%	35%	45%	5%	0%
Equipement - forte imperméabilisation	10%	50%	35%	5%	0%
Equipement - imperméabilisation moyenne	5%	35%	45%	15%	0%
Equipement - faible imperméabilisation	2%	25%	43%	30%	0%
Espaces verts				50%	50%
Plan d'eau	100%				

Pondération des surfaces élémentaires par types d'occupation du sol sur le long terme

¹ Par « long terme » est sous-entendue l'urbanisation totale de la zone d'étude, à l'image d'une métropole mondiale.

Des données précédentes sont donc déterminées les coefficients de ruissellement par familles de sols et type d'occupation du sol :

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement			
	Zone relativement imperméable		Zone relativement perméable	
	En 2010	Long terme	En 2010	Long terme
Habitat individuel de type villa	0.62	0.69	0.49	0.60
Habitat planifié type société immobilière	0.69	0.75	0.60	0.67
Habitat spontané irrégulier	0.74	0.74	0.64	0.65
Habitat spontané régulier	0.69	0.74	0.57	0.64
Habitat type immeuble	0.83	0.83	0.80	0.80
Habitat type villageois	0.73	0.75	0.63	0.66
Zone artisanale	0.69	0.72	0.57	0.61
Zone industrielle	0.68	0.70	0.54	0.58
Equipement - forte imperméabilisation	0.74	0.74	0.64	0.64
Equipement - imperméabilisation moyenne	0.63	0.63	0.50	0.50
Equipement - faible imperméabilisation	0.55	0.55	0.40	0.40
Espaces verts	0.25	0.25	0.13	0.13
Plan d'eau	0.95	0.95	0.95	0.95

Coefficients de ruissellement par type d'occupation du sol

2.1.1.1.3.3 Coefficients de ruissellement par bassin versant

Le calcul du coefficient de ruissellement de chaque bassin versant sera réalisé par pondération surfacique en fonction des types d'habitat présent sur le bassin versant, et de la nature des sols.

2.1.1.1.4 Pertes initiales

Les pertes initiales, correspondent au minimum de pluie à partir duquel le ruissellement commence à se produire. En-dessous de cette valeur, l'eau ne sort pas du bassin car elle est soit infiltrée, soit retenue dans des petites dépressions. Etant donné que les pluies importantes surviennent en général au cours de la seconde moitié de l'hivernage, lorsque les sols sont saturés par les premières pluies (voir chapitre 3.4.1 du rapport de sous-mission A6), il a été retenu une valeur nulle pour les pertes initiales.

2.1.1.1.5 Coefficient de réduction

Le coefficient de réduction reflète l'efficacité de la collecte, la totalité de l'eau ruisselée ne rejoignant pas forcément le réseau : elle peut s'infiltrer partiellement, continuer à s'écouler superficiellement, voire se stocker dans des dépressions. Pour la même raison que celle évoquée au paragraphe précédent, il semble réaliste de supposer que l'infiltration sera nulle, de même que le stockage dans des dépressions puisqu'elles auront déjà été saturées par les pluies précédentes. Aussi, un coefficient de 1 a été retenu.

2.1.1.2 Pluies

2.1.1.2.1 Pluies de projet

Les résultats de l'analyse pluviométrique menée en sous-mission A6 (voir chapitre A6.3.2) sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Période de retour	Durée (h)								
	0.25	0.5	1	2	4	6	8	12	24
2 ans	25.5	36.0	50.0	58.0	64.4	67.2	68.8	70.8	75.6
5 ans	29.5	42.0	59.0	73.0	86.8	93.0	96.0	99.6	108.2
10 ans	32.5	46.8	65.0	88.0	102.0	107.4	111.2	116.4	129.8

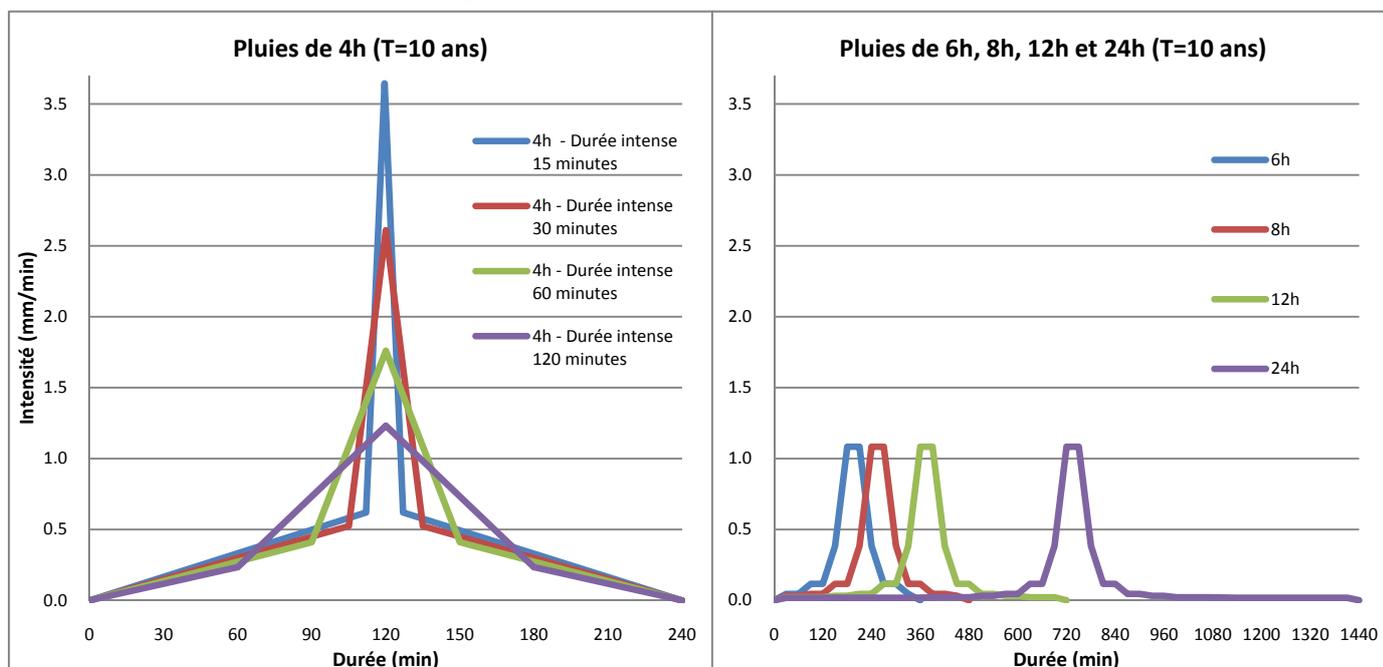
Hauteurs de pluie retenues à Dakar pour des courtes durées (mm)

Sur cette base, des pluies de projet de période de retour 2, 5 et 10 ans ont été déterminées. Pour chacune de ces périodes de retour, 8 pluies ont été définies afin de pouvoir établir un diagnostic correct du réseau. En effet, pour une même période de retour, une pluie courte mais de forte intensité génèrera des débits de pointe plus importants, mais des volumes plus faibles qu'une pluie longue et d'intensité moindre. Aussi, pour affirmer qu'un réseau possède une capacité de transit d'une certaine occurrence, sera-t-il nécessaire qu'il permette effectivement le passage des 8 pluies de cette période de retour en tout point, sans dysfonctionnement.

Les 8 pluies de projet sont les suivantes :

- Pluies courtes, élaborées selon la méthode du double-triangle², caractérisées par leurs durées intenses : 15, 30, 60 et 120 minutes, sur une durée totale de 4 heures.
- Pluies longues : durées de 6, 8, 12 et 24 heures

Les 24 pluies de projet définies sont détaillées en **annexe A5.2.1-b**. Les pluies de période de retour 10 ans sont présentées sur les figures ci-après.



Pluies de période de retour 10 ans

² Elaborée par le Professeur Michel Desbordes et couramment utilisée en hydrologie urbaine

2.1.1.2.2 Pluies réelles

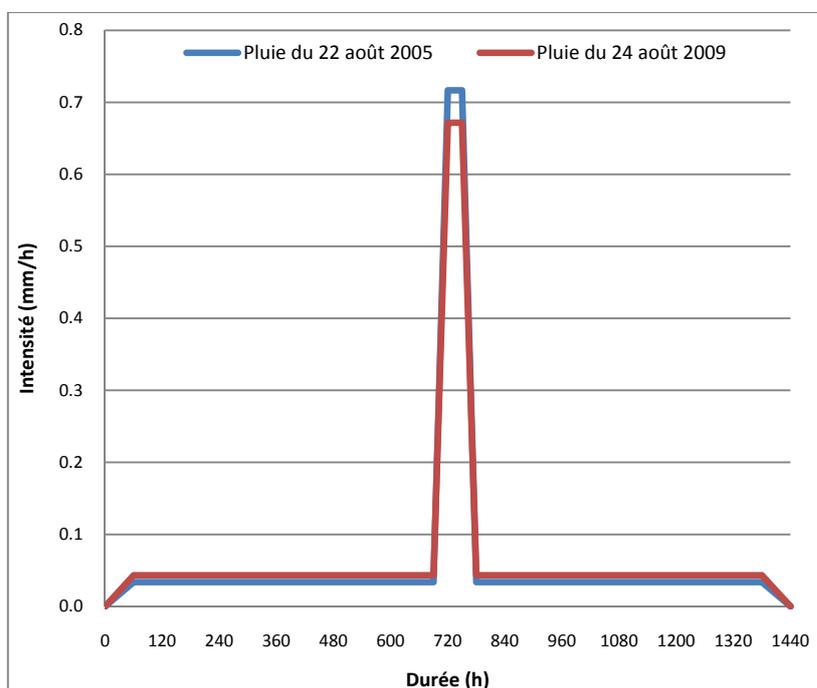
Les pluies réelles passées, qui ont occasionné des dysfonctionnements du réseau assez précisément répertoriés, présentent l'avantage de pouvoir être simulées afin de tester la pertinence du modèle mathématique en analysant les résultats obtenus sur ces secteurs de dysfonctionnement.

Malheureusement, sur la région dakaraise, les données, tant pluviométriques avec une précision suffisante, que de recensement des désordres, sont peu nombreuses, et souvent partielles. Toutefois, il a été possible de vérifier les résultats obtenus pour deux épisodes passés, pour lesquels nous disposons de zones inondables partiellement recensées, notamment sur le secteur de Pikine. Ces épisodes sont ceux du 22 août 2005 et du 24 août 2009, dont les données pluviométriques récupérées sont les suivantes :

	Episode du 22 août 2005	Episode du 24 août 2009
Pluie totale en 24 h (mm)	89.5	100
Intensité horaire maximale (mm/h)	43	40.3

Données récupérées sur les pluies réelles des 22/08/2005 et 24/08/2009

Les hyétogrammes ont été reconstitués sur la base de ces données et sont présentés sur la figure ci-dessous.



Pluies réelles des 22/08/2005 et 24/08/2009 reconstituées.

2.1.1.3 Paramètres hydrauliques

2.1.1.3.1 Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires dans les conduites et canaux sont calculées pour chaque pas de temps à l'aide de la formule de Manning-Strickler, avec des coefficients de Strickler utilisés couramment dans les calculs de réseaux d'assainissement :

Béton ordinaire	Maçonnerie	Parois abîmées	Plastique	Fonte, acier
70	60	50	80	70

Coefficients de Strickler retenus pour la modélisation

2.1.1.3.2 Prise en compte des débordements

Lorsque les collecteurs sont saturés et que le niveau de l'eau dans un regard atteint celui du tampon, le logiciel a été paramétré de telle sorte que les débits excédentaires se répandent en surface, puis sont par la suite réabsorbés par le réseau lorsque les collecteurs ne sont plus saturés. Pour cela, Mike Urban introduit un bassin fictif temporaire, dont la surface est égale à 1000 fois la surface du regard.

Cet artifice pénalise légèrement le comportement du réseau par rapport à la réalité. En effet, il est probable qu'une partie de l'eau qui aura débordé ne sera jamais réintroduite dans le réseau car elle aura ruisselé à la surface du sol, ou se sera infiltrée, ou stockée dans une dépression. Il est néanmoins intéressant à double titre :

- d'abord, il va dans le sens de la sécurité, puisqu'il est pessimiste ;
- d'autre part, cette notion de "hauteur de débordement fictive" permet d'avoir une image beaucoup plus lisible du comportement du réseau, facile à visualiser sur un plan.

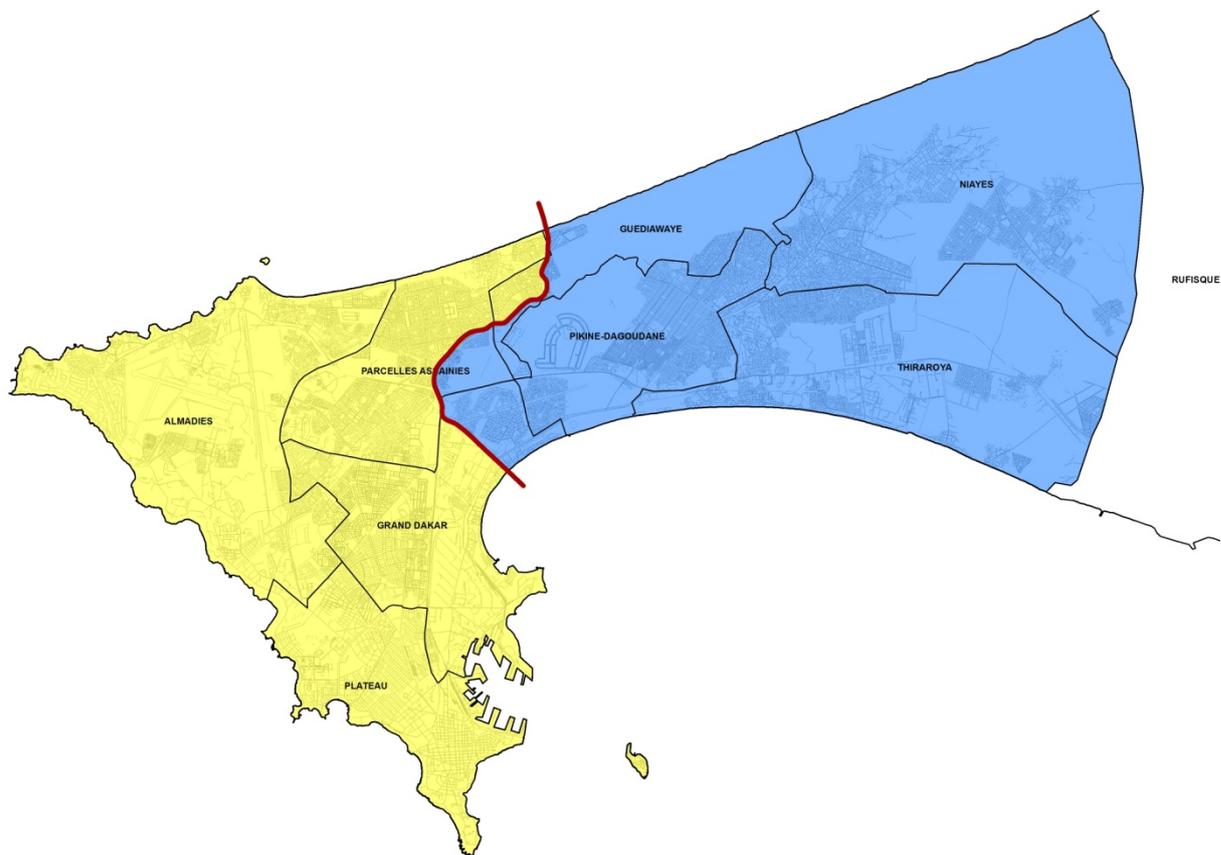
Et de toute façon, quoi que devienne par la suite l'eau qui a débordé, l'important, c'est qu'il y a eu débordement et donc que le collecteur est sous-dimensionné : c'est cela l'information recherchée dans la présente mission de diagnostic.

2.1.2 Découpage de l'aire d'étude en secteurs homogènes de problématique des eaux pluviales

La problématique des eaux pluviales sur l'aire d'étude est très contrastée et peut être décomposée en deux catégories :

- Sur la partie Ouest, sur laquelle de nombreux réseaux pluviaux existent, la problématique est principalement liée à la capacité de ces réseaux de pouvoir évacuer les débits et à leurs éventuels débordements.
- Sur la partie Est, l'absence de réseau structurant et la topographie du terrain (présence de nombreuses niaves) génère une problématique d'inondation au niveau des bas fonds.

La figure de la page suivante présente la limite entre ces secteurs.



Zonage retenu en lien avec la problématique des eaux pluviales

Compte tenu de cette particularité, chaque secteur sera présenté séparément dans la suite de ce chapitre.

2.2 Etude du secteur Ouest

2.2.1 Descriptif du réseau d'eaux pluviales

Le réseau principal d'eaux pluviales du secteur Ouest est essentiellement composé de :

- Canaux situés, pour la plus part, dans la moitié Sud du secteur Ouest de Dakar (partie ancienne de la ville),
- Conduites de refoulement,
- Conduites fonctionnant en gravitaire.

2.2.2 Descriptif des ouvrages d'eaux pluviales

Les stations de pompage répertoriées sont au nombre de 2 ; leurs caractéristiques respectives sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Station de pompage	Débit (m3/h)	HMT (m)
NIMZATT	250	3
BOURGUIBA	778	4

Caractéristiques des stations de pompage des eaux pluviales du secteur Ouest - SIG de juin 2010

2.2.3 Modélisation des écoulements d'eaux pluviales

2.2.3.1 Découpage en bassins versants

L'aire d'étude a été découpée en 27 bassins versants et 68 sous-bassins versants.

La numérotation des bassins versants correspond à celle attribuée aux nœuds du SIG pour décrire le réseau afférent. Généralement, cette numérotation commence par un chiffre pour le réseau pluvial (a contrario, elle commence par une lettre pour le réseau d'eaux usées).

Pour les bassins versants où le SIG n'indique pas de réseau de drainage, un autre numéro a été affecté arbitrairement, à la suite de la nomenclature existante.

La localisation des bassins et sous-bassins versants est présentée en **annexe A5.2.2-a**.

Les caractéristiques géométriques et hydrologiques des bassins versants sont présentées en **annexe A5.2.2-b**.

2.2.3.2 Structure du réseau modélisé

Le réseau structurant comprend les collecteurs primaires et les collecteurs secondaires les plus significatifs.

On peut noter que l'essentiel du réseau d'eaux pluviales se concentre dans la partie centrale de Dakar Ouest. Aucun réseau pluvial significatif n'est recensé sur la frange Nord de la zone ouest (y compris l'aéroport).

Dans la partie sud de la zone (Dakar plateau) le réseau est plutôt unitaire. Il sera traité dans le volet « eaux usées » de cette sous-mission.

