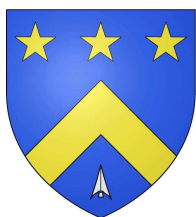


COMMUNE DE PORT-BAIL



Février 2012



PLAN LOCAL D'URBANISME

Annexes sanitaires -
Élimination des déchets


SAFEGE
Ingénieurs Conseils

SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ILE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX
Agence de RENNES : 1 rue du Général de Gaulle - CS 90293 - 35761 SAINT-GRÉGOIRE cedex

TABLE DES MATIÈRES

1 Principes de fonctionnement du service.....	2
1.1 Collecte.....	2
1.1.1 Ordures ménagères	2
1.1.2 Tri sélectif.....	2
1.1.3 Apport volontaire en déchetterie	3
1.2 Traitement et recyclage	3
2 Synthèse des quantités collectées	4

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 2-1 : Quantités d'ordures ménagères collectées	5
Figure 2-2 : Quantités collectées en déchèterie	6
Figure 2-3 : Quantités issues du tri sélectif.....	7
Figure 2-4 : Evolution mensuelle des quantités d'ordures ménagères collectées	8
Tableau 2-1 : Evolution de la population adhérente au service de collecte des déchets	4

La compétence pour l'élimination et la valorisation des déchets a été transférée à la Communauté de Communes de la CÔTE-DES-ISLES (regroupement de 16 communes), qui compte environ 8 000 résidents en hiver et 35 000 en pointe estivale.

Le fonctionnement du dispositif sera prochainement décrit dans le SCOT du PAYS COTENTIN.

On distingue 3 types de déchets collectés :

- ✓ les ordures ménagères : environ 400 kg/hab./an,
- ✓ les déchets reçus en déchèteries (encombrants, déchets verts, gravats, ferrailles et Déchets Ménagers Spéciaux (DMS) : environ 300 kg/hab./an,
- ✓ les déchets issus du tri sélectif (corps plats, corps creux, verre) : environ 150 kg/hab./an.

1

Principes de fonctionnement du service

1.1 Collecte

Le service de collecte et d'évacuation des déchets est assuré en régie directe par la Communauté de Communes la CÔTE-DES-ISLES.

1.1.1 Ordures ménagères

3 camions effectuent une collecte en porte à porte 2 à 3 fois par semaine :

- ✓ des sacs poubelles aux entrées de propriétés en ville,
- ✓ des sacs poubelles regroupés en containers collectifs dans les hameaux et petits villages de rétro – littoral.

1.1.2 Tri sélectif

Sur la commune de BARNEVILLE-CARTERET, ramassage en porte à porte une fois toutes les deux semaines des emballages regroupés comme suit :

- ✓ corps creux (bouteilles, boîtes, etc.) en sacs jaunes,
- ✓ corps plats (papiers, cartons, etc.) en sacs bleus,
- ✓ les cartons aplatis peuvent être déposés hors sacs en attente de ramassage.

Les déchets triés peuvent également être déposés en apport volontaire dans les 70 points de propreté, répartis sur la Communauté de Communes, qui regroupent chacun 3 containers :

- ✓ corps plats,
- ✓ corps creux,
- ✓ verre.

1.1.3 Apport volontaire en déchetterie

Deux déchetteries existent sur la Communauté de Communes :

- ✓ Au Nord : Commune des MOITIERS D'ALLONNE.
- ✓ Au Sud : Commune de PORTBAIL

La déchetterie de PORTBAIL se situe au lieu « Le Fredin », en bordure gauche de la route de Bricquebec (RD 50, au Nord du bourg), environ 800 m après la traversée de voie ferrée.

1.2 Traitement et recyclage

Les déchets collectés sont transférés pour traitement et recyclage au Syndicat Mixte « COTENTIN TRAITEMENT », qui accueille les déchets de 173 communes.

2

Synthèse des quantités collectées

Les figures 2-1 à 2-3 illustrent les quantités collectées. Les données présentées couvrent 2 situations administratives distinctes (tableau 2-1) :