Le réseau structurant de l'assainissement pluvial est présenté **en annexe A5.2.2-c**

2.2.3.2.1 Nœuds

Les nœuds modélisés sont de 3 types :

- Regards,
- Pompes,
- Exutoires.

Le nombre total de nœuds est de 170 répartis de la manière suivante :

Regards	Pompes	Exutoires	Total
158	2	10	170

Nœuds modélisés

La figure en **annexe A5.2.2-d** présente la localisation de ces nœuds

2.2.3.2.2 Tronçons

Les tronçons modélisés sont de 2 types

- Gravitaire,
- Refoulement,

Le nombre total de tronçons est de 160, répartis de la manière suivante :

Gravitaire	Refoulement	Total
158	2	160

Tronçons modélisés

2.2.3.2.3 Limites et difficultés rencontrées

Le réseau modélisé a été réalisé sur la base des informations contenues dans le SIG, mis à jour suite à la mission A1 de collecte de données.

Comme évoqué au chapitre 1.3, les caractéristiques de réseaux on fait l'objet d'un travail de tri et d'interprétation dont les points principaux sont listés en **annexe A5.2.2-e**

2.2.3.3 Diagnostic du réseau d'eaux pluviales du secteur Ouest

2.2.3.3.1 Résultats pour des périodes de retour 2, 5 et 10 ans

Un CD-Rom, joint à ce dossier (**annexe A5.2.2-z**), présente l'ensemble des résultats des calculs sous forme de fichiers html et de tableaux Excel, issus directement du logiciel Mike Urban, dont notamment :

- les résultats hydrologiques de l'ensemble des pluies (débits et volumes maximums générés par chaque sous-bassin versant)
- le détail des débits de ruissellement injectés aux différents nœuds des réseaux,
- les niveaux d'eau maximum dans les conduites et dans les regards, les débits pompés par les pompes et leurs nombre de démarrages, le débit maximal sur chaque tronçon modélisé et leur capacité de transfert.

2.2.3.3.1.1 Résultats hydrologiques

Les 24 pluies de projets de périodes définies en 2.1.1.2 (8 pluies par période de retour), ont été simulées.

La pluie la plus pénalisante est généralement la pluie 4 h de période intense 30 minutes.

Les valeurs des débits varient, suivant les caractéristiques des sous-bassins versants, de quelques m³/s et quelques dizaines de m³/s.

Les résultats hydrologiques généraux, sur la zone Ouest, sont les suivants (pluie 4 h de période intense 30 minutes) :

Période de retour	Volumes totaux ruisselés - zone ouest	Débit maximum rencontré
2 ans	1'100'000 m ³	42 m3/s
5 ans	1'500'000 m ³	50 m3/s
10 ans	1'700'000 m ³	56 m3/s

Résultats hydrologiques généraux sur la zone Ouest

2.2.3.3.1.2 Résultats hydrauliques

Le diagnostic hydraulique a été établi pour les réseaux et les stations de pompage.

Les résultats cartographiques sont présentés pour les périodes de retour 2, 5 et 10 ans respectivement aux **annexes A5.2.2-f, A5.2.2-g et A5.2.2-h**.

Réseau :

Sur le réseau, le diagnostic a porté sur la capacité des collecteurs à transiter les débits de crue en autorisant une mise en charge du réseau.

Dès lors qu'il est constaté un déversement sur la voirie (cote de charge supérieure à la cote chaussée), la capacité du collecteur en ce point est considérée comme insuffisante.

Dans l'ensemble, les réseaux modélisés présentent des capacités guères satisfaisantes pour les événements simulés (2, 5 et 10 ans).

On note peu de différences dans le diagnostic capacitaire, entre l'évènement 2 ans et l'évènement 10 ans, avec une dizaine de tampons débordants supplémentaires pour l'évènement 10.

Les causes de débordement les plus récurrentes sont classées par fréquence d'apparition :

- Capacité du collecteur insuffisante par rapport aux intrants hydrologiques,
- Présence de contres pentes pénalisantes,
- Contrainte limite aval de l'océan aux exutoires (pouvant atteindre 2m , voir le chapitre 3.3 de la sous-mission A6), qui génère une mise en charge des réseaux amont,
- Station de pompage de capacité insuffisante qui met en charge le réseau amont.

On présente, par collecteurs principaux, les volumes de débordement, affluents compris, obtenus avec la pluie la plus pénalisante.

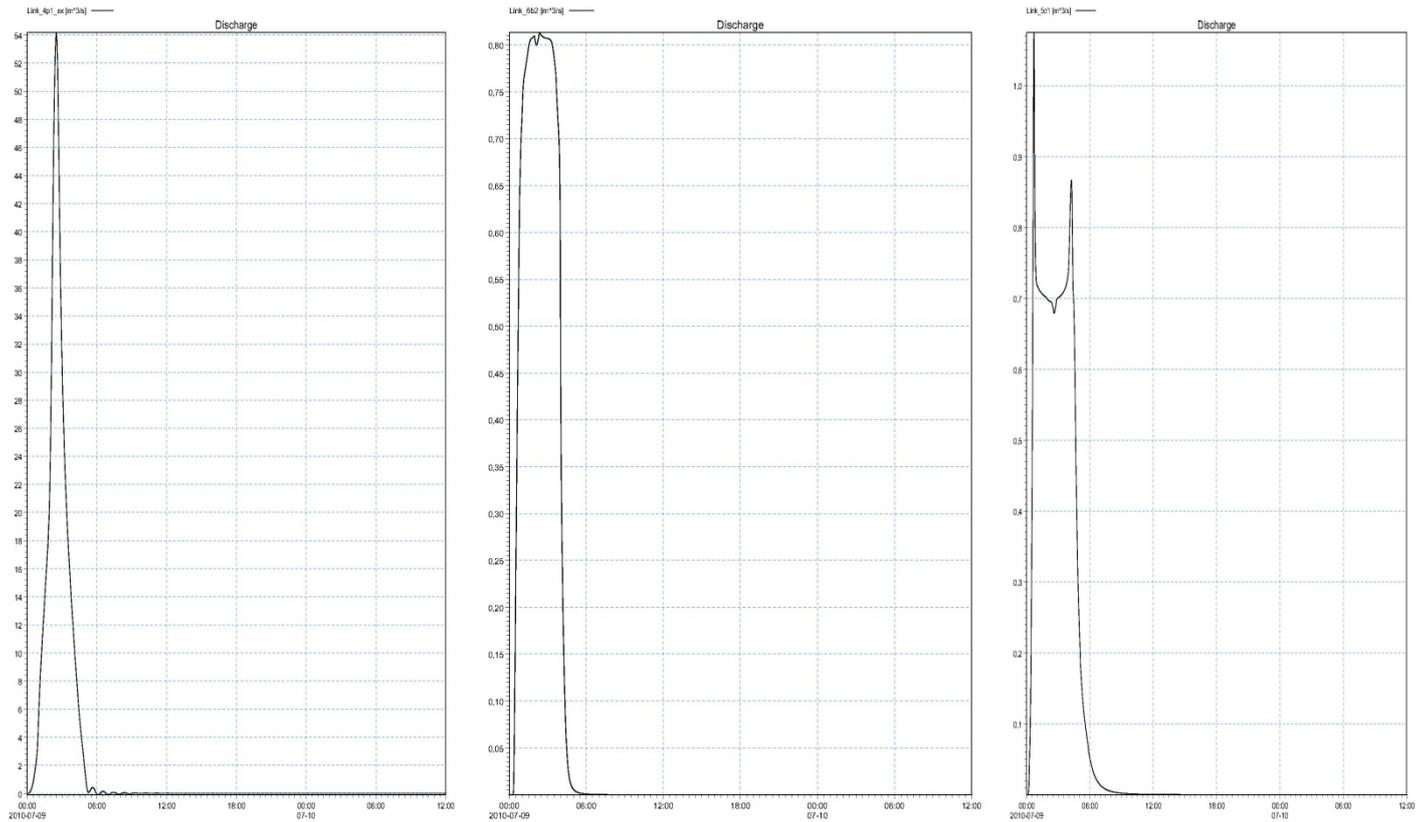
Période de retour	2 ans	5 ans	10 ans
Canal 4	97700	113400	126300
Canal 5	192900	207300	220900
Canal 6	25500	32900	40700
Canal 4bis	106000	117300	124500
Canal 6bis	20200	33100	37200
Canal 2bis	0	0	0
Canal 7	25100	37100	45500
Canal 8	57700	84600	104400
Canal 9	57500	86200	107100
TOTAL	442300	504000	549600

Volumes de débordements par secteur en m³

Il est à noter que le canal 7 présente une forte réduction de section vers l'aval, avec un diamètre passant de 2000 à 600 mm. Les dimensions insuffisantes des canaux 7, 8 et 9 (au Nord), sont aggravées par le niveau de la mer (pouvant atteindre 2m) puisque les altitudes de ces canaux sont souvent en dessous de 2 m. Ces cotes sont cependant incertaines (cf. **annexe A5.2.2-e**)

Les volumes de débordement importants sur les secteurs des canaux 4, 4bis et 5 sont dus aux nombreux collecteurs sous dimensionnés en amont des canaux principaux, avec des contre-pentes et des réductions de sections pénalisantes sur les collecteurs du canal 5.

Les durées de débordement varient entre 20 et 60 de minutes pour la plupart des nœuds débordants, mais peuvent dépasser 3 heures pour les insuffisances les plus sévères. On présente ci-après, à titre d'exemple et de comparaison, les hydrogrammes pour la période de retour 10 ans sur le dernier tronçon du canal 4, de capacité satisfaisante, sur un collecteur en amont du canal 6, légèrement débordant, et sur un collecteur en amont du canal 5, largement insuffisant.



Débit sur canal 4

Débit en amont du canal 6

Débit en amont du canal 5

Les simulations des autres pluies indiquent qu'aucune pluie de projet ne passe sans causer de désordres, la pluie la moins pénalisante étant la pluie de 4 heures de durée intense 120 minutes.

On peut néanmoins noter que le canal 4 n'est pas débordant et que le canal 6 n'est pas débordant pour l'évènement 2 ans.

Stations de pompage :

Pour les stations de pompages, il a été contrôlé leur capacité à évacuer les débits d'apports amont.

Les deux stations de refoulement pluvial ont des caractéristiques qui ne leur permettent pas d'évacuer les débits drainés quelque soit l'épisode pluvieux modélisé.

2.2.3.3.2 Confrontation avec la cartographie des zones inondables de 1989

La seule cartographie disponible des zones inondables sur la zone Ouest est celle établie en 1989 (période de retour de l'ordre de 10 ans).

Les sources et les limites de ce document sont les suivantes :

- Etablie dans le cadre du plan stratégique d'assainissement de Dakar en 1990
- Reprise dans l'étude JICAA de 1994
- Confirmée par l'étude du plan JAXAY de 2005.

- Du fait de l'ancienneté du document, les emprises d'inondations sont indicatives et permettent surtout de localiser les points noirs.

La cartographie est présentée en **annexe A5.2.2-i**

La confrontation des résultats de la modélisation, pour une période de retour de 10 ans, avec la cartographie des zones inondables de 1989, appelle les remarques suivantes :

- les résultats de modélisation sont plus pessimistes,
- sur la grande majorité des secteurs, les points noirs de débordements correspondent avec les points d'insuffisance capacitaire de la modélisation.

2.3 Etude du secteur Est

2.3.1 Descriptif du réseau d'eaux pluviales

Le réseau principal d'eaux pluviales du secteur Est est composé de :

- Canaux : principalement le long de la RN1, et sur la zone de Pikine (travaux en cours de réalisation suite à l'étude de SCET Tunisie) : environ 6 km,
- Conduites : dans la plupart des cas, il s'agit de la partie gravitaire à l'aval des parties en charge des refoulements d'eaux pluviales : environ 2 km,
- Ouvrages de franchissement de l'autoroute : dalots au niveau de la Grande Niaye : environ 0.6 km.

2.3.2 Descriptif des ouvrages d'eaux pluviales

Les principaux ouvrages d'eaux pluviales du secteur Est sont :

- Les stations de pompage : au nombre de 12, dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Station de pompage	Débit (m3/h)	HMT (m)
SP KM14	3	3
SP EP NIAYES	0.43	13
SP EP DEP 103	0.36	2
SP CITE SOLEIL	0.09	8
SP MARCHE BOUBESS	1.2	10
SP GNETTY MBAR	0.36	2
SP STADE AMADOU BARRY	0.72	7
SP MINI STATION DIOUNKHOP	0.36	5
SP GOUNASS	1.2	6
SP TOTAL BAOBAB	0.72	2
SP A. DJIGO (en cours de construction)	1.5	7
SP THIAROYE (en cours de construction)	1	3

Caractéristiques des stations de pompage des eaux pluviales du secteur Est

- Les bassins de rétention et les niayes : il s'agit d'espaces de stockage des eaux pluviales situés au niveau des dépressions de la zone d'étude. Au total, 102 zones dépressionnaires susceptibles de retenir des eaux pluviales ont été identifiées, dont une minorité (une dizaine) est clairement délimitée au niveau urbanistique.

2.3.3 Modélisation des écoulements d'eaux pluviales

2.3.3.1 Structure du réseau modélisé

La problématique des eaux pluviales du secteur Est étant majoritairement liée au stockage d'eau dans les niayes, le réseau modélisé pour établir un diagnostic pluvial a été principalement structuré sur la topographie du site, afin de bien appréhender les espaces de stockage.

Or compte tenu du travail d'interprétation et de recalage qu'il a été nécessaire de réaliser sur la base de données topographique, il est important de noter que le système pluvial a été modélisé à une échelle macroscopique, en lien avec la précision du MNT disponible. A contrario, la modélisation n'intègre pas le micro-relief (remblais de petites infrastructures, murs de maisons...) qui peut entraîner des perturbations hydrauliques locales.

Le réseau modélisé est composé de nœuds et tronçons. Sa topologie est présentée **en annexes A5.2.3-a et A5.2.3-b**.

2.3.3.1.1 Nœuds

Les nœuds modélisés sont de 4 types :

- Regards,
- Pompes,
- Niayes : zones de stockage,
- Exutoires : rejet en mer.

Le nombre total de nœuds est de 182 répartis de la manière suivante :

Regards	Pompes	Niayes	Exutoires	Total
47	12	102	22	182

Nœuds modélisés

La figure en **annexe A5.2.3-a** présente la localisation de ces nœuds.

En ce qui concerne les 102 niayes, une dénomination leur a été affectée en fonction de la commune d'arrondissement sur laquelle elles étaient situées. Lorsque plusieurs niayes se trouvaient sur une même commune d'arrondissement, un indice chiffré a été rajouté à la suite du nom de la commune d'arrondissement afin de pouvoir distinguer les niayes entre elles. Les communes d'arrondissement comportant le plus de niayes sont Mbao et Keur Massar (11 niayes sur chacune) ; viennent ensuite Diamaguene Sicap Mbao, Yeumbeul Nord et Thiaroye sur mer avec 10 niayes sur chaque commune d'arrondissement.

Selon cette dénomination, les niayes les plus connues sont les suivantes :

Nom pour l'étude de diagnostic	Nom communément admis
Pikine Ouest 3	Grande Niaye
Medina Gounass 1	Bassin de rétention de Medina Gounass
Djidah Thiaroye Kaw 2	Bassin de rétention de Gnetty Mbar
Medina Gounass 1	Bassin de rétention de Marché Boubess
Wakhinane Nimzatt 1	Lac Tiourour
Yeumbeul Nord 6	Lac Warouwaye
Malika 1	Lac Wouye
Keur Massar 9	Lac Mbeubeuss

Correspondance de dénomination pour les principales niayes

Chaque Nœud de type niaye intègre une loi de stockage qui a été déterminée sur la base du MNT de la manière suivante :

- Calcul du niveau initial de la niaye : par majoration du niveau constaté avant l'hivernage 2010 de 0.5 m (conformément à l'argumentaire du 3.4.1 de la sous-mission A6). Pour les 38 plus grosses niayes, un niveau a été relevé par une brigade topographique en juin 2010, afin de disposer de données altimétriques suffisamment précises. Pour les autres, le travail a été fait sur la base du MNT et des prises de vue satellite.
- Définition du niveau maximal de la niaye, correspondant au niveau à partir duquel la niaye, si elle se remplissait, surverserait vers l'aval (soit vers une autre niaye, soit vers la mer).
- Délimitation, sur la base du MNT, des courbes iso-hauteur de remplissage de chaque niaye, depuis la cote initiale jusqu'à la cote maximale, avec au minimum une courbe tous les mètres.
- Calcul des lois Hauteur-Surface-Volume de stockage de chaque niaye, sur la base des surfaces des courbes iso-hauteur précédemment délimitées.

La figure en **annexe A5.2.3-b** présente la localisation des niayes ainsi que leur niveau initial. L'**annexe A5.2.3-c** présente les lois Hauteur-Surface-Volume de stockage dans les niayes.

2.3.3.1.2 Tronçons

Les tronçons modélisés sont de 3 types

- Gravitaire,
- Refoulement,
- «Liaison virtuelle » : afin de représenter la surverse d'une niaye lorsque cette dernière atteint sa cote maximale et que, physiquement, elle ne se remplit plus, mais surverse vers l'aval.

Le nombre total de tronçons est de 174 répartis de la manière suivante :

Gravitaire	Refoulement	Liaison virtuelle	Total
24	12	138	174

Tronçons modélisés

La figure en **annexe A5.2.3-a** présente la localisation de ces tronçons.

Il existe plus de liaisons virtuelles que de niayes dans la mesure où certains « Nœuds niayes » peuvent être connectés à un autre « Nœud niaye » par plusieurs liaisons si des cheminements différents existent (c'est le cas des traversées sous l'autoroute). Il doit également être créée, pour les besoins de la modélisation, des liaisons virtuelles entre un « Nœud niaye » et un « Nœud pompe », alors que dans la réalité, cette liaison est implicite puisque la pompe est installée dans la niaye.

Les tronçons virtuels ont été volontairement pris de grandes dimensions (10 m de largeur par 1 m de hauteur) afin de permettre les transferts d'eau vers l'aval sans incidence notable sur l'élévation du nœud amont.

2.3.3.2 Découpage en bassins versants

L'aire d'étude a été découpée en 25 bassins versants et 129 sous-bassins versants. Parmi les 129 sous-bassins versants, 10 sortent de l'aire d'étude et se situent tout ou partie sur la commune de Rufisque, mais génèrent des apports sur l'aire d'étude.

La localisation des bassins et sous-bassins versants est présentée en **annexe A5.2.3-d**. L'ensemble des caractéristiques géométriques (superficie, longueur, pente) et hydrologiques (temps de concentration et coefficients de ruissellement) des sous-bassins versants sont présentées en **annexe A5.2.3-e**.

2.3.3.3 Diagnostic du réseau d'eaux pluviales du Secteur Est

2.3.3.3.1 Analyse des résultats sur les épisodes passés

Les cartographies disponibles des épisodes réels passés prises en compte sont les suivantes :

- Pluie du 22 août 2005 : cartographie réalisée par SCET Tunisie en 2007 dans le cadre de l'étude de drainage des eaux pluviales de Pikine,
- Pluie du 24 août 2009 : cartographie réalisée par la République du Sénégal en 2010 dans le cadre du rapport d'évaluation des besoins post-catastrophe des inondations urbaines à Dakar en 2009, sur la base des prises de vue aériennes en date du 14 octobre 2009.

Ces cartographies sont présentées en **annexes A5.2.3-f et A5.2.3-g**

La simulation des pluies reconstituées de ces épisodes réels passés (définies en 2.1.1.2) nous a donné les résultats présentés en **annexes A5.2.3-h et A5.2.3-i**, respectivement pour les épisodes de 2005 et de 2009.

L'analyse des résultats obtenus pour ces deux épisodes est la suivante :

- Les emprises de zones inondées calculées par le modèle sont, sur la grande majorité des secteurs, extrêmement proches de celles définies dans les cartographies antérieures. Le détail altimétrique a été regardé sur la plupart de ces zones et l'écart entre le modèle et les cartographies existantes est en général inférieur à 10 - 15 cm.
- Sur les principaux secteurs de divergences entre les résultats de la modélisation et les cartographies existantes, des enquêtes sur site ont été menées afin d'appréhender la réalité du terrain. Trois secteurs ont été investigués : ils sont notés 1 (sur l'annexe A5.2.3-f de la pluie de 2005) et 2 et 3 (sur l'annexe A5.2.3-g de la pluie de 2009). Il ressort de ces enquêtes que :
 - Le point 1 est situé altimétriquement au-dessus du reste de la zone (environ 3 m) ; il n'est donc pas possible qu'il ait été inondé en 2005, tout du moins en lien avec le périmètre d'inondation défini (il faudrait que le périmètre soit très nettement supérieur, ce qui ne semble pas avoir été le cas).
 - Le point 2, dans le quartier SICAP MBAO, présente en effet des problèmes d'inondations en saison des pluies, avec des stagnations d'eau sur la chaussée et des entrées d'eau chez quelques riverains. Toutefois, cette présence d'eau est limitée dans l'espace et le temps (une dizaine de centimètres, pendant une à deux semaines) selon des interviews réalisées auprès des riverains, et elle est liée à un manque d'infrastructures de drainage des eaux pluviales sur un secteur relativement plat. En effet, ce secteur surplombe des zones dépressionnaires (niayes) vers lesquelles il serait possible de drainer les eaux. Ce secteur n'a donc pas été traité comme une niaye dans notre approche à juste titre puisque ses problèmes d'inondation seront résolus par des aménagements très ponctuels, qui ne sont pas à l'échelle du Plan Directeur.
 - Le point 3, localisé dans le quartier des Parcelles Assainies de Keur Massar (Unité 15), se situe à un point haut du secteur. Les riverains interrogés n'ont pas été inondés en 2009, mais témoignent de beaucoup d'eau dans les niayes alentours. La cartographie issue de notre modélisation tient donc plus compte du relief "global" de ce secteur.

Le constat global des résultats de la modélisation sur les épisodes passés est donc très positif. Il témoigne de la pertinence et de la qualité du modèle hydraulique mis en place, mais ne doit pas pour autant faire oublier l'échelle de travail (Plan Directeur), ni le recul nécessaire à l'interprétation des résultats, notamment en lien avec la précision toute relative du MNT utilisé.

2.3.3.3.2 Résultats pour des périodes de retour 2, 5 et 10 ans

Un CD-Rom, joint à ce dossier (**annexe A5.2.3-z**), présente l'ensemble des résultats des calculs sous forme de fichiers html issus directement du logiciel Mike Urban (annexe A5.2.3-z), dont notamment :

- les résultats hydrologiques de l'ensemble des pluies (débits et volumes maximums générés par chaque sous-bassin versant)
- le détail des débits de ruissellement injectés aux différents nœuds des réseaux,
- les niveaux d'eau maximum dans les niayes, les débits pompés par les pompes et leurs nombre de démarrages, le débit maximal sur chaque tronçon modélisé et leur capacité de transfert.

2.3.3.3.2.1 Résultats hydrologiques

Les 24 pluies de projets de périodes définies en 2.1.1.2 (8 pluies par période de retour), ont été simulées.

Les résultats hydrologiques de l'ensemble des pluies sont présentés en **annexe A5.2.3-j**, ainsi qu'une synthèse des débits et volumes maximums générés par chaque sous-bassin versant pour chaque période de retour.

Les valeurs des débits varient suivant les caractéristiques des sous-bassins versants, mais se situent en général entre quelques m³/s et quelques dizaines de m³/s. Les volumes ruisselés, à l'échelle de l'ensemble de la zone Est, sont de :

- 4'000'000 m³ pour la période de retour 2 ans,
- 5'600'000 m³ pour la période de retour 5 ans,
- 6'800'000 m³ pour la période de retour 10 ans.

A titre informatif, les épisodes pluvieux du 22 août 2005 et du 24 août 2004, tels qu'ils ont été reconstitués et simulés, ont une période de retour très nettement inférieure à 2 ans en terme de débit, et comprise entre 2 et 5 ans en terme de volume.

2.3.3.3.2.2 Résultats hydrauliques

Le diagnostic hydraulique a été établi pour les réseaux, les stations de pompage et les niayes ; les résultats cartographiques sont présentés pour les périodes de retour 2, 5 et 10 ans respectivement aux **annexes A5.2.3-k, A5.2.3-l et A5.2.3-m**.

Réseau :

Sur le réseau, il a été contrôlé la capacité des collecteurs à transiter les débits de crue sans déversement sur la voirie, mais en autorisant une éventuelle mise en charge.

Dans l'ensemble, les réseaux présentent des capacités satisfaisantes, puisque permettant au moins le transit d'épisodes pluvieux courants (jusqu'à une période de retour 1 an environ).

Pour une période de retour 2 ans, quelques insuffisances sont constatées au niveau des collecteurs arrivant aux les stations de pompage A. Djigo et des Niayes.

Une pluie de période de retour 5 ans étend les désordres aux collecteurs gravitaires en cours de réalisation route des Pères et sur la zone de Thiaroye, au Sud de la RN1

Une occurrence décennale provoque des désordres équivalents à une occurrence quinquennale.

Stations de pompage :

Pour les stations de pompages, il a été contrôlé leur capacité à évacuer les débits incidents en provoquant une élévation du niveau d'eau de la niaye dans laquelle elles sont situées inférieure à 5 cm par rapport à son niveau initial (il a été considéré que jusqu'à ce seuil de 5 cm, l'élévation du niveau de l'eau n'était pas suffisante pour induire des nuisances notables).

Les stations KM 14 et Gnetty Mbar permettent l'évacuation des débits de crue générés un épisode pluvieux de temps de retour entre 5 et 10 ans ; celle de Thiaroye, entre 2 et 5 ans.

Toutes les autres stations ont des capacités qui ne leur permettent pas d'évacuer les débits générés un épisode pluvieux de temps de retour supérieur ou égal à 2 ans. Leur capacité est insuffisante et elles laissent le niveau des niayes dans lesquelles elles se situent s'élever de quelques dizaines de centimètres à plus de 1 m (notamment pour les stations A. Djigo, Mini Cité Djoukko et DEP 103).

Niayes :

Pour chaque niaye, il a été calculé l'impact des pluies de périodes de retour 2, 5 et 10 ans sur le niveau d'eau et l'ordre de grandeur de la surface inondée.

L'augmentation du niveau dépend de la forme de la niaye et des apports de débits, mais elle est en général de l'ordre que quelques dizaines de centimètres. Elle peut toutefois dépasser le mètre (voire même 2 mètres) sur des secteurs bien précis, comme par exemple Dalifort 4, Golf Sud 1, Mbaou 7 et Yeumbeul Sud 2 (qui sont des niayes relativement encaissées).

L'extension des niayes a également été estimée et est présentée dans le tableau suivant :

Niaye	Surfaces inondées (m ²)				
	Jun 2010	Cond.init.	2 ans	5 ans	10 ans
DALIFORT1	1'014	10'799	41'544	67'809	67'809
DALIFORT2	17'793	176'215	498'894	498'894	498'894
DALIFORT3	324	565	5'298	7'598	7'598
DALIFORT4	0	846	20'249	28'661	50'839
DALIFORT5	0	11'085	40'776	40'776	40'776
DALIFORT6	1'065	8'562	18'900	18'900	18'900
DIAMAGUENE SICAP MBAO1	4'958	41'627	88'049	88'049	88'049
DIAMAGUENE SICAP MBAO10	26'346	68'586	155'483	155'483	329'627
DIAMAGUENE SICAP MBAO2	96'615	115'820	334'276	334'276	334'276
DIAMAGUENE SICAP MBAO3	11'498	23'988	51'375	68'521	68'521
DIAMAGUENE SICAP MBAO4	12'863	29'132	96'426	149'529	149'529
DIAMAGUENE SICAP MBAO5	660	2'669	54'125	54'125	54'125
DIAMAGUENE SICAP MBAO6	16'444	32'626	76'342	76'342	76'342
DIAMAGUENE SICAP MBAO7	1'995	6'860	32'244	32'244	32'244
DIAMAGUENE SICAP MBAO8	468	1'000	39'243	39'243	39'243
DIAMAGUENE SICAP MBAO9	2'660	3'385	50'220	50'220	50'220
DJIDAH THIAROYE KAW1	8'154	19'312	34'800	34'800	41'484
DJIDAH THIAROYE KAW2	55'341	122'747	122'747	122'747	122'747
DJIDAH THIAROYE KAW3	83'700	181'754	297'398	297'398	297'398
DJIDAH THIAROYE KAW4	15'672	70'689	70'689	70'689	70'689
GOLF SUD1	0	1'044	16'383	16'383	16'383
GOLF SUD2	0	9'593	50'674	50'674	69'253

Niaye	Surfaces inondées (m ²)				
	Juin 2010	Cond.init.	2 ans	5 ans	10 ans
GOLF SUD3	0	39'857	78'799	129'820	129'820
GUINAW RAIL NORD1	6'830	66'042	129'316	129'316	129'316
GUINAW RAIL NORD2	10'822	34'340	58'797	78'174	78'174
GUINAW RAIL SUD1	474	1'449	9'865	15'756	15'756
GUINAW RAIL SUD2	10'107	21'888	138'960	187'145	187'145
GUINAW RAIL SUD3	14'317	22'499	45'219	45'219	45'219
HANN-BEL AIR1	47'179	50'323	83'109	83'109	83'109
HANN-BEL AIR2	68'232	70'576	101'547	127'995	127'995
HANN-BEL AIR3	0	21'282	67'522	67'522	67'522
KEUR MASSAR1	2'596	18'961	74'293	132'724	132'724
KEUR MASSAR10	113'600	131'459	253'651	253'651	253'651
KEUR MASSAR11	10'646	77'273	281'773	484'749	484'749
KEUR MASSAR2	889	3'026	12'777	33'508	33'508
KEUR MASSAR3	2'043	2'944	22'287	22'287	36'592
KEUR MASSAR4	78'467	212'212	915'726	915'726	915'726
KEUR MASSAR5	3'439	5'767	76'457	76'457	123'225
KEUR MASSAR6	55'036	96'939	125'723	185'555	185'555
KEUR MASSAR7	59'801	75'000	188'727	219'097	219'097
KEUR MASSAR8	172'801	436'813	494'906	494'906	494'906
KEUR MASSAR9	722'339	864'232	1'131'685	1'131'685	1'304'392
MALIKA1	422'448	516'943	621'910	621'910	621'910
MALIKA2	81'325	158'420	217'906	306'894	306'894
MBAO1	0	2'276	8'944	8'944	8'944
MBAO10	35'046	54'855	90'605	137'374	137'374
MBAO11	0	10'190	97'353	97'353	97'353
MBAO2	3'268	5'391	140'433	230'691	230'691
MBAO3	14'673	23'670	134'904	134'904	134'904
MBAO4	440	7'193	47'407	47'407	47'407
MBAO5	0	949	54'317	54'317	54'317
MBAO6	2'546	11'816	53'889	53'889	78'529
MBAO7	384	457	24'162	33'906	55'386
MBAO8	511	582	27'619	27'619	27'619
MBAO9	46'351	55'625	142'529	341'986	341'986
MEDINA GOUNASS1	35'662	41'446	70'933	70'933	70'933
MEDINA GOUNASS2	7'836	93'624	115'034	115'034	138'308
NDIAREME LIMAMOULAYE1	0	16'844	153'099	189'968	189'968
PATTE D'OIE1	178'852	271'996	432'098	432'098	432'098
PIKINE EST1	0	300	16'111	16'111	16'111
PIKINE EST2	0	1'296	38'275	62'054	62'054
PIKINE OUEST1	0	155	31'400	31'400	31'400
PIKINE OUEST2	53	2'813	22'704	53'981	53'981
PIKINE OUEST3	1'500'000	1'839'393	2'268'686	2'268'686	2'268'686
SAM NOTAIRE1	3'938	7'665	20'583	20'583	20'583
SAM NOTAIRE2	0	617	2'948	2'948	2'948
THIAROYE GARE1	1'379	4'671	26'995	47'327	47'327
THIAROYE GARE2	821	1'811	4'150	8'089	8'089
THIAROYE GARE3	595	760	12'349	28'720	28'720
THIAROYE GARE4	0	168	642	642	642
THIAROYE sur MER1	778	1'124	10'583	19'455	19'455
THIAROYE sur MER10	374	3'004	32'294	32'294	32'294
THIAROYE sur MER2	9'168	14'714	26'563	41'746	41'746
THIAROYE sur MER3	1'529	68'034	117'740	117'740	117'740
THIAROYE sur MER4	1'692	2'264	42'444	42'444	42'444
THIAROYE sur MER5	1'222	1'247	29'724	29'724	29'724
THIAROYE sur MER6	2'861	4'665	17'840	34'967	34'967
THIAROYE sur MER7	0	604	21'005	21'005	21'005
THIAROYE sur MER8	0	1'292	8'345	13'803	13'803
THIAROYE sur MER9	287	500	9'580	9'580	9'580
TIVAOUANE DIACKSAO1	14'495	31'059	334'653	334'653	334'653
TIVAOUANE DIACKSAO2	1'829	3'167	7'991	26'554	26'554
TIVAOUANE DIACKSAO3	9'453	66'331	114'963	114'963	114'963
WAKHINANE NIMZATT1	56'776	94'014	249'829	249'829	249'829
WAKHINANE NIMZATT2	0	2'983	37'283	37'283	37'283
WAKHINANE NIMZATT3	0	20'896	67'121	88'018	88'018
YEUMBEUL NORD1	593	3'110	10'463	10'463	10'463
YEUMBEUL NORD10	1'839	3'534	20'137	33'454	33'454

Niaye	Surfaces inondées (m ²)				
	Juin 2010	Cond.init.	2 ans	5 ans	10 ans
YEUMBEUL NORD2	1'653	4'450	16'881	16'881	28'212
YEUMBEUL NORD3	6'106	21'537	35'574	44'467	44'467
YEUMBEUL NORD4	60'534	75'000	129'148	231'751	231'751
YEUMBEUL NORD5	117'908	268'446	471'374	471'374	471'374
YEUMBEUL NORD6	265'475	337'908	485'370	485'370	485'370
YEUMBEUL NORD7	10'540	19'661	30'114	30'114	48'266
YEUMBEUL NORD8	0	1'899	7'290	7'290	24'104
YEUMBEUL NORD9	0	766	14'966	27'473	27'473
YEUMBEUL SUD1	0	13'702	93'355	93'355	93'355
YEUMBEUL SUD2	0	488	5'872	20'900	20'900
YEUMBEUL SUD3	2'956	10'036	50'671	50'671	50'671
YEUMBEUL SUD4	34'677	78'607	100'401	100'401	100'401
YEUMBEUL SUD5	14'099	43'908	67'889	67'889	67'889
YEUMBEUL SUD6	0	678	13'025	13'025	27'840
TOTAL	4'690'161	7'523'338	14'045'743	15'482'467	16'068'339

Superficie inondées pour différentes périodes de retour

Dans ce tableau, la surface « Juin 2010 » correspond à la surface en eau mesurée sur les prises de vue aériennes. La surface « Cond. Init. » correspond à la surface initiale de remplissage des niayes pour la modélisation ; il s'agit de la surface obtenue après élévation du niveau constaté en juin 2010 de 50 cm (due à la recharge de la nappe au cours de l'hivernage)

L'ensemble des données détaillées est présenté en **annexe A5.2.3-n**.

Le constat est le suivant :

- La superficie inondée avant l'hivernage (470 ha), qui correspond donc à une zone en eau, sans habitants (depuis toujours ou suite aux opérations de "déguerpissements"), double presque au cours de l'hivernage avec la recharge de la nappe (selon l'hypothèse effectuée d'une élévation de son toit de 50 cm). Cette extension a des conséquences dramatiques pour les riverains, notamment sur les secteurs très densément urbanisés.
- La superficie inondée lorsque l'épisode pluvieux s'abat (750 ha) voit, en gros, sa superficie doubler, quelle que soit la période de retour de la pluie : de 1'400 ha pour T=2 ans à 1'600 ha pour T=10 ans
- Les superficies finales inondées après des pluies de périodes de retour 2, 5 et 10 ans présentent des écarts relativement faibles (inférieurs à 15%) ; ceci est lié à la forme des niayes, capable de stocker des volumes importants, avec un bas-fond étendu (donc une grande zone rapidement inondable) entouré de berges relativement pentues.

Dans tous les cas, les surfaces inondées sont extrêmement importantes : une pluie d'occurrence décennale inonde 1'600 ha sur les communes de Pikine et Guediawaye, soit plus de 15 % du territoire (la superficie des deux communes vaut 9'800 ha).

Une brève analyse a été effectuée sur quelques niayes caractéristiques afin d'estimer un ordre de grandeur du nombre d'habitations par hectare sur les zones inondées d'après les résultats de la modélisation. La valeur moyenne retenue est de 25 habitations à l'hectare.

Sur la base de ce ratio, et en considérant que la surface inondée en juin 2010 ne contient aucune habitation digne de ce nom, le nombre d'habitations impactées serait de :

- 7'000 par la simple remontée de la nappe au cours de l'hivernage,
- 23'500 pour une crue de période de retour 2 ans,
- 27'000 pour une crue de période de retour 5 ans,
- 28'500 pour une crue de période de retour 10 ans,

Les variantes d'aménagement qui seront définies au cours de la mission B devront impérativement s'attacher à réduire les emprises inondables, en les limitant au niveau maximal de remontée de la nappe (variations saisonnières et sur le long terme telles que définies en sous-mission A6). Toutefois, afin de pouvoir effectuer un travail de qualité, il sera nécessaire de disposer de données topographiques d'une plus grande précision que celles utilisées pour la présente mission de diagnostic. Cela passe notamment par une connaissance précise des emprises inondées et de leur altimétrie à la fin de l'hivernage 2010.