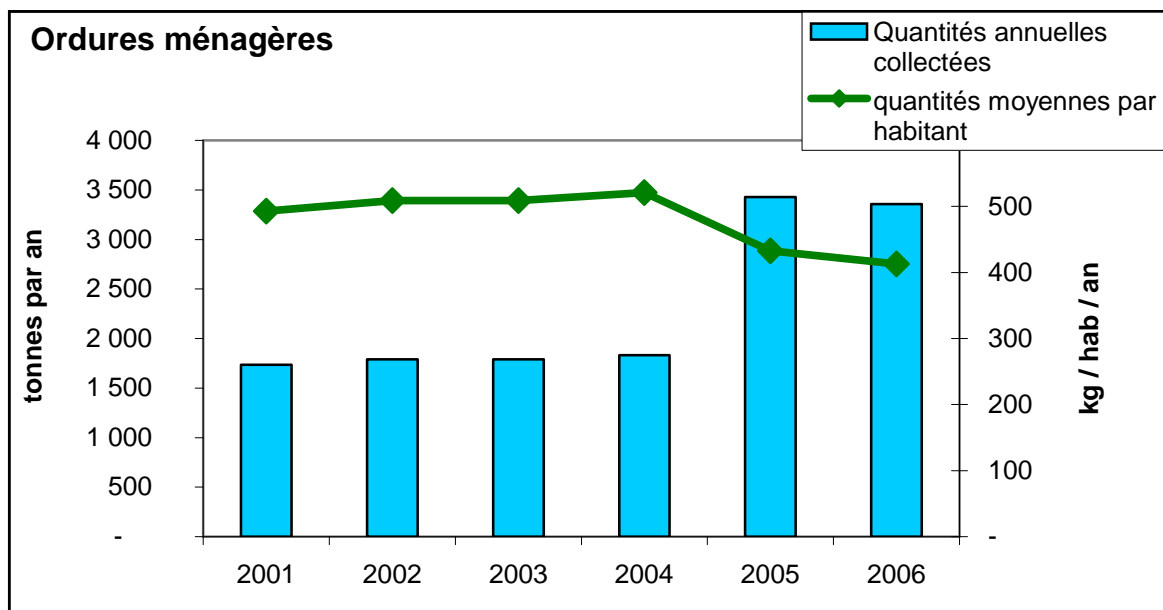
- ✓ jusqu'en 2004, collecte des déchets par la Communauté de Communes de la RÉGION DE PORTBAIL,
- ✓ à partir de 2005, collecte des déchets par la Communauté de Communes de la CÔTE-DES-ISLES (« 3CI »).

Tableau 2-1 : Evolution de la population adhérente au service de collecte des déchets

année	nombre d'habitants permanents adhérents	Collectivité en charge de la collecte des déchets
2 001	3 517	Communauté de communes de la Région de Port Bail
2 002	3 517	
2 003	3 517	
2 004	3 517	
2 005	7 923	Communauté de Communes de la Côte des Isles
2 006	8 131	