3 Composante Eaux Usées / Collecte et transfert

3.1 Introduction et démarche

3.1.1 Paramètres nécessaires à la modélisation des eaux usées

Les paramètres principaux pour la modélisation des eaux usées sont les volumes et débits d'eaux générés sur l'aire d'étude.

La méthodologie globale adoptée pour les déterminer est la suivante :

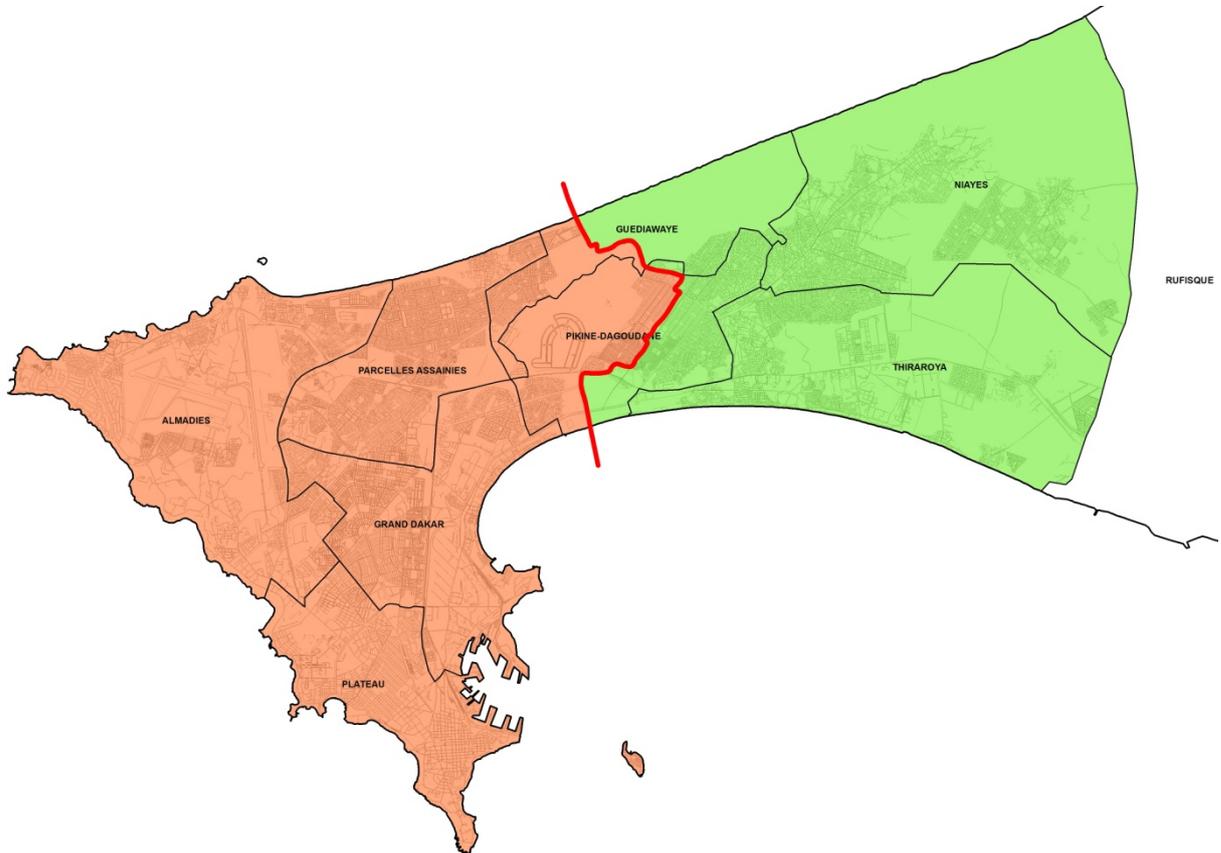
- Mise à jour des volumes de consommation en eau potable par secteur de relèvement AEP pour la situation actuelle,
- Découpage en bassins versants de collecte EU,
- Détermination des surfaces des secteurs de relèvement AEP inclus dans les bassins versants de collecte EU,
- Détermination des volumes de consommation en eau potable par bassin versant EU au prorata des consommations des surfaces des secteurs de relèvement qu'ils contiennent,
- Attribution d'un coefficient de pointe journalier de 1.1 ,
- Attribution d'un coefficient de 1.4 pour la pointe horaire,
- Attribution d'un taux de raccordement spécifique par bassin versant de collecte,
- Non prise en compte des intrusions d'eaux dans les secteurs de nappe haute.

Cette démarche est présentée en détail dans le rapport de sous mission A6 - Chapitre 5 « Usages de l'eau 2009-2025 ».

3.1.2 Découpage de l'aire d'étude en secteurs homogènes de problématique des eaux usées

La zone d'étude se décompose en deux zones distinctes en terme de problématique d'assainissement des eaux usées :

- La Zone OUEST de Dakar, caractérisée par un assainissement majoritairement collectif. Cette zone correspond approximativement à « Dakar Ville » ou à « Dakar I » .
- La Zone EST de Dakar, caractérisée par une absence d'assainissement collectif, fonctionnant majoritairement en assainissement individuel. Cette zone correspond approximativement à « Dakar Banlieue » ou à « Dakar II » .



Zonage retenu en lien avec la problématique des eaux usées

3.2 Etude du secteur Ouest

3.2.1 Descriptif du réseau d'eaux usées

Le réseau principal d'eaux pluviales du secteur Ouest est essentiellement composé de :

- Conduites de refoulement,
- Conduites fonctionnant en gravitaire.

3.2.2 Descriptif des ouvrages d'eaux usées

Les stations de pompage répertoriées sur le SIG de juin 2010, sur la zone Ouest, sont au nombre de 38.

Leurs caractéristiques respectives sont présentées dans le tableau ci-après :

	Q nominal	Q effectif	Q refoulement retenu
STATION DE POMPAGE	m3/h	m3/h	m3/h
ATEPA	59	19	19
Baie de Hann	111	38	38
Cimetière	270	/	270
Cite Faycal	66	/	66
CPI	132	37	37
Djily Mbaye	/	/	/
Dominique	97	/	97
Genie rural	112	/	112
Grand Yoff EU	612	/	612
Guediawaye	40	/	40
Malick Sy	414	263	263
Marche au poisson	184	/	184
Marinas 1	56	/	56
Marinas 2	70	/	70
Mermoz	153	32	32
Mini station Almadies	103	144	144
Nimzat EU	167	95	95
Ouagou Niayes	89	70	70
Rue 10	192	154	154
Sacré Cœur 3	128	/	128
Sacré Cœur VDN	192	167	167
SCAT1	103	80	80

	Q nominal	Q effectif	Q refoulement retenu
STATION DE POMPAGE	m3/h	m3/h	m3/h
SCAT2	111	147	147
SOTIBA	132	50	50
Soumbédioune	359	159	159
SP1 Almadies	111	76	76
SP2 Almadies	65	60	60
SP3 Almadies	147	64	64
SP4 Almadies	168	117	117
Unite 13	127	180	180
Unite 15	315	337	337
Unite 17	116	30	30
Unite 2	100	/	100
Unite 22	125	124	124
Unite 23	318	292	292
Unite 7	125	121	121

Caractéristiques des stations de pompage des eaux usées du secteur Ouest

3.2.3 Modélisation des écoulements d'eaux usées

3.2.3.1 Découpage en bassins versants

L'aire d'étude a été découpée en 25 grands bassins versants 63 bassins versants et 141 sous-bassins versants de collecte.

La numérotation des bassins versants correspond à celle attribuée aux nœuds du SIG pour décrire le réseau afférant. Généralement, cette numérotation commence par une lettre pour le réseau d'eaux usées.

Pour les bassins versants où le SIG n'indique pas de réseau de collecte, une numérotation évocatrice a été affectée arbitrairement.

La localisation des bassins et sous-bassins versants est présentée en **annexe A5.3.2-a**.

Les caractéristiques des bassins versants sont présentées en **annexe A5.3.2-b** :

- Surface,
- Débit de Pointe d'eaux usées.

3.2.3.2 Structure du réseau modélisé

Le réseau structurant comprend les collecteurs primaires et les collecteurs secondaires les plus significatifs.

On peut noter que le réseau d'eaux usées couvre la majeure partie de Dakar Ouest, hormis sur les principaux secteurs suivants :

- zone du port
- zone industrielle de bel Air
- littoral de la baie de Hann
- zone de l'aéroport
- Ouakam.

Dans la partie sud de la zone (Dakar plateau) le réseau possède un fonctionnement de type unitaire, mais a été traité comme un réseau séparatif eaux usées dans la présente étude.

Le réseau structurant de l'assainissement pluvial est présenté **en annexe A5.3.2-c**

3.2.3.2.1 Nœuds

Les nœuds modélisés sont de 3 types :

- Regards,
- Pompes,
- Exutoires.

Le nombre total de nœuds est de 375 répartis de la manière suivante :

Regards	Pompes	Exutoires	Total
336	14	25	375

Nœuds modélisés

La figure en **annexe A5.3.2-d** présente la localisation de ces nœuds.

3.2.3.2.2 Tronçons

Les tronçons modélisés sont de 2 types

- Gravitaire,
- Refoulement.

Le nombre total de tronçons est de 350, répartis de la manière suivante :

Gravitaire	Refoulement	Total
336	14	350

Tronçons modélisés

3.2.3.2.3 Limites et difficultés rencontrées

Le réseau modélisé a été réalisé sur la base des informations contenues dans le SIG, mis à jour suite à la mission A1 de collecte de données.

Comme évoqué au chapitre 1.3, les caractéristiques de réseaux on fait l'objet d'un travail de tri et d'interprétation dont les points principaux sont listés en **annexe A5.3.2-e**

3.2.3.3 Diagnostic du réseau d'eaux usées du secteur Ouest

Le diagnostic hydraulique a été établi pour les réseaux et les stations de pompage.

Le résultat cartographique est présenté **en annexe A5.3.2-f**.

Un CD-Rom, joint à ce dossier (**annexe A5.3.2-z**), présente l'ensemble des résultats des calculs sous forme de fichiers html et de tableaux Excel, issus directement du logiciel Mike Urban.

3.2.3.3.1 Réseau :

Sur le réseau, le diagnostic a porté sur la capacité des collecteurs à transiter les débits de pointe d'eaux usées en autorisant une mise en charge du réseau.

Dès lors qu'il est constaté un déversement sur la voirie (cote de charge supérieure à la cote chaussée), la capacité du collecteur en ce point est considérée comme insuffisante.

Dans l'ensemble, les réseaux présentent des capacités satisfaisantes.

Les causes de débordement les plus récurrentes sont :

- Branche mise en charge par le réseau aval,
- Capacité du collecteur insuffisante,
- Présence de contres pentes pénalisantes.

Au total, 3 135 mètres linéaires de tronçons débordants ont été recensés sur les 76 km modélisés, soit moins de 4 % du réseau modélisé.

Plus de la moitié des collecteurs insuffisants font partie de la branche Nord du collecteur de Hann Fann. On observe également des débordements sur une branche au Nord du collecteur de Camberene collectant les débits refoulés par les stations de pompage Djily Mbaye, Unité 13 et Unité 22.

Le tableau ci-dessous présente les causes de débordements par tronçons :

Tronçon modèle	Situation géographique	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Point noir
Link_Fμ34	Premier tronçon Hann Fann	200	225	Diamètre insuffisant par rapport au débits de pointe apportés par les refoulements Sacré cœur et CPI
Link_Fμ16	Collecteur Hann Fann partie Nord	300	75	Diamètre insuffisant
Link_Fμ17	Collecteur Hann Fann partie Nord	300	40	Contre pente, diamètre insuffisant
Link_Fμ41	Collecteur Hann Fann partie Nord	400	210	Tronçon mis en charge par l'aval
Link_Fμ51	Collecteur Hann Fann partie Nord	400	235	Tronçon mis en charge par l'aval
Link_Fμ52	Collecteur Hann Fann partie Nord	400	150	Tronçon mis en charge par l'aval
Link_Fμ53	Branche apport BV_Fμ05	300	760	Tronçon mis en charge par l'aval
Link_Dμ36	Branche Camberene recevant Unité 22	250	660	Diamètre insuffisant pour les apports de pointe
Link_Dμ37	Branche Camberene recevant Djily Mbaye	250	650	Tronçon mis en charge par l'aval
Link_Lμex	Plateau Sud	150	130	Contre pente

Causes de débordements

En ne prenant pas en compte les tronçons mis en charge par le réseau aval, on comptabilise 1 130 m linéaire de réseau insuffisant, soit 1,5% du linéaire total modélisé.

D'autre part, les contres pentes occasionnent un stockage d'eaux usées dans les réseaux, d'environ 800 m³ sur l'ensemble des tronçons modélisés.

3.2.3.3.2 Stations de pompage :

Pour les stations de pompages, le diagnostic porte essentiellement sur leur capacité nominale à évacuer les débits de pointes d'eaux usées générés par les bassins versants de collecte associés.

Accessoirement, dans le cas de stations de pompages fonctionnant en série, une analyse sommaire a été faite sur l'adéquation du débit de refoulement nominal de chaque poste vis à vis de celui qui le précède.

Comme l'indique la série de tableaux ci-après, sur 38 stations, on dénombre 7 stations dont la capacité est insuffisante. A ce titre, il est important de noter que les postes principaux de « université/F0 » et de « Soumbedioune », tous deux refoulant vers le siphon de la pointe de Fann, sont sous-dimensionnés.

Sur la Branche alimentant la STEP de Guediawaye

	Q refoulement Effectif ou nominal en fonction des données disponibles	BV collecte associée	Q pointe BV associée	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associée	Performance par rapport à la capacité de refoulement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
		BV_EU-Pμ01	22					
		BV_EU-Pμ02	27					
Guediawaye	40		49	0	0	49	INSUFFISANT	/
Bilan des apports de la Branche alimentant la STEP de Guediawaye						49 m3/h en pointe		

Sur la Branche NORD de la STEP de Camberene

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Unite 2	100	BV_EU-A01	28				OK	/
		BV_EU-A02	26					
		BV_EU-A03	22					
			76	0	0	76		
Unite 7	121	BV_EU-C01	27				OK	/
		BV_EU-C02	18					
		BV_EU-C03	13					
		BV_EU-C04i	19					
			77	0	0	77		
Unite 9	100	BV_EU-X01	15				OK	/
		BV_EU-X02	9					
			23	0	0	23		
Unite 17	30	BV_EU-D	11	0	0	11	OK	/
Unite 23	292	BV_EU-B01	28				OK	/
		BV_EU-B02	18					
		BV_EU-B03	22					
		BV_EU-B04i	8					
			76	0	0	76		
Unite 15	337	BV_EU-K01	37				OK	/
		BV_EU-K02	20					
		BV_EU-K03	33					
		BV_EU-K04	30					
		BV_EU-K05	33					
			153	0	0	153		
Bilan des apports de la Branche NORD de la STEP de Camberene						416 m3/h en pointe		

Sur la Branche SUD de la STEP de Camberene

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Marinas 1	56	BV_EU-Q01	1	0	0	1	OK	/
Marinas 2	70	BV_EU-Q02	1	BV_EU-Q01	1	2	OK	OK
Baie de Hann	38	BV_EU-Q03	7	Marinas 2	2	8	OK	INSUFFISANT
Genie rural	112	BV_EU-Z	13	Baie de Hann	8	21	OK	OK
SCAT1	80	BV_EU-N02	15				OK	INSUFFISANT
		BV_EU-N03	10					
			25	Genie rural	21	46		
SCAT2	147	BV_EU-N01	14				OK	OK
		BV_EU-Tp	7					
			20	SCAT1	46	66		
Bilan des apports de la Branche SUD de la STEP de Camberene						66 m3/h en pointe		

Sur la Branche EST de la STEP de Camberene

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Dominique	97	BV_EU-Xμ01	25				OK	/
		BV_EU-Xμ02	19					
			44	0	0	44		
Marche au poisson	184	BV_EU-Rμ	1	0	0	1	OK	/
SOTIBA	50	BV_EU-Uμ	6	Marche au poisson	1	7	OK	INSUFFISANT
Cimetière	270	BV_EU-S01	10	Dominique	44		OK	OK
		BV_EU-S02	7	SOTIBA	7			
		BV_EU-Eμ	38					
			56		51	107		
Cite Faycal	66	BV_EU-W	3	0	0	3	OK	/
Bilan des apports de la Branche EST de la STEP de Camberene						110 m3/h en pointe		

Sur de la Branche OUEST de la STEP de Camberene

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Mini station Almadies	144	BV_EU-R01	1	0	0	1	OK	/
SP1 Almadies	76	BV_EU-Sμ01	48				INSUFFISANT	INSUFFISANT
		BV_EU-Sμ02	34	Mini station Almadies	1			
			82	0	1	83		
SP2 Almadies	60	BV_EU-R02	0.4	SP1 Almadies	83	83.3	INSUFFISANT	INSUFFISANT
SP3 Almadies	64	0	0.0	SP2 Almadies	83.3	83.3	INSUFFISANT	INSUFFISANT
SP4 Almadies	117	0	0.0	SP3 Almadies	83.3	83.3	OK	INSUFFISANT
Unite 13	180	BV_EU-U01	36				OK	/
		BV_EU-U02	15					
		BV_EU-U03	25					
		BV_EU-U04	17					
			94	0	0	94		
Unite 22	124	BV_EU-E01	7				OK	/
		BV_EU-E02	2					
		BV_EU-E03	7					
			16	0	0	16		
Djily Mbaye	/	BV_EU-V01	28				NC	/
		BV_EU-V02	7					
		BV_EU-V03	21					
		BV_EU-V04i	23					
			79	0	0	79		
Grand Yoff EU	612	BV_EU-PTCAPT	66	0	0	66	OK	/
Bilan des apports issus de SP sur de la Branche OUEST de la STEP de Camberene						338 m3/h en pointe		

Sur le collecteur Hann-Fann

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Sacré Cœur VDN	167	BV_EU-P01	36				OK	/
		BV_EU-P05i-50%	30					
			66	0	0	66		
Sacré Cœur 3	128	BV_EU-P02	23	0	0	23	OK	/
CPI	37	BV_EU-P03	25				INSUFFISANT	/
		BV_EU-P04	16					
		BV_EU-P05i-50%	30					
			70	0	0	70		
Zone industrielle	182	BV_EU-H01	30				OK	/
		BV_EU-H02i	9					
Ouagou Niayes	70	BV_EU-J	32	0	0	32	OK	/
Rue 10	154	BV_EU-Y	78	0	0	78	OK	/
Mermoz	32	BV_EU-OA	13	0	0	13	OK	/
ATEPA	19	BV_EU-F10i	14	0	0	14	OK	/
Bilan des apports issus de SP sur le collecteur Hann-Fann						336 m3/h en pointe		

Sur le collecteur Principal

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Malick Sy	263	BV_EU-I01	30				OK	/
		BV_EU-I02	49					
		BV_EU-I03	59					
			138	0	0	138		
Bilan des apports issus de SP sur le collecteur Principal						138 m3/h en pointe		

Arrivant au siphon de la pointe de Fann

	Q refolement Effectif ou nominal en fonction des donnees disponibles	BV collecte associee	Q pointe BV associee	Apport amont	Q pointe BV amont	Q pointe BV apport	Diagnostic par rapport au BV de collecte associee	Performance par rapport à la capacite de refolement amont
STATION DE POMPAGE	m3/h		m3/h		m3/h	m3/h		
Universite FO	961	BV_EU_collecteur_ Hann_Fann	1505			1505	INSUFFISANT	/
Soumbedioune	159	BV_EU_PR_ SoumBedioune	318			318	INSUFFISANT	/

3.3 Etude du secteur Est

3.3.1 Descriptif du réseau d'eaux usées

A l'exception de petits réseaux drainant des surfaces peu importantes, l'ensemble du secteur Est n'est doté d'aucun réseau de collecte. L'assainissement y est réalisé de manière individuelle, au moyen de fosses septiques.

Les réseaux existants sont au nombre de 3 et se rejettent tous dans la Baie de Hann :

- A l'extrémité Sud-Ouest du secteur, sur la commune de Dalifort : linéaire de 26 m, dimension 400 mm,
- Sur la partie Centre-Sud du secteur, sur la commune de Thiaroye sur Mer : linéaire d'environ 1 km, dimensions 160 à 200 mm,
- A l'extrémité Sud-Est du secteur, sur la commune de Mbao : linéaire d'environ 5 kms, dimensions 200 à 250 mm,

3.3.2 Descriptif des ouvrages d'eaux usées

Une seule station de pompage est recensée sur secteur : Mbao. Malheureusement, les données collectées à son sujet sont incomplètes (débits des pompes inconnus), et le réseau de collecte incident à cette station n'est pas identifié (non indiqué dans le SIG de l'ONAS). Aussi, son diagnostic hydraulique ne pourra être effectué.

3.3.3 Diagnostic du réseau d'eaux usées

3.3.3.1 Découpage en bassins versants

Sur la quasi-totalité de l'aire d'étude, en l'absence de réseau structurant, la délimitation des bassins versants a été réalisée sur la base des contraintes topographiques. Ainsi, 23 bassins versants topographiques ont été délimités, et 1 bassin versant pour la seule zone disposant d'un réseau d'assainissement.

Au total, l'aire d'étude a été découpée en 24 bassins versants et 118 sous-bassins versants. La localisation des bassins et sous-bassins versants est présentée en **annexe A5.3.3-a**.

3.3.3.2 Diagnostic du réseau d'eaux usées du secteur Est

3.3.3.2.1 Calcul des volumes d'eaux usées

Conformément à la méthodologie décrite au chapitre 5 du rapport de sous-mission A6, les volumes d'eaux usées générés sur l'aire d'étude ont été estimés sur la base des volumes d'eau potable facturés par la SDE, auxquels a été appliqué un coefficient de 0.95 comme taux de rejet.

Pour chaque bassin et sous-bassin versant, le volume obtenu d'eaux usées est calculé par pondération surfaciques. Les résultats détaillés sont présentés en **annexe A5.3.3-b**, et un récapitulatif est présenté dans le tableau ci-dessous :

Bassin versant	Volume moyen d'eaux usées (m3/jour)
BV_EU_151	2'739
BV_EU_152	606
BV_EU_153	1'697
BV_EU_154	250
BV_EU_155	10'819
BV_EU_156	241
BV_EU_157	308
BV_EU_158	1'055
BV_EU_159	2'735
BV_EU_160	6'422
BV_EU_161	1'001
BV_EU_162	1'285
BV_EU_163	474
BV_EU_164	2'981
BV_EU_165	462
BV_EU_166	7'915
BV_EU_167	1'563
BV_EU_168	1'445
BV_EU_169	86
BV_EU_170	922
BV_EU_171	2'550
BV_EU_172	1'495
BV_EU_173	278
BV_EU_175	156
TOTAL	49'483

Débits d'eaux usées par bassin versant - Zone Est.

3.3.3.2.2 Diagnostic hydraulique

En ce qui concerne les réseaux existants, leurs capacité est largement suffisante pour laisser transiter les débits moyens, de pointe mensuelle (coefficient de 1.1) et de pointe horaire (coefficient de 1.4) tels que définis au chapitre 5 du rapport de sous-mission A6.

- A l'extrémité Sud-Ouest du secteur, le réseau ne draine qu'une petite partie du BV_EU 152, mais même en considérant qu'il draine l'intégralité de ce bassin versant dont les apports moyens sont de 606 m3/j (soit une pointe de 11 l/s), il serait largement suffisant,
- Sur la partie Centre-Sud du secteur, le BV_EU_157 génère un débit moyen journalier de 308 m3, soit une pointe de 5.5 l/s qui peut largement transiter dans le réseau existant,
- A l'extrémité Sud-Est du secteur, le constat est le même pour le réseau drainant le BV_EU_175 dont le débit moyen journalier vaut 156 m3 et la pointe 3 l/s.

Quant au reste de la zone, l'absence de réseau ne permet pas de faire de diagnostic hydraulique proprement dit. Toutefois, l'ordre de grandeur des effluents générés et traités de manière autonome est important à retenir pour la suite de l'étude : 49'000 m3.

4 Traitement des Eaux Usées

4.1 Cadre réglementaire de l'épuration

4.1.1 Code de l'Environnement

La Loi N°2001-01 du 15 janvier 2001 portant Code de l'Environnement et son décret d'application N°2001-282 du 12 avril 2001 constituent le cadre législatif et réglementaire fondamental régissant les activités ayant des incidences environnementales.

Cette loi abroge le Code de l'environnement de 1983. Elle réglemente, les installations classées, traite de la pollution des eaux, de la pollution sonore, de la pollution de l'air et des odeurs incommodantes.

Le Code de l'Environnement s'intéresse à la préservation des eaux de surface, des eaux souterraines, des eaux de la mer territoriale et de la zone économique exclusive. Ainsi, sont réglementés les déversements, écoulements, rejets, dépôts, directs ou indirects et plus généralement toute action susceptible de provoquer ou d'aggraver la dégradation de ces eaux par la modification de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques ou bactériologiques.

4.1.2 Norme de rejet des eaux usées

La norme sénégalaise NS 05-061 datant de juillet 2001 s'applique aux rejets des eaux usées dans les limites territoriales du pays, qu'ils soient sur des milieux récepteurs tels que des eaux de surface, souterraines ou marines.

Son annexe II fixe les valeurs limites des paramètres des effluents traités susceptibles d'être rejetés dans un milieu récepteur. Les valeurs limites concernées par le projet sont sommairement présentées ci-dessous :

1. Température, pH et couleur

La température des effluents rejetés doit être inférieure à 30°C. Dans le cas d'une température du milieu récepteur supérieure à 30°C, un écart de 5°C au plus est toléré à l'effluent.

Le pH doit être compris entre 5,5 et 9,5.

L'écart de couleur entre le milieu récepteur et le mélange, mesurée en un point représentatif de la zone d'interface ne doit pas dépasser 100 mg Co Pt/l.

2. Valeurs limites MES, DBO5 et DCO

Les eaux résiduaires rejetées en milieu naturel doivent respecter les valeurs limites suivantes, selon le flux journalier maximal autorisé.

MES	< 50 mg/l
DBO5 sur effluent non décanté	80 mg/l si le flux journalier maximal inférieur à 30 kg/j 40 mg/l au-delà
DCO sur effluent non décanté	200 mg/l si le flux journalier maximal inférieur à 100 kg/j 100 mg/l au-delà.

Toutefois des valeurs limites de concentration différentes peuvent être fixées par l'arrêté d'autorisation, lorsqu'il existe une valeur limite exprimée en flux spécifique de pollution.

3. Valeurs limites NTK, Ptot

NTK	30 mg/l en concentration moyenne mensuelle lorsque le flux journalier maximal est égal ou supérieur à 50 kg/j
-----	---

Toutefois des valeurs limites de concentration différentes peuvent être fixées par l'arrêté d'autorisation lorsque le rendement de la station d'épuration de l'installation atteint au moins 80 % pour l'azote pour les installations nouvelles et 70 % pour les installations modifiées

Ptot	10 mg/l en concentration moyenne mensuelle lorsque le flux journalier maximal autorisé est égal ou supérieur à 15 kg/jour
------	---

Toutefois des valeurs limites de concentration différentes peuvent être fixées par l'arrêté d'autorisation.

4. Autres substances

Indice phénols	0,5 mg/l si le rejet dépasse 5 g/j
Phénols	0,5 mg/l si le rejet dépasse 5g/j
Chrome hexavalent	0,2 mg/l si le rejet dépasse 5 g/j
Cyanures	0,2 mg/l si le rejet dépasse 3 g/j
Arsenic et composés (en As)	0,3 mg/l si le rejet dépasse 3 g/j
Chrome (en Cr ³)	1 mg/l si le rejet dépasse 10 g/j
Hydrocarbures totaux	15 mg/l si le rejet dépasse 150 g/j
Fluor et composés (en F)	25 mg/l si le rejet dépasse 250 g/j

NB : Ces valeurs peuvent être abaissées dans le cadre des rejets vers des milieux spécialement protégés.

4.1.3 Code de l'assainissement

Ce texte législatif est en cours d'examen par le Parlement qui peut voter son adoption avant la fin de l'année. Ce texte permettrait de fixer un cadre juridique à l'assainissement, qui fait actuellement défaut.

Le titre premier délimite le domaine de l'assainissement liquide, eaux usées, excréta et eaux pluviales et les dispositions relatives à l'élaboration, l'adoption et l'approbation des plans directeurs d'assainissement des eaux usées et eaux pluviales pour les communes et des plans locaux d'hydraulique et d'assainissement pour les communautés rurales ainsi que leur articulation nécessaire avec le plan directeur d'urbanisme. Il énonce également les dispositions relatives aux déversements, écoulements, dépôts, jets, enfouissements et immersions directs ou indirects de déchets liquides, d'origines domestique, hospitalière et industrielle, soumis aux dispositions de la présente loi sur toute l'étendue du territoire terrestre, fluvial et côtier du Sénégal. Enfin, il définit le régime des différents effluents qu'ils soient d'origines domestique, pluviale, industrielle ou hospitalière.

Le deuxième titre est relatif aux dispositions particulières. Il définit les conditions générales de rejet des eaux épurées en milieu naturel, la réutilisation des eaux épurées d'origine domestique et industrielle, le régime particulier réservé aux boues de vidange, la protection des dispositifs publics d'assainissement contre les dommages et les conditions d'établissement d'un assainissement autonome.

Le troisième et dernier titre aborde la question des infractions et sanctions à travers l'identification des "Agents et procédures de constatation des infractions et les Dispositions pénales".

Aussi, ce futur code de l'Assainissement (Titre II : Dispositions particulières, Chapitre 2) **fixe le cadre de la réutilisation des eaux usées au Sénégal, et notamment par les articles L97 à L100.**

En particulier, l'article L98 fixe un cadre d'utilisation des eaux usées d'origine domestique après traitement. Elles peuvent être utilisées à des fins agricoles et maraîchères, conformément aux caractéristiques fixées par l'article L99.

- ❑ **L'irrigation restreinte concerne les cultures maraîchères ainsi que les zones de sport et de loisirs.**
- ❑ **L'irrigation non restreinte intéresse les cultures ligneuses, fourragères et l'arboriculture fruitière.**

L'article L99 fixe les caractéristiques qualitatives des eaux usées domestiques réutilisées. Elles doivent être conformes à la recommandation de l'Organisation Mondiale de la Santé, notamment en ce qui concerne :

- ❑ **la teneur en coliformes fécaux qui doit être inférieure ou égale à 1.000 UFC /100 ml dans le cas de l'irrigation restreinte ;**
- ❑ **la teneur en œufs de nématodes qui doit être inférieure ou égale à un œuf viable/litre, aussi bien dans le cas de l'irrigation restreinte que dans le cas de l'irrigation non restreinte.**

Le code de l'Assainissement (Titre II : Dispositions particulières, Chapitre 3) fixe également **le cadre de la réutilisation des boues de vidange (articles L102 à L111)**. L'épandage de boues de vidange pour l'amendement du sol est fixé par les articles 104, 107 et 108.

4.1.4 Code de l'Hygiène

La loi n°83-71 du 5 juillet 1983 portant Code de l'hygiène régleme nte non seulement l'hygiène individuelle, mais aussi l'hygiène publique et collective et l'assainissement de manière à permettre aux populations de vivre dans un espace favorable à leur épanouissement.

4.1.5 Code de l'eau

La loi n° 81-13 du 4 mars 1981 portant Code de l'Eau définit le régime des eaux non maritimes y compris les eaux des deltas, des estuaires et des mangroves ainsi que le régime des ouvrages hydrauliques. Pour assurer une protection efficace de cette ressource, c'est le régime de la domanialité publique qui est utilisé.

4.1.6 Loi portant sur l'organisation du service public de l'eau potable et de l'assainissement

La loi n° 2008-59, portant sur l'organisation du service public de l'eau potable et de l'assainissement collectif des eaux usées domestiques adoptée par le Parlement est composée de 29 articles. Elle prolonge et élargit l'organisation du service public de l'eau qui avait été initiée par la loi n° 95-10 du 7 avril 1995 organisant le service public de l'hydraulique urbaine et autorisant la création de la Société nationale des Eaux du Sénégal (SONES), et modifie certaines dispositions de la loi n° 81-13 du 4 mars 1981 portant Code de l'eau.

4.2 Diagnostic fonctionnel de la station de Cambérène

Le diagnostic fonctionnel s'appuie sur les visites effectuées le 14 et 15 avril 2010 et sur base des analyses des résultats journaliers de l'auto-surveillance transmises par les services de l'ONAS.

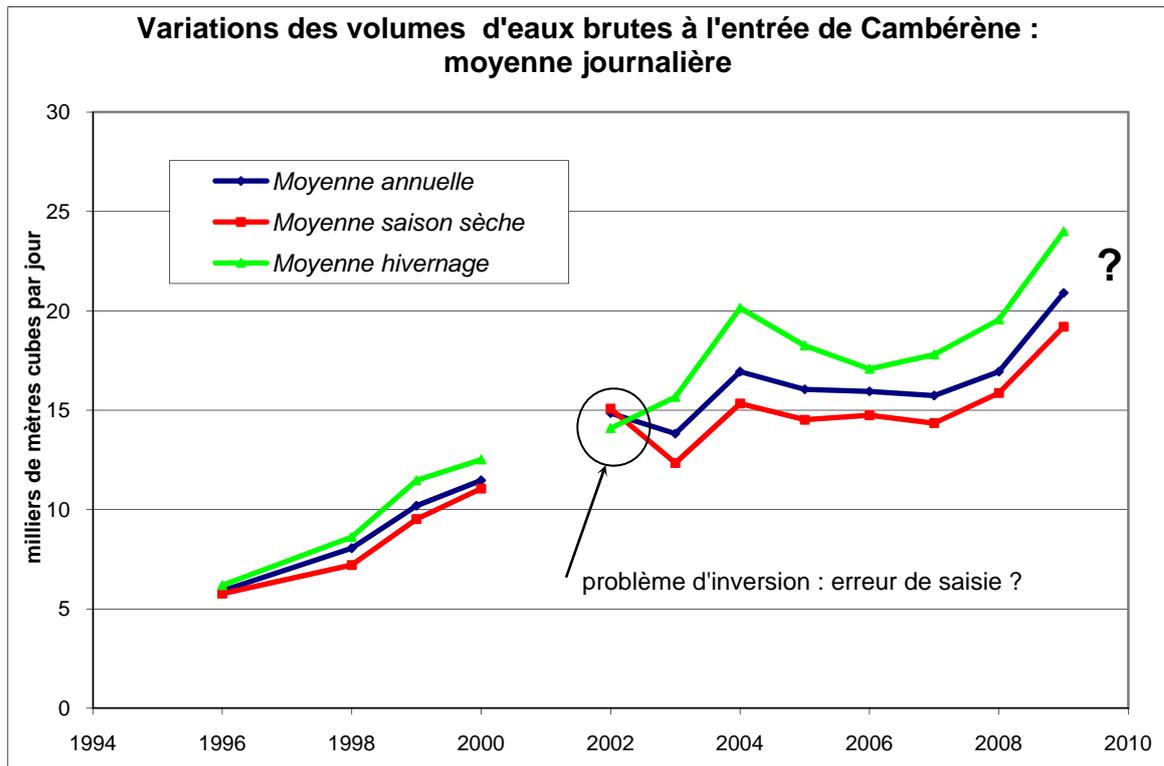
A noter que les jours précédents la visite, la station avait été arrêtée à cause d'une panne électrique, les extractions de boues des ouvrages de traitement des eaux n'avaient pas pu être assurées, et l'épaississeur de boues avait débordé.

4.2.1 Evolution des volumes journaliers en entrée de station de 1996 - 2009

Les débits reçus à la station sont en constante augmentation. Cette croissance est illustrée par le graphe suivant, qui représente l'évolution des débits journaliers en entrée de station depuis 1996. Cette courbe est extraite du rapport intitulé « Précisions sur la capacité, le débit et le niveau de traitement de la station d'épuration de Cambérène » élaborée dans le cadre de la mission d'assistance à l'ONAS dans la formulation du projet d'extension de la Station de Cambérène et financée par le FED.

Les débits d'eau brute ont doublé en 10 ans. Depuis 2006, il est observé une nette augmentation des débits journaliers en entrée de station (15 906 m³/j en moyenne en 2006 à 20 896 m³/j en moyenne en 2009).

Pour l'année 2000, les données d'entrée sont incomplètes ; celles de 2001 ne sont pas cohérentes ; ces deux années ne sont donc pas intégrées dans le graphique.



Evolution des volumes moyens journaliers à l'entrée de Cambérène depuis 1996.

4.2.2 Taux de charge de l'installation

Cette partie vise à mettre en évidence le taux de charge actuel de la station déterminé sur la base des charges et débits théoriques de dimensionnement.

4.2.2.1 Période d'analyse

La mise en service des installations réhabilitée par STEREAU s'est opérée en 2008. Le fonctionnement des nouvelles installations s'est stabilisé à partir de la fin de l'année 2008.

La période du 16/10/2008 au 01/04/2010 a donc été retenue pour analyser le fonctionnement actuel de la station avec sa nouvelle file en fonctionnement.

Les données sont celles fournies par le laboratoire de l'ONAS à savoir :

- rapports journaliers sur l'année 2009 et sur les mois de janvier à avril 2010,
- rapports mensuels et annuels d'exploitation (depuis 2005 jusqu'à 2010).