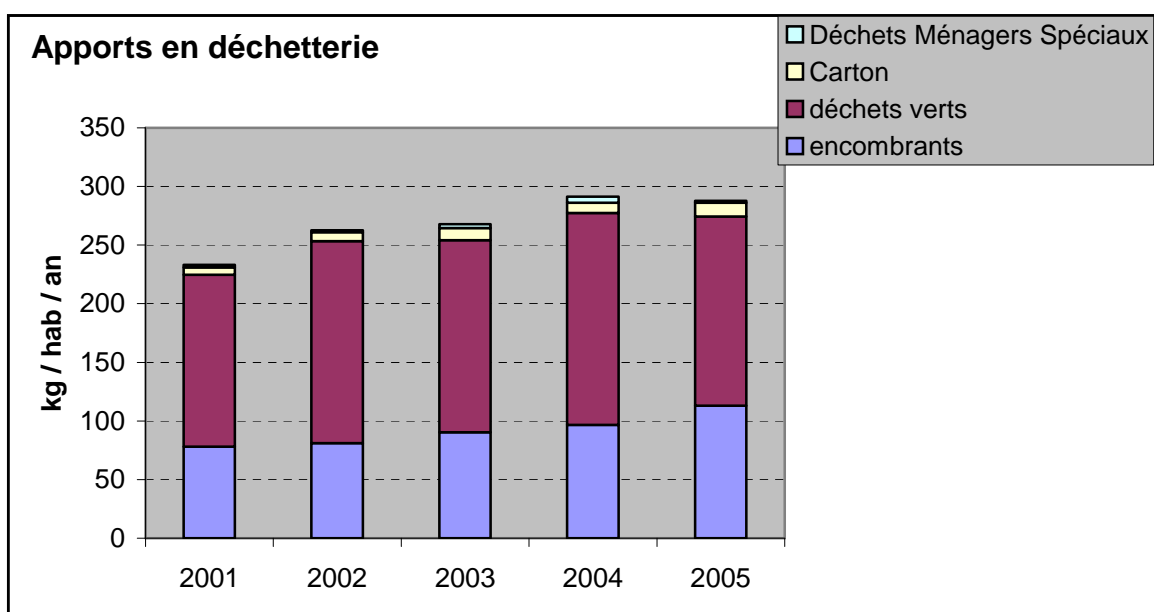
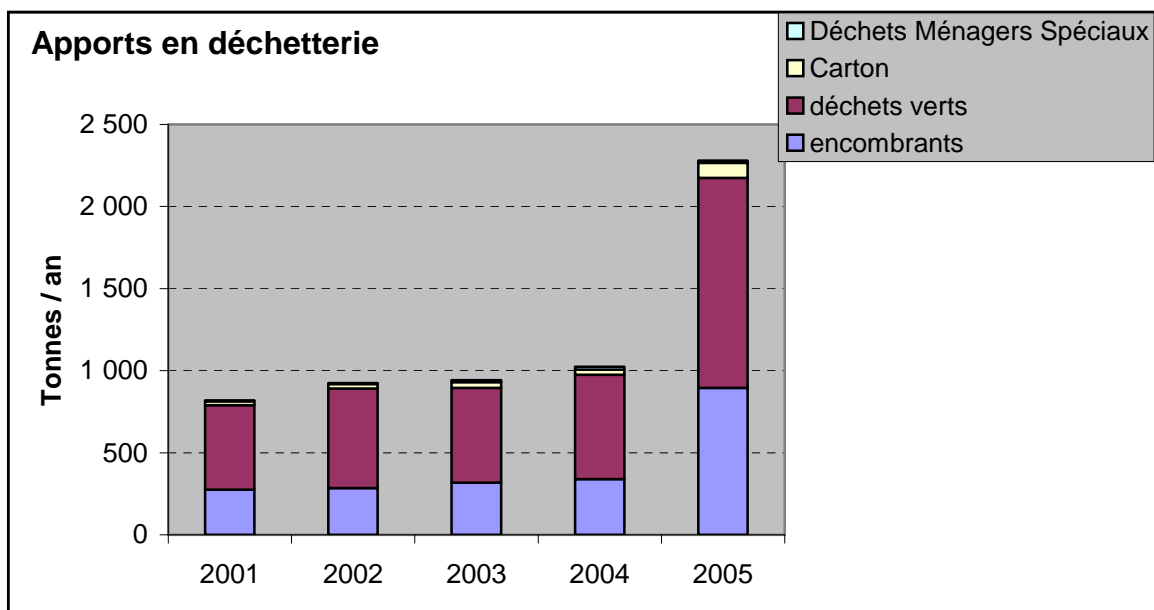
P:\Projets\FR_50\C_PortBail\RE03994_10\Technique\calculs\Déchets\tonnages.xls\population

La figure 2-4 montre enfin que les quantités d'ordures ménagères produites sur la 3CI doublent en saison estivale, par rapport à la moyenne annuelle. Les quantités produites au mois d'août représentent 3 fois les quantités produites durant les mois d'hiver.



P:\Projets\FR_50\C_PortBail\RE03994_10\ Technique\calculs\Déchets\tonnages.xls\population

Figure 2-1 : Quantités d'ordures ménagères collectées



P:\Projets\FR_50\C_PortBail\RE03994_10_Technique\calculs\Déchets\tonnages.xls\population