4.2.2.2 Echantillonnage, analyse et mesure des débits

ECHANTILLONNAGE ET ANALYSES

Les échantillons sont prélevés manuellement par un opérateur toutes les deux heures chaque jour de 7 :00 à 18 :00 environ.

Les points de prélèvement sont les suivants :

- sur l'eau brute entrée de station,
- en sortie du décanteur primaire,
- en sortie du clarificateur de la file 1 et du clarificateur de la file 2,
- en sortie du traitement tertiaire.

L'échantillon sur lequel sont effectuées les analyses est un composite des échantillons prélevés au cours de la journée. L'échantillon constitué est stocké, réfrigéré au laboratoire.

Le laboratoire de Cambérène réalise les analyses suivantes : DBO₅, DCO, MES, NTK, NH₄ et PO₄

MESURE ET CALCUL DES DEBITS

Les mesures de débit sont les suivantes :

- Débit d'entrée de station calculé : ces débits d'eau brute sont estimés avec les temps de marche des vis et pompes de relevage
- Débit d'eau traité pour chaque file du traitement biologique mesuré : ces débits sont mesurés pour la F1 en entrée de bassin d'anoxie pour la F2 en sortie du clarificateur
- Débit by-passé calculé : ces débits sont estimés par différence entre les débits calculés d'eau brute en entrée de station et les débits mesurés en aval du répartiteur N°1 (cf. Figure 3 de la sous mission A2 Volet Traitement)
- Débit d'eau traité par le traitement tertiaire mesuré : Le rejet de chaque filtre est équipée de mesure de débit

4.2.2.3 Commentaires sur les mesures des débits

ENTREE STEP

Les débits en entrée de station sont calculés sur le temps de marche des vis. Ils peuvent donc être considérés comme surestimés. En effet, une vis ne fonctionne pas à sa capacité nominale constamment et notamment lors des faibles débits. Toutefois, en l'absence de mesure, cette estimation permet d'avoir une première approche du débit total reçu à la station.

RETOURS EN TÊTE DE TRAITEMENT

Les retours en têtes sont envoyés vers le répartiteur N°1 et sont de trois types :

1. Refoulement du poste toutes eaux des lits de séchage
2. Refoulement du poste toutes eaux des digesteurs
3. Recirculation des boues biologique en excès de la file biologique N°1

Les débits de ces retours en tête ne sont pas mesurés spécifiquement, ils sont comptabilisés par les débitmètres en aval du répartiteur N°1.

DEBITS BY-PASSES

Les débits mesurés en aval du répartiteur N°1 intègrent donc les débits des retours en tête sans les quantifier. (cf. Figure 3 de la sous mission A2 Volet Traitement)

Comme les débits by-passés sur la station sont estimés par différence entre les débits d'eau brute en entrée de station et les débits en aval du répartiteur N°1.

Les débits by-passés calculés sont donc sous-estimés des débits des retour en tête de traitement.

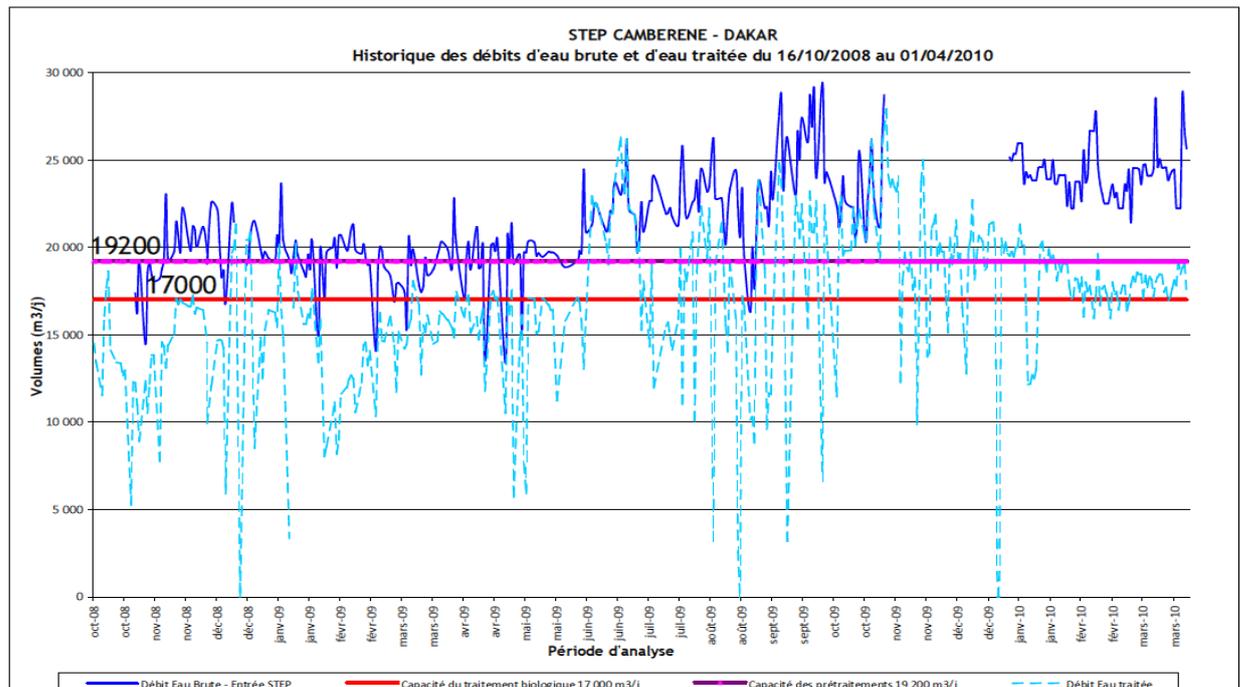
4.2.2.4 Historique des débits d'eau brute et traitée

Le graphe ci-après montre l'historique des débits d'eau brute et des débits d'eau traitée sur la période considérée. Les capacités nominales des prétraitements (19'200 m³/j) et du traitement biologique (17'000 m³/j) sont également indiquées.

Le graphe montre que les débits d'eau brute en entrée de station dépassent en quasi-permanence la capacité nominale des prétraitements (19 200 m³/j), depuis le mois de juin 2009, mois au cours duquel de nouveaux raccordements ont été mis en service.

Le by-pass de la station fonctionne en permanence.

Le graphe montre que les débits d'eau traitée sur le traitement biologique sont en permanence supérieure à sa capacité nominale de 17'000 m³/j depuis le mois de juin ce qui confirme les surcharges hydrauliques constatées sur les bassins biologiques et les clarificateurs au cours de la visite.



Charges volumiques en entrée de station du 16/08/09 au 01/04/2010.

Ce graphe monte également les limites de la méthode utilisée pour estimer les débits d'eau brute et by-passés. En décembre 2008, juin 2009 et octobre 2009, les débits d'eau traitée sont supérieurs aux débits d'eau brute reçus à la station ce qui est impossible. Les retours en tête non comptabilisés devaient être importants sur ces périodes.

4.2.2.5 Taux moyen de charge hydraulique

Le tableau suivant présente les taux de charge hydraulique constatés sur la période considérée.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	Eau Brute	File Bio 1	File Bio 2
Volume moyen (m3/j)	21 846	4 479	12 498
Volume maximal relevé (m3/j)	29 421*	11 369	20 913
Capacité du prétraitement (m3/j)	19 200		
Capacité du traitement biologique (m3/j)	17 000	5 700	11 300
Taux de charge hydraulique moyen - Prétraitements (%)	114%		
Taux de charge hydraulique moyen - Traitement biologique (%)	129%	79%	111%
Taux de charge hydraulique maxi - Prétraitements (%)	153%		
Taux de charge volumique maxi - Traitement biologique (%)	173%		

* Débit reçu le 5 octobre 2009

NB : Les données de volume journalier d'eaux brutes en entrée de station n'ont pas pu être obtenues pour les mois de novembre et décembre 2009.

Taux de charge volumique de la station de Cambérène.

Sur la période considérée, la station a fonctionné à un taux de charge volumique de 114% en moyenne sur les prétraitements et de 129% en moyenne sur le traitement biologique.

4.2.2.6 Taux moyen de charge hydraulique en période sèche et hivernage

La période d'analyse retenue (16/10/2008 au 01/04/2010) ne s'étale pas sur deux années complètes. Elle ne contient par conséquent qu'une seule période d'hivernage contre deux périodes sèches.

Les calculs isolés sur la période de l'hivernage (Juillet-Octobre) donnent des taux de charge hydraulique de 136% et 121% respectivement pour les prétraitements et le traitement biologique, avec un débit moyen en entrée de station de l'ordre de 23 000 m3/j.

Lors des saisons sèches, le débit moyen en entrée de station est de 21 000 m3/j et les taux de charges hydrauliques sont de l'ordre de 110 et 125 % respectivement pour les prétraitements et le traitement biologique.

4.2.2.7 Répartition du débit sur les files du traitement biologique

Le tableau du §4.2.2.5 met également en évidence que la file biologique 1 n'est pas sollicitée au maximum de sa capacité hydraulique (78% en moyenne), alors que la nouvelle file biologique 2 fonctionne à un taux moyen de 110%.

4.2.2.8 Concentration des eaux brutes

Le tableau suivant présente les concentrations moyennes journalières, les maximales et les minimales sur la période d'analyse ainsi que la concentration à la charge nominale de dimensionnement.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010 - Concentrations de l'eau brute					
	DCO	DBO ₅	MES	NH ₄	PO ₄
Concentration moyenne (mg/l)	1 868	1 025	630	101	27
Concentration maximale relevée (mg/l)	3 524	1 600	1 384	352	46
Concentration minimale relevée (mg/l)	1 190	106	236	6	9
Concentration à la charge nominale (mg/l)	1 595	1 130	920	210	10

Concentrations en polluants en entrée de station.

Le tableau met en évidence une forte concentration de l'effluent en DCO qui est fréquemment supérieure à la concentration à la charge nominale. Des pointes sont également constatées allant jusqu'à deux fois la concentration de la charge nominale. Ces fortes concentrations peuvent être dues soit à des rejets industriels d'origine essentiellement agro-alimentaire ou soit au fait que toutes les eaux dites "grises" (eau de lavage des personnes, des vêtements, des sols et de la vaisselle) ne rejoignent pas forcément le réseau d'assainissement.

Les valeurs moyennes des concentrations en DBO5 et MES sont inférieures à la concentration de la charge nominale mais la concentration en DBO5 reste relativement élevée.

Toutefois, le rapport MES/ DBO5 est faible de l'ordre de 0.6 alors qu'il est généralement de l'ordre de 0.8 dans les pays du Maghreb et entre 0.8 et 1.2 en Europe. Cela traduit une forte décantation dans le réseau d'assainissement en amont de la station ainsi qu'une forte pollution soluble à traiter. Comme exposé ci-dessus, cela peut également indiquer une collecte incomplète des eaux grises.

Le rapport DCO/DBO5 moyen est de l'ordre de 1.8 en moyenne, ce qui atteste de la forte biodégradabilité de la pollution de l'effluent, et confirme d'une manière générale la nature principalement domestique des effluents traités.

4.2.2.9 Taux moyen de charge polluante

Le tableau suivant présente les charges polluantes en entrée de station sur la période d'analyse ainsi que les taux de charge du traitement biologique.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010 – Charges polluantes de l'eau brute			
	DCO	DBO5	MES
Charge polluante moyenne (kg/j)	40 565	21 970	13 897
Charge polluante maximale (kg/j)	73 983	32 994	29 056
Capacité de traitement (kg/j)	30 600	19 210	15 640
Taux moyen de charge polluante (%)	133%	114%	89%
Taux maxi de charge polluante (%)	188%	188%	186%

Charges polluantes en entrée de station.

Le taux de charge polluante en DCO est de l'ordre de 133 % avec des pointes de l'ordre de 190% liées aux fortes concentrations en DCO dans l'eau brute.

Les taux de charges polluantes en MES et DBO5 sont plus faibles que celui de la DCO. Il reste toutefois supérieur à la charge nominale pour la DBO5. Il est de l'ordre de 89% en moyenne pour les MES

En conclusion, sur la période considérée, la station a fonctionné avec des taux de charge moyens de 114 et 133 % respectivement pour la DBO5 et DCO.

4.2.3 Qualité du rejet en sortie de station

Le tableau suivant regroupe les concentrations en entrée et en sortie du traitement biologique et le rendement global de la station.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO ₅	MES	NH ₄	PO ₄
Concentration moyenne - EAU BRUTE (mg/l)	1 868	1 025	630	101	27
Concentration moyenne - EAU TRAITEE (mg/l)	165	98	60	28	9
Norme sénégalaise	100	40	50	30	10
RENDEMENT GLOBAL DE LA STATION	91%	90%	90%	72%	67%
RENDEMENT GLOBAL A ATTEINDRE POUR RESPECTER LA NORME DE REJET	95%	96%	92%		

Qualité du traitement et rendement global de la station

Les concentrations moyennes en sortie du traitement biologique correspondent aux moyennes pondérées sur les deux files de traitement biologique.

Le rendement global de la station est calculé sur la base des concentrations en entrée de station et de la moyenne pondérée des concentrations au rejet.

Le rendement global de la station à atteindre pour respecter la norme de rejet est calculé sur la base des concentrations en entrée de station et des concentrations de la norme sénégalaise.

En conclusion, les garanties de traitement ne sont pas respectées pour la DCO, DBO5 et MES. Ces dépassements sont dus à la surcharge hydraulique à laquelle est soumise la station et la forte concentration en DCO de l'effluent brut. Le traitement biologique reçoit des débits de l'ordre de 22 000 m³/j pour une capacité nominale de 17 000 m³/j.

Les rendements respectent toutefois les objectifs internes fixés par l'ONAS au mode normal pour l'année 2009 (MES: 85% ; DBO5: 85% ; DCO: 85%)

4.2.4 Qualité au rejet vers l'émissaire en mer

Le tableau suivant montre la concentration moyenne au rejet de la station dans l'émissaire en mer et calcule le rendement global de traitement.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO ₅	MES	NH ₄	PO ₄
Concentration moyenne au rejet de la station dans l'émissaire en mer (mg/l)	563	315	193	45	13
RENDEMENT GLOBAL	70%	69%	69%	55%	51%

Concentrations des eaux au rejet dans l'émissaire en mer.

Les valeurs des concentrations de l'effluent au rejet vers l'émissaire ont été calculées en intégrant les volumes et les charges by-passées. Les concentrations des effluents by-passés ont été retenues comme similaires aux concentrations de l'eau brute.

Ces concentrations ne prennent pas en compte les boues parfois délestées dans le rejet.

En conclusion, les concentrations au rejet vers l'émissaire (en intégrant les by-pass) sont très élevées. Les rendements globaux d'élimination sont très largement insuffisants. Les rendements respectent toutefois les objectifs internes fixés par l'ONAS au mode dégradé pour l'année 2009 (MES: 50% ; DBO5: 50% ; DCO: 50%)

4.2.5 Diagnostic fonctionnel par étape de traitement

4.2.5.1 Boues de vidange

Comme décrit dans la sous-mission A2, les boues de vidange sont réceptionnées dans une station voisine des prétraitements. Les surnageants des décanteurs / épaisseurs sont envoyés en tête de la station de Cambérène.

Les boues sont envoyées sur des lits de séchage spécifiques au site de dépotage des boues de vidange.

Les charges, provenant de la déposante et renvoyées en entrée de station, ne sont pas mesurées.

Une étude récente¹ conclut que les décanteurs / épaisseurs de la station de vidange offrent une efficacité de traitement très satisfaisante pour les MES et les MVS de l'ordre de 80 à 90 % et une efficacité de traitement moyenne vis-à-vis de la DCO avec un rendement de 60 à 80%. La concentration en DCO du surnageant (1 200 mg/l) reste toutefois plus faible que celle des eaux brutes arrivant à la STEP de Cambérène (concentration moyenne journalière : 1 870 mg/l)

En conséquence, les charges provenant des surnageants des boues de vidange peuvent être acceptées à la station sous réserve que l'alimentation soit la plus continue possible et au cours de la nuit.

¹ « Traitement de boues de vidange de système d'assainissement autonome à Dakar : évaluation de l'efficacité de la séparation solide / liquide dans deux bassins expérimentaux de sédimentation / épaissement » mené par MM. Dème, Mbéguéré et Koné de l'Université Cheikh Anta Diop, de l'ONAS et de l'EAWAG.

4.2.5.2 Prétraitements

STATION DE POMPAGE ENTREE

La capacité hydraulique de la station de pompage en entrée est limitée mais suffisante.

RELEVEMENT DU DEBIT MOYEN JOURNALIER

Pour relever le débit moyen journalier, le temps de fonctionnement moyen des vis est de 31 heures (soit une vis fonctionnant 24 heures et la deuxième 7 heures pour trois vis disponibles avec une capacité nominale de 700 m³/h). La capacité actuelle est donc suffisante.

RELEVEMENT DE LA POINTE HORAIRE DE TEMPS SEC

En prenant un coefficient de pointe horaire sur le débit d'eau brute de 1.75 retenu dans le cadre du dimensionnement de l'extension, le débit de pointe horaire devient supérieur à 1 400 m³/h, soit une capacité supérieure à deux vis en fonctionnement. Dans ce cas, la troisième vis doit fonctionner impérativement, les 2 groupes immergés de 700 m³/h restant en secours.

RELEVEMENT DE LA POINTE HORAIRE DE TEMPS DE PLUIE

Les débits maximaux moyens journaliers au cours de 16/10/2008 AU 01/04/2010 sont de l'ordre de 29 421 m³/j soit un débit moyen horaire de 1 200 m³/h. Avec un coefficient de pointe horaire de temps de pluie de l'ordre de 2, un débit de pointe de temps de pluie de 2 400 m³/h peut être estimé. Il peut être pris en charge par 3 vis en fonctionnement plus un groupe immergé. Il reste donc un groupe immergé en secours.

DEGRILLAGE

Les deux canaux de dégrillage sont insuffisants au regard des débits traités. Ce poste pose de sérieux problèmes d'exploitation avec une présence permanente de personnel pour éviter le bouchage des dégrilleurs.

DESSABLAGE - DESHUILAGE

La seule file actuellement disponible et en fonctionnement est insuffisante au regard des débits traités. La deuxième file doit être remise en service dans les plus brefs délais.

4.2.5.3 Traitement primaire

Le tableau suivant montre la concentration moyenne en entrée et en sortie du décanteur ainsi que le rendement du décanteur.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO ₅	MES
CONCENTRATION MOYENNE EN ENTREE DU DECANTEUR (MG/L)	1 868	1 025	630
Concentration moyenne en sortie du décanteur (mg/l)	1 057	612	214
Rendement moyen du décanteur	48%	47%	69%

Rendement du traitement primaire

- Les rendements du décanteur primaire sont élevés pour les trois paramètres. Pour les MES, il pourrait être supérieur compte tenu des concentrations constatées dans l'eau brute (620 mg/l en moyenne). Des rendements supérieurs à 65% pour les MES pourraient être envisagés d'autant plus que les vitesses de Hazen actuelles ne sont pas élevées.
- Les rendements calculés sont en réalité sous-évalués car les charges en entrée du décanteur primaire ne prennent pas en compte des retours en tête de station.
- Le traitement primaire est dimensionné pour un débit moyen de 583 m³/h (soit une vitesse de Hazen de 0.55 m/h) et un débit de pointe horaire de 1 100 m³/h (soit une vitesse de Hazen de 1.06 m/h). Or, des vitesses de Hazen de l'ordre de 0.8 m/h en moyenne et 1.5 m/h en pointe peuvent être envisagées sans pour autant affecter de manière significative les rendements de traitement.
- Sur le plan hydraulique, le décanteur peut donc recevoir un débit plus important que le débit actuel de 14 000 m³/j. Il est envisageable d'envoyer le débit de 17 000 m³/j directement sur le décanteur primaire. Cela permettrait de délester la charge en entrée de la deuxième filière biologique F2 (qui reçoit actuellement 3 000 m³/j d'eau non décantée) et de diminuer son taux de saturation

- En termes d'exploitation, cela nécessite de maintenir une extraction de boues régulière et une disponibilité des pompes d'extraction
Avec une charge moyenne en MES de 13 900 Kg MES/j et un rendement de 69 %, une quantité moyenne de boue de l'ordre de 9 588 Kg MS/j est à extraire. Avec une concentration de boue en fond d'ouvrage de l'ordre de 10 à 15 g/l, le temps de fonctionnement du pompage (81.5 m3/h) varie de 7 à 11 h/jours. Cette capacité de pompage est donc suffisante mais les pompes sont fortement sollicitées. La pompe en secours installée doit être en permanence disponible et doit être complétée par une pompe en secours atelier.

4.2.5.4 Traitement biologique

Le tableau suivant présente les concentrations en entrée du traitement du biologique et les concentrations en sortie de chaque clarificateur et les rendements de traitement.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO5	MES	NH4	PO4
EAU DECANTEE					
CONCENTRATION MOYENNE (MG/L)	1 057	612	214	115	31
EAU CLARIFIEE					
CONCENTRATION MOYENNE EN SORTIE FILE 1 CLARIFICATEUR (MG/L)	146	66	69	9	8
CONCENTRATION MOYENNE EN SORTIE FILE 2 CLARIFICATEUR (MG/L)	172	109	57	35	9
CONCENTRATION MOYENNE EN SORTIE DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE (MG/L)	165	98	60	28	9
RENDEMENTS					
RENDEMENT MOYEN DE LA FILIERE 1 – ANCIENNE FILE	86%	89%	68%	92%	74%
RENDEMENT MOYEN DE LA FILIERE 2 – NOUVELLE FILE REHABILITEE	84%	82%	73%	69%	70%
RENDEMENT MOYEN DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE (1)	84%	84%	72%	75%	71%

Rendement du traitement biologique sur la période du 16/10/2008 au 01/04/2010.

(1) Les rendements sont calculés sur le traitement biologique (entrée et sortie : Traitement biologique)

Pour la file 1 fonctionnant en faible charge, on peut atteindre des rendements sur le traitement biologique supérieurs à 90 % pour la DBO₅ et 90 % pour les NH₄⁺. Les rendements moyens constatés sur la période considérée sont de 89 % pour la DBO₅ et 92 % pour les NH₄⁺. Ils sont donc corrects mais devraient être plus élevés compte tenu de la charge hydraulique appliquée sur la file 1 (à savoir 80% de la capacité nominale cf. § 2.2.4)

Pour la file 2 fonctionnant en moyenne charge, on peut atteindre des rendements sur le traitement biologique entre 88 et à 92 % pour la DBO₅, entre 80 et 85 % pour la DCO et entre 20 et 40 % pour les NH₄⁺. Les rendements moyens constatés sur la période considérée sont de 82 % sur la DBO₅, de 84 % sur la DCO et 69 % pour les NH₄⁺ pour sur une surcharge hydraulique de 111% de sa capacité nominale constatée sur la file N°2 (cf. § 2.2.4)

Les rendements obtenus sont donc pour la DBO₅ insuffisant et pour la DCO et les NH₄⁺ correct. Ces résultats sont liés pour la DCO à sa forte concentration dans l'eau brute et pour les NH₄ à la température moyenne élevée de l'effluent favorable à une nitrification avec un âge de boue limité.

Globalement, les rendements du traitement biologique sont insuffisants pour respecter les niveaux de rejet. Sur la file 1, il devrait être plus élevé compte tenu d'une charge hydraulique moyenne de l'ordre de 80 % de sa capacité nominale. Sur la file 2, les rendements sont insuffisants au regard des rendements obtenus classiquement sur une boue activée moyenne charge. Ces rendements insuffisants sont essentiellement dus une surcharge hydraulique constatée sur la file N°2 (111% de sa capacité nominale)

Les caractéristiques de fonctionnement théorique des files biologiques sont rappelées dans le tableau suivant.

CAPACITES EPURATOIRES	F1	F2	
Volume d'aération disponible	5 450 (y compris anoxie)	6 200	m3
Rapport MVS/MES	0.76		
Concentration des boues activées			
. MVS	2.7	2.5	g/l
. MES	3.6	3.3	g/l
Charge massique moyenne	0.15	0.46	Kg DBO5/ Kg MVS.j
Masse de boues activées dans les bassins			
. MVS	14 919	15 596	Kg
. MES	19 630	20 521	Kg

Paramètres de fonctionnement des files biologiques.

4.2.5.5 Station de relèvement aval

Le poste de refoulement actuel est équipé de 3 pompes (dont une en secours) qui refoulent vers une canalisation de diamètre 600 mm.

La capacité de la station avec deux pompes fonctionnant simultanément est évaluée théoriquement à 1 487 m³/h pour 16,4 m de HMT. Cette capacité est donc jugée en théorie suffisante pour recevoir les 1 400 m³/h du poste de pompage à l'entrée de la station.

Selon les discussions avec les exploitants, lors de la période d'hivernage et lorsque les vis du poste de relevage en amont fonctionnent en permanence, le débit relevé à la station est supérieur à 1 400 m³/h.

La capacité de la station de refoulement aval est donc insuffisante pour évacuer les eaux acceptées sur la station et évacuées vers le by-pass. La conduite générale de by-pass se met en charge et le trop plein est déversé par les regards de la conduite de by-pass.

Les eaux sont alors déversées sur le site de la station et participe à l'inondation des zones les plus basses du site (zone de digestion).

Ce poste de refoulement aval est donc le facteur limitant de la capacité hydraulique de la station. Les travaux de renforcement de la capacité de pompage ainsi que la conduite de rejet vers la mer prévus doivent être lancés dans les plus brefs délais.

4.2.5.6 Traitement tertiaire

QUALITE DU TRAITEMENT DU TERTIAIRE

Le tableau suivant présente les concentrations en entrée du traitement tertiaire (= sortie de la file 1 du traitement biologique) et les concentrations en sortie du traitement tertiaire.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO5	MES
EAU CLARIFIEE			
CONCENTRATION MOYENNE EN SORTIE DE CLARIFICATEUR 1 (MG/L)	146	66	69
EAU EN SORTIE DU TRAITEMENT TERTIAIRE			
CONCENTRATION MOYENNE (MG/L)	53	12	2

Qualité du traitement tertiaire sur la période du 16/10/2008 au 01/04/2010.

Les concentrations en sortie du traitement tertiaire sont compatibles pour une désinfection des eaux (concentration en MES inférieure à 5 mg/l, une DCO inférieure à 100 mg/l et une DBO5 inférieure à 10 mg/l)

Pour mémoire, la qualité des eaux à respecter pour une réutilisation des eaux usées traitées est fixée par l'Article L99 du futur code de l'assainissement. La teneur en coliformes fécaux doit être inférieure ou égale à 1.000 UFC /100 ml dans le cas de l'irrigation restreinte et la teneur en œufs de nématodes doit être inférieure ou égale à un œuf viable/litre, (rappel : l'irrigation restreinte concerne les cultures maraîchères ainsi que les zones de sport et de loisirs).

Les analyses bactériologiques ne sont pas régulièrement effectuées par le laboratoire de la station mais lors de campagnes ponctuelles de mesure.

Les résultats des analyses effectuées lors de la dernière campagne de mars 2010 sont regroupés ci-dessous.

DATE	COLIFORMES FECAUX
02-03-2010	100 CF/100ml
16-03-2010	7*10 ³ CF/100ml -

Résultats d'analyses de coliformes fécaux sur l'eau filtrée.

Les résultats obtenus sur les deux jours sont différents et ne permettent pas de conclure sur une qualité bactériologique moyenne des eaux filtrées. Elles permettent juste de constater que la norme n'a pas été respectée à la date du 16 mars. De plus, aucune recherche d'œufs de nématodes n'a été menée au cours de la campagne.

Afin de se conforter sur la qualité du traitement tertiaire, il est conseillé à l'ONAS d'effectuer un suivi bactériologique plus régulier de la qualité de l'eau traitée. Une campagne bactériologique tous les deux mois permettrait une meilleure lisibilité des performances du traitement tertiaire.

CAPACITE DU TRAITEMENT TERTIAIRE

Actuellement, le débit moyen d'eaux filtrées est de 760 m³/j (Moyenne journalière sur la période d'octobre 2008 à avril 2010) correspondant à une production annuelle de 276 000 m³/an soit 13 % de la capacité nominale de traitement.

Pour mémoire, la capacité nominale théorique de la filtration sur sable est de 5 700 m³/j. Cette capacité correspond à 2.6 filtres en fonctionnement en permanence avec une vitesse de filtration de 0.3 m/h et des filtres de 300 m² de surface unitaire. Sur 4 filtres disponibles, la configuration théorique est donc la suivante 3 filtres en fonctionnement et 1 filtre en : vidange / séchage / curage manuel.

Pour fonctionner à sa capacité nominale, du personnel permanent doit être affecté au traitement tertiaire pour assurer 2 à 3 curages par semaine.

4.2.5.7 Extraction des boues primaires et biologiques

A. QUANTITE DE BOUE MESUREE

Les consignes d'extraction des boues biologique sont effectuées manuellement et les temps de pompage sont évalués sur la base de la mesure de l'indice de Molhman.

Pour mémoire, les boues biologiques de la file 1 sont recirculées en amont du décanteur primaire. Les boues extraites du décanteur primaire sont donc des boues mixtes = boues primaires ou fraîches + boues biologiques.

Le tableau suivant présente les quantités de boues extraites du décanteur primaire et des deux bassins d'aération. Ces valeurs sont issues des données journalières relevées au cours de la période du 1-02-2009 au 1-04 2010.

BOUE PRIMAIRE + BOUE BIO FILE 1			BOUE BIOLOGIQUE - FILE 1			BOUE BIOLOGIQUE - FILE 2		
Volume extrait (m3/j)	Concentration de la boue extraite (g/l)	Quantité Extraites (kg/j)	Volume extrait (m3/j)	Concentration de la boue extraite (g/l)	Quantité Extraites (kg/j)	Volume extrait (m3/j)	Concentration de la boue extraite (g/l)	Quantité extraites (kg/j)
386	37.7	15 365	94	8.0	1 283	1364	5.5	4 767

Extraction des boues sur la période du 1-02-2009 au 1-04-2010.

- Les volumes journaliers extraits sont estimés sur la base du temps de fonctionnement des pompes d'extraction. Les temps de fonctionnement journaliers des pompes ne sont pas systématiquement relevés dans les résultats transmis.
- Les concentrations des boues primaires sont très élevées. Généralement, les boues sont extraites à des concentrations entre 10 et 15 g/l. Ces concentrations élevées démontrent que le décanteur primaire est également utilisé comme épaisseur.

Ces productions mesurées sont comparées aux productions théoriques de boues calculées dans le paragraphe suivant.

B. QUANTITE THEORIQUE DE BOUE

BOUE PRIMAIRE

Avec une charge moyenne en MES de 13 900 Kg MES/j (Charge moyenne sur la période retenue) et un rendement de 69 %, une quantité moyenne de boue de l'ordre **de 9 588 Kg MS/j** est à extraire.

BOUE BIOLOGIQUE

La production journalière en boues biologique (MS) est calculée d'après l'équation :

$$MS = Mmin + fS + amLe - bSa + Bnitrif.$$

Avec :

- Mmin : Matières minérales entrantes
 f : Pourcentage de matières organiques difficilement dégradables
 S : Matières organique entrantes

Le	:	DB05 éliminée
Sa	:	Masse active en aération
am	:	Coefficient exprimant la part de boues produites par destruction de la pollution carbonée
b	:	Coefficient de calcul déterminant la part de boues détruites par autolyse
B nitrif.	:	Boues de nitrification (fonction du flux d'azote nitrifié) = 0,18 N

Le tableau récapitule les valeurs retenues pour les productions des boues biologiques des files 1 et 2.

	F1	F2	
MVS/MS	76%	76%	
Charge MES en entrée F1	959	2675	Kg MES/j
Charge DB05 en entrée F1	2 742	7649	kgDBO5/j
Charge nitrifiée sur F1	475	1000	kg N03/j
Mmin	230	642	Kg M min/j
f	35%	35%	%MVS
S	729	2033	Kg MVS/j
Le	2440	6272	Kg DBO5el/j
Sa	14 715	15 500	Kg MVS
am	0,7	0,69	Kg MV/Kg DBOel
b	0,04	0,05	Kg MV/Kg MV
B nitrif. :	85,5	180,0	Kg MS/j
BOUE BIOLOGIQUE	1 690	5 086	Kg MS/j

C. CONCLUSION

Les productions de boues biologiques mesurées sur les files 1 et 2 sont cohérentes par rapport aux productions de boues théoriques calculées.

Sur F1 : 1 283 kg MS/j mesuré pour 1 690 kg MS/j calculé théoriquement

Sur F2 : 4 767 kg MS/j mesuré pour 5 086 kg MS/j calculé théoriquement

Pour les boues mixtes extraites des décanteurs primaires, une différence importante est notée :

15 365 Kg MS / j mesuré pour 9 588 + 1 690 Kg MS/j = 11 278 kg MS/j calculé théoriquement (boues primaires + boues biologiques de la file 1)

Cette différence s'explique par :

- le relevé des concentrations en MS mesurées relativement élevées sur les boues primaires,
- les charges des retours en tête relativement importante et non intégrées dans le calcul théorique de la production de boue primaire (retour en tête en provenance des surverses du digesteur transformé en épaisseur, des surverses des digesteurs et des filtrats des lits de séchage)

Les charges recirculées en amont de la station ne sont actuellement pas quantifiées. Généralement, elles représentent pour les MES 15 à 20% des charges en entrée de station mais ces MES sont piégées dans le décanteur primaire à hauteur de 70%. Sur cette base de calcul, la quantité théorique de boue supplémentaire liée au retour en tête serait de 2 200 Kg MS/j.

Or, si la production de boue primaire mesurée est confirmée, cette boue supplémentaire est évaluée à hauteur de 4 000 kg MS/j. Cette charge recircule en permanence sur la station.

Elle doit donc être au minimum tamponnée dans un ouvrage de stockage intermédiaire et le flux réinjecté en période de faible charge ou faire l'objet d'un épaissement spécifique.

4.2.5.8 Digestion des boues

Pour rappel, les boues primaires et biologiques de la file 1 sont envoyées vers le digesteur primaire puis secondaire.

Les boues biologiques de la file 2 sont envoyées vers l'épaississeur (digesteur primaire transformé en épaisseur) puis évacuées directement vers les lits de séchage. Aucune donnée n'est disponible en entrée et en sortie de cet ouvrage pour évaluer son efficacité.

Les données à disposition sur la période d'étude du 01-02-2009 au 01-04-2010 figurent dans le tableau suivant. Ce tableau suivant indique les taux moyens en MVS en entrée de digesteur primaire et en sortie du digesteur secondaire ainsi que le nombre de valeurs disponibles pour estimer ces moyennes.

PERIODE DU 01/02/09 AU 01/04/10	MVS /MS (%)	Nombre de valeur sur la période considérée
ENTREE DE DIGESTEUR PRIMAIRE	71	68
SORTIE DE DIGESTEUR SECONDAIRE	63	66
RENDEMENT GLOBAL SUR LES MVS	13%	

Rendement des digesteurs.

D'une manière générale, les temps de séjours sont trop faibles pour obtenir un rendement normal (temps de séjour dans le digesteur primaire : 7 jours et dans le digesteur secondaire : 5 jours). Les volumes de digestion à disposition (avec un digesteur primaire utilisé en épaisseur) sont insuffisants pour atteindre une performance correcte.

Des rendements de l'ordre de 40 à 50% peuvent être atteints pour un mélange de boue primaire et biologique pour un temps de séjour entre 20 et 25 jours et des charges appliquées de l'ordre de 2 KgMV/m³/j). Or, dans la configuration de fonctionnement actuelle, les charges appliquées sont de 3.6 KgMV/m³ de digestion et par jour pour le digesteur primaire valeur très largement supérieure au ratio à maintenir pour obtenir une bonne digestion.

4.2.5.9 Valorisation du biogaz

Aucune donnée journalière de production de biogaz sur une période de plusieurs mois n'a pu être identifiée dans les données transmises. Il est donc impossible de calculer une moyenne de production journalière.

Sur la base du rendement d'élimination de la digestion identifié au paragraphe précédent, il peut être estimé une dégradation moyenne de 1 400 kg de MVS/j sur la période du 01-02-2009 au 01-04-2010

Sur la base d'un ratio de production de 1 m³ de biogaz par kg de MVS éliminé, 1400 m³ de biogaz par jour seraient produits.

Pour un taux de méthane dans le biogaz de 65%, 950 m³ de méthane par jour sont disponibles pour le moteur à gaz soit un fonctionnement journalier de 6.7 heures avec une capacité unitaire de 140 m³/h.

4.2.5.10 Séchage des boues

Les quantités de boue envoyées sur les lits de séchage sont actuellement les suivantes :

	Charge MS entrée (kg/j)
Boue digérée	13 000
Boue issue de l'épaississeur	4 300 (1)
Quantité globale	17 600

Charges théoriques de boue envoyée sur les lits de séchage.

(1) La charge en MS issues de l'épaississeur est estimée en retirant 10% des MS recirculées par les surverses de l'épaississeur

La superficie totale des lits de séchage de boue est de 18 250 m²

La base de dimensionnement retenu pour un lit de séchage est généralement prise entre 0,2 à 0,6 kg MS/m².jour. Le ratio actuel de charge sur les lits de séchage est de 0.96 kg MS/m².jour ce qui très largement supérieur au ratio de dimensionnement pour obtenir un bon rendement de séchage correct.