Figure 2-2 : Quantités collectées en déchetterie

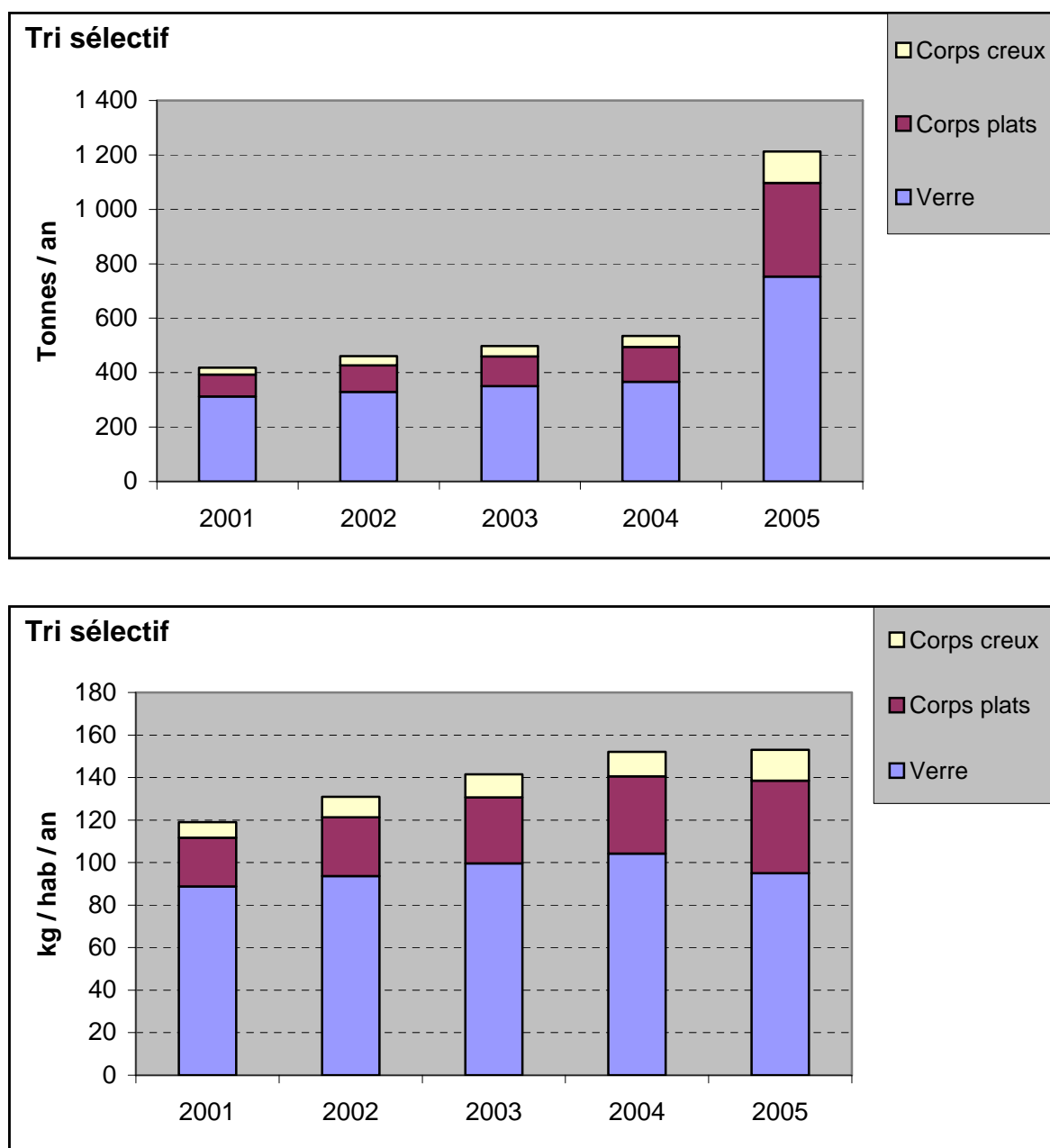
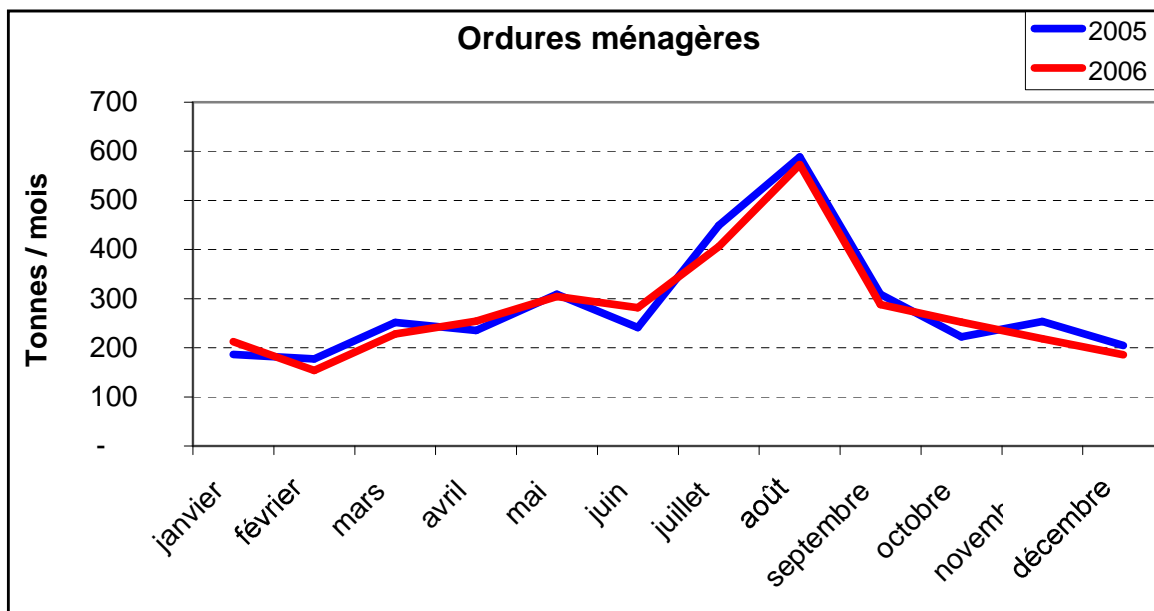