En considérant une épaisseur de 50 cm de boue sur les lits de séchage, le volume de stockage disponible est de 9 125 m³. La production de boues de 15 jours (temps nécessaire pour le séchage des boues à une siccité correcte en période sèche) est d'environ 10 500 m³ (soit 17 600 kg MS/j à une concentration de 25 g/l), le volume et la superficie totale des lits de séchage à disposition sont insuffisants.

4.2.6 Conclusion sur le fonctionnement de la station

TAUX DE CHARGE HYDRAULIQUE

Sur la période d'étude du 16/10/2008 au 01/04/2010, le volume moyen est de 21 846 m³/j, pour une capacité des prétraitements de 19 200 m³/j et du traitement biologique de 17 000 m³/j.

La station fonctionne donc à un taux de charge hydraulique de 114% en moyenne sur les prétraitements et de 129% en moyenne sur le traitement biologique.

TAUX DE CHARGE POLLUANTE

Sur la période du 16/10/2008 au 01/04/2010, la station a fonctionné avec des taux de charge moyens respectifs de 114, 133% et 89 % respectivement pour la DBO₅, DCO et les MES.

QUALITE DE L'EAU TRAITEE EN SORTIE DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO ₅	MES	NH ₄	PO ₄
Concentration moyenne - EAU TRAITEE (mg/l)	165	98	60	28	9
Norme sénégalaise	100	40	50	30	10
RENDEMENT GLOBAL DE LA STATION	91%	90%	90%	72%	67%

Les garanties de traitement ne sont pas respectées pour la DCO, DBO5 et MES. Ces dépassements sont dus à la surcharge hydraulique à laquelle est soumise la station et à la forte concentration en DCO de l'effluent brut.

Les rendements respectent toutefois les objectifs internes fixés par l'ONAS au mode normal pour l'année 2009 (MES: 85% ; DBO5: 85% ; DCO: 85%)

QUALITE DU REJET DE LA STATION

Le rejet de la station comprend les eaux issues du traitement biologique, les eaux rejetées à l'aval du traitement primaire, à l'aval des prétraitements, et les effluents by-passés en entrée de station.

PERIODE DU 16/10/2008 AU 01/04/2010	DCO	DBO ₅	MES	NH ₄	PO ₄
Concentration moyenne au rejet de la station dans l'émissaire en mer (mg/l)	563	315	193	45	13
RENDEMENT GLOBAL	70%	69%	69%	55%	51%

Les concentrations au rejet de la station sont élevées. Les rendements globaux d'élimination sont insuffisants par rapport à la norme.

Les rendements respectent toutefois les objectifs internes fixés par l'ONAS en mode dégradé pour l'année 2009 (MES: 50% ; DBO5: 50% ; DCO: 50%)

STATION DE POMPAGE AMONT

La capacité hydraulique de la station de pompage en entrée est suffisante mais limite en temps de pluie.

La pointe horaire de temps sec sera relevée avec trois vis, la station dispose alors des 2 groupes de pompage de secours en cas de panne.

La pointe horaire de temps de pluie sera relevée avec trois vis plus un groupe de pompage immergé la station dispose encore alors d'un groupe de pompage de secours en cas de panne.

DEGRILLAGE

Les deux canaux de dégrillage sont insuffisants au regard des débits traités au regard des débits traités. Ce poste pose de sérieux problèmes d'exploitation avec une présence permanente de personnel pour éviter le bouchage des dégrilleurs.

DESSABLAGE - DESHUILAGE

La seule file actuellement disponible et en fonctionnement est insuffisante au regard des débits traités. La deuxième file doit être remise en service dans les plus brefs délais.

TRAITEMENT PRIMAIRE

Les rendements du décanteur primaire sont élevés pour les trois paramètres. Pour les MES, il pourrait être supérieur compte tenu des concentrations constatées dans l'eau brute (620 mg/l en moyenne).

Sur le plan hydraulique, le décanteur peut donc recevoir un débit plus important que le débit actuel de 14 000 m³/j. Il est envisageable d'envoyer le débit de 17 000 m³/j directement sur le décanteur primaire. Cela permettrait de délester la charge en entrée de la deuxième filière biologique F2 qui reçoit actuellement 3 000 m³/j d'eau non décantée.

TRAITEMENT BIOLOGIQUE

Les rendements du traitement biologique sont insuffisants.

Sur la file 1, il devrait être plus élevé compte tenu d'une charge hydraulique moyenne de l'ordre de 80% de sa capacité nominale.

Sur la file 2, les rendements sont insuffisants au regard des rendements obtenus classiquement sur une boue activée moyenne charge. Ces rendements insuffisants sont essentiellement dus à une surcharge hydraulique constatée sur la file N°2 (111% de sa capacité nominale)

La répartition hydraulique entre les deux files biologiques n'est pas cohérente avec leur capacité nominale. La file 1 n'est pas sollicitée au maximum de sa capacité hydraulique (78% en moyenne), alors que la nouvelle file biologique 2 fonctionne à un taux moyen de 110%.

TRAITEMENT TERTIAIRE

Les analyses bactériologiques sont insuffisantes pour valider les performances du traitement

Le traitement tertiaire ne fonctionne pas à sa capacité nominale (760 m³/j en moyenne journalière pour une capacité nominale théorique de 5 700 m³/j). Pour fonctionner à sa capacité nominale, du personnel permanent doit être affecté au traitement tertiaire pour assurer 2 à 3 curages par semaine.

STATION DE POMPAGE AVAL (rejet en mer)

Lors de la période d'hivernage et lorsque les vis du poste de relevage en amont fonctionne en permanence, la capacité de la station de refoulement aval est insuffisante pour évacuer les eaux acceptées sur la station et évacuées vers le by-pass. La conduite générale de by-pass se met en charge et le trop plein est déversé par les regards de la conduite de by-pass.

Les eaux sont alors déversées sur le site de la station et participe à l'inondation des zones les plus basses du site (zone de digestion).

Ce poste de refoulement aval est donc le facteur limitant de la capacité hydraulique de la station, et induit des problèmes d'accès à certains ouvrages et de salubrité.

CHARGES IDENTIFIEES DES RETOURS EN TETE DE TRAITEMENT

Sur la base des mesures de production de boue, une charge de 4 000 kg MS/j correspondante au retour en tête de station est identifiée. Cette charge qui circule en permanence sur la station doit être au minimum tamponnée dans un ouvrage de stockage intermédiaire et le flux réinjecté en période de faible charge ou doit faire l'objet d'un épaissement spécifique.

DIGESTION

Dans la configuration actuelle du traitement des boues, les temps de séjours sont trop faibles pour obtenir un rendement normal. Les volumes de digestion à disposition (avec un digesteur primaire utilisé en épaisseur) sont insuffisants pour atteindre une performance correcte.

VALORISATION DU BIOGAZ

Les capacités de production d'électricité à partir du moteur à gaz ne sont pas suffisamment utilisées compte tenu de la faible production de biogaz due au sous-dimensionnement des digesteurs.

LITS DE SECHAGE

Le volume et la superficie totale des lits de séchage à disposition sont insuffisants au regard des productions de boues actuelles.

4.3 Diagnostic fonctionnel de la station de Niayes

Le diagnostic fonctionnel s'appuie sur la visite du 14 Avril 2010 et sur la base des analyses des résultats journaliers de l'auto-surveillance transmises par les services de l'ONAS.

4.3.1 Taux de charge de l'installation

- La station de Niayes a été mise en service très récemment ; les données de l'auto-surveillance à disposition s'étalent sur une courte période allant du 25 janvier au 29 mars 2010.
- Les prélèvements sont effectués une fois par semaine, toutes les deux heures pendant une journée entière (8h). L'échantillon composite journalier est alors analysé le jour suivant par le laboratoire de l'ONAS à Cambérène.
- Les prélèvements se font sur l'eau brute dessablée, sur l'eau clarifiée ainsi que sur l'eau filtrée.
- Les débits sont mesurés au niveau du débitmètre en sortie de station.

4.3.1.1 Taux de charge hydraulique

PERIODE DU 25 JANVIER AU 29 MARS 2010	EAU BRUTE
Volume moyen (m3/j)	538
Volume maximal relevé (m3/j)	582
Capacité de la station (m3/j)	875
Taux de charge volumique moyen (%)	62%
Taux de charge volumique maximal (%)	67%

Taux de charge volumique de la station de niayes.

La station de Niayes fonctionne actuellement à un taux de charge moyen de 62%.
Un volume moyen journalier de 340 m3 supplémentaires pourrait être admis à la station.

4.3.1.2 Taux de charge polluante

- Concentration de l'eau brute

Le tableau suivant présente les concentrations moyennes journalières sur la période d'analyse ainsi que la concentration à la charge nominale de dimensionnement.

PERIODE DU 25 JANVIER AU 29 MARS 2010 - EAU BRUTE					
	MES	DBO5	DCO	NTK	PT
Concentration moyenne (mg/l)	332	695	1 285	143	25
Concentration maximale relevée (mg/l)	592	800	1 634	223	39
Concentration à la charge nominale (mg/l)	1 149	678	1 747	281	64

Caractéristiques de l'eau brute a l'entrée de la station de niayes.

La concentration moyenne en MES dans l'eau brute très faible comparée à la concentration retenue pour le dimensionnement de la station. Hormis la DBO5, l'ensemble des paramètres DCO, NTK, PT présentent des concentrations inférieures aux garanties.

Le rapport moyen DCO/DBO de 1.8 confirme l'origine domestique des effluents et indique une bonne biodégradabilité de ceux-ci.

- Charges polluantes

Du fait des faibles débits en entrée de station, les charges polluantes sont faibles comparées aux critères de dimensionnement. Les taux de charge moyens sont de 18% 65% et 45% respectivement pour les MES, la DBO5 et la DCO. Le taux de charge particulièrement faible des MES s'explique également par une concentration moyenne en MES de l'eau brute très en dessous des garanties (tableau ci-dessus).

PERIODE DU 25 JANVIER AU 29 MARS 2010 - EAU BRUTE			
	MES	DBO5	DCO
Charge polluante moyenne (kg/j)	179	374	692
Charge polluante maximale (kg/j)	592	800	1 634
Capacité de traitement (kg/j)	1 005	593	1 529
Taux moyen de charge polluante %	18%	63%	45%
Taux de Charge polluante maximal %	59%	135%	107%

Taux de charge polluante de la station de niayes.

4.3.2 Qualité du rejet

PERIODE DU 25/01/2010 AU 29/03/2010	MES	DBO5	DCO	NTK	PT
Concentration moyenne - EAU BRUTE (mg/l)	332	695	1 285	143	25
Concentration moyenne en sortie de clarificateur (mg/l)	61.9	23.1	145.5	12.9	22.7
Concentration moyenne en sortie de filtre à sable (mg/l)	21.5	10	109	5.5	18
Norme sénégalaise	50	40	100	30	10
RENDEMENT DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE	81%	97%	89%	91%	9%
RENDEMENT DU TRAITEMENT TERTIAIRE*	94%	99%	92%	96%	28%

Qualité du rejet au droit de la station Niayes.

Les rendements sont respectés et les normes sénégalaises sont respectées hormis pour le paramètre DCO qui dépasse de 9mg/L en moyenne la norme sénégalaise fixée à 100 mg/L.

*Les rendements du traitement tertiaire ont une valeur indicative, il s'agit du rendement moyen calculé sur les quelques journées où les filtres ont fonctionné. Actuellement les filtres ne servent pas et les charges réellement rejetées sont celles calculées à partir des concentrations en sortie de clarificateur.

4.4 Diagnostic fonctionnel de la station de SHS

Le diagnostic fonctionnel s'appuie sur la visite du 14 avril 2010 et sur la base des analyses des résultats journaliers de l'auto-surveillance transmises par les services de l'ONAS.

4.4.1 Taux de charge de l'installation

- La station de SHS a été mise en service très récemment ; les données de l'auto-surveillance à disposition s'étalent sur une courte période allant du 19 juin 2009 au 1er avril 2010.
- Les prélèvements sont effectués une fois par semaine, toutes les deux heures pendant une journée entière (8h). L'échantillon composite journalier est alors analysé le jour suivant par le laboratoire de l'ONAS à Cambéréne.
- Les prélèvements se font sur l'eau brute dessablée, sur l'eau clarifiée ainsi que sur l'eau filtrée.
- Le débit reçu à la station par le débitmètre installé à la sortie de la station (il n'y a pas de by-pass des eaux brutes).

4.4.1.1 Taux de charge hydraulique

PERIODE DU 19 JUIN AU 1 AVRIL 2010	EAU BRUTE
Volume moyen (m3/j)	402
Volume maximal relevé (m3/j)	636
Capacité de la station (m3/j)	595
Taux de charge volumique moyen (%)	68%
Taux de charge volumique maximal (%)	68%

Taux de charge volumique a la station de SHS.

La station de SHS peut recevoir un débit maximal de 595 m³/j, or actuellement le débit moyen reçu est de 402 m³/j soit un taux de charge hydraulique de 68%. La station n'a donc pas atteint sa charge nominale.

NB : Récemment, des raccordements provisoires ont été effectués à la station, il s'agit de la cité des enseignants, du quartier Fit Minth et du quartier Darou Salam. Ces quartiers seront prochainement raccordés à une station de pompage qui transférera ces eaux usées à la station de Cambéréne.

4.4.1.2 Taux de charge polluante

- Concentration de l'eau brute

Le tableau suivant présente les concentrations moyennes journalières sur la période d'analyse ainsi que la concentration à la charge nominale de dimensionnement.

PERIODE DU 19/06/2009 AU 01/04/2010	MES	DBO5	DCO	NTK	PT
Concentration moyenne (mg/l)	533	896	1213	127	25
Concentration maximale relevée (mg/l)	940	1728	1659	187	44
Concentration à la charge nominale (mg/l)	600	600	1 200	202	61

Concentration de l'eau brute au niveau de la station de SHS.

Les concentrations de l'effluent brut sont proches des concentrations garanties, hormis pour la DBO5 où la concentration moyenne en entrée de station est assez élevée (environ 900 mg/L pour une garantie à 600 g/L).

Le rapport moyen DCO/DBO de 1.3 confirme l'origine domestique des effluents et indique une très bonne biodégradabilité de celui-ci. Ce rapport est anormalement bas.

- Charges polluantes

La station atteint ses capacités en termes de traitement de la charge polluante. En effet, elle fonctionne à un taux de charge polluante moyen de 80% et 91% pour les MES et la DCO. Le paramètre limitant est la DBO5 avec un taux de charge moyen de 135%.

PERIODE DU 19/06/2009 AU 01/04/2010 - EAU BRUTE			
	MES	DBO5	DCO
Charge polluante moyenne (kg/j)	287	482	653
Charge polluante maximale (kg/j)	378	695	668
Capacité de traitement (kg/j)	357	357	714
Taux moyen de charge polluante %	80%	135%	91%
Taux de Charge polluante maximal %	106%	195%	94%

Taux de charge polluante de la station de SHS.

4.4.2 Qualité du rejet

PERIODE DU 25/01/2010 AU 29/03/2010	MES	DBO5	DCO	NTK	PT
Concentration moyenne - EAU BRUTE (mg/l)	533	896	1213	127	25
Concentration moyenne en sortie de clarificateur (mg/l)	62	23	146	13	23
Concentration moyenne en sortie de filtre à sable (mg/l)	21.5	315	193	45	13
Norme sénégalaise	50	40	100	30	10
RENDEMENT DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE	88%	97%	89%	91%	9%
RENDEMENT DU TRAITEMENT TERTIAIRE*	-	-	-	-	-

Qualité du rejet en sortie de SHS.

Les rendements du traitement biologique sont respectés, et correspondent à des rendements auxquels on peut s'attendre étant donné le fonctionnement de la file biologique à moyenne charge.

Nous ne disposons pas d'assez de données sur les résultats du traitement tertiaire pour en analyser les rendements.

LISTE DES ANNEXES

- A5.2.1-a Carte des types de sols de l'aire d'étude
- A5.2.1.b Pluies de projets
- A5.2.2-a Localisation des bassins versants d'eaux pluviales - Zone Ouest
- A5.2.2-b Caractéristiques des bassins versants d'eaux pluviales - Zone Ouest
- A5.2.2-c Réseau structurant Eaux pluviales - Zone Ouest
- A5.2.2-d Architecture du modèle Eaux pluviales - Zone Ouest
- A5.2.2-e Présentation des points soumis à interprétation : SIG / études antérieures / cohérence de terrain – Modélisation pluviale - Zone Ouest
- A5.2.2-f Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 2 ans - Zone Ouest
- A5.2.2-g Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 5 ans - Zone Ouest
- A5.2.2-h Diagnostic de l'assainissement pluvial pour une période de retour 10 ans - Zone Ouest
- A5.2.2-i Cartographie des zones inondables de 1989 - Zone Ouest
- A5.2.3-a Topologie du modèle d'eaux pluviales - Nœuds et tronçons - Zone Est
- A5.2.3-b Topologie du modèle d'eaux pluviales - Niayes - Zone Est
- A5.2.3-c Lois Hauteur-Surface-Volume des niayes modélisées
- A5.2.3-d Découpage de l'aire d'étude en bassins versants d'eaux pluviales - Zone Est
- A5.2.3-e Caractéristiques des sous-bassins versants d'eaux pluviales - Zone Est
- A5.2.3-f Cartographie des zones inondées le 22 août 2005
- A5.2.3-g Cartographie des zones inondées le 14 octobre 2009 suite aux inondations de l'hivernage 2009
- A5.2.3-h Cartographie des zones inondées suite à la pluie du 22 août 2005 - Résultats de la modélisation
- A5.2.3-i Cartographie des zones inondées suite à la pluie du 24 août 2009 - Résultats de la modélisation
- A5.2.3-j Débits générés par les bassins versants - Résultats de la modélisation
- A5.2.3-k Diagnostic hydraulique pour une période de retour 2 ans
- A5.2.3-l Diagnostic hydraulique pour une période de retour 5 ans
- A5.2.3-m Diagnostic hydraulique pour une période de retour 10 ans
- A5.2.3-n Hauteurs d'eau dans les niayes - Résultats de la modélisation
- A5.2.3-z Détails des résultats de la modélisation (sur le cédérom joint)
- A5.3.1-a Localisation des bassins et sous-bassins versants d'eau usée – Zone Ouest
- A5.3.2-b Caractéristiques des bassins versants de collecte– Zone Ouest
- A5.3.2-c Réseau structurant Eaux Usées - Zone Ouest
- A5.3.2-d Architecture du modèle Eaux usées - Zone Ouest
- A5.3.2-e Présentation des points soumis à interprétation : SIG / études antérieures / cohérence de terrain – Modélisation eaux usées - Zone Ouest
- A5.3.2-f Diagnostic de l'assainissement eaux usées pour la situation actuelle - Zone Ouest
- A5.3.3-a Découpage de l'aire d'étude en bassins versants d'eaux usées - Zone Est
- A5.3.3-b Débits d'eaux usées par bassins versants