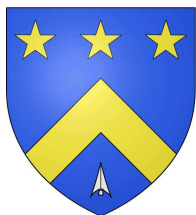
Figure 2-3 : Quantités issues du tri sélectif



P:\Projets\FR_50\C_PortBail\RE03994_10\Technique\calculs\Déchets\tonnages.xls\Graphs

Figure 2-4 : Evolution mensuelle des quantités d'ordures ménagères collectées

COMMUNE DE PORT-BAIL



Février 2012



PLAN LOCAL D'URBANISME

Annexes sanitaires -
Assainissement pluvial


SAFEGE
Ingénieurs Conseils

SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ÎLE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX
Agence de RENNES : 1 rue du Général de Gaulle - CS 90293 - 35761 SAINT-GRÉGOIRE cedex

SOMMAIRE

Liste des photos, figures, tableaux et plans

1 Introduction	1
2 Analyse du fonctionnement du réseau existant.....	3
2.1 Le réseau d'assainissement pluvial	3
2.2 Découpage de la zone d'étude en sous-bassins versants.....	3
2.3 Analyse capacitaire	9
2.4 Analyse des débordements signalés	10
2.4.1 Impasse des Rosiers.....	10
2.4.2 Rue Hellouin.....	10
3 Propositions d'orientations	14
3.1 Aménagement relatifs aux insuffisances vis-à-vis des apports actuels.....	14
3.2 Aménagement relatifs à l'urbanisation future.....	14
3.2.1 Détermination du débit de rejet pluvial maximum autorisé.....	18
3.2.2 Détermination des volumes de rétention nécessaires	18
3.2.3 Limitation de l'incidence qualitative de l'assainissement pluvial des zones d'urbanisation future	20
4 Conclusion	24

ANNEXE 1 : Méthodologie des calculs hydrauliques et hydrologiques

ANNEXE 2 : Coefficients pluviométriques de MONTANA utilisés

**ANNEXE 3 : Schémas de principe de bassins combinant les fonctions de rétention
et de traitement des eaux de ruissellement**

oooOooo

LISTE DES PHOTOS, TABLEAUX, FIGURES, ET PLANS

Liste des photos

Photo 1.1 : Vue aérienne de la zone d'étude	2
---	---

Liste des figures

Figure 2.1 : Carte des bassins versants	5
Figure 2.2 : Comparaison débits capables - débits de pointe décennaux	12
Figure 2.3 : Carte des insuffisances	13
Figure 3.1 : Carte de synthèse des orientations proposées	15
Figure 3.2 : Schémas de principe de techniques alternatives	17
Figure 3.3 : Récapitulatif des volumes de rétention d'eaux pluviales à prévoir sur les zones d'urbanisation futures	21

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Caractéristiques des principaux nœuds du réseau pluvial	4
Tableau 2.2 (1) : Caractéristiques des bassins versants de la commune	6
Tableau 2.2 (2) : Caractéristiques des bassins versants de la commune	7
Tableau 2.3 : Estimation des coefficients de ruissellement à partir des zones du PLU.....	8
Tableau 2.4 : Niveaux de protection apportés par le réseau	11
Tableau 3.1 : Avantages et inconvénients de la rétention globale ou répartie sur la zone	19
Tableau 3.2 : Caractéristiques hydrologiques des trois grands bassins versants de la zone d'étude	20
Tableau 3.3 : Calcul des bassins de rétention à prévoir dans le cas d'une gestion collective de la rétention des eaux pluviales des zones d'urbanisation futures	22

Plans hors texte

- n° 07.10.010 : Découpage des bassins versants et localisation des insuffisances
- n° 07.10.011 : Zonage conseillé _ option court et long terme dissociés
- n° 07.10.012 : Zonage conseillé _ option court et long terme regroupés
- n° 07.10.013 : Réseau d'eaux pluviales du bassin versant du bourg
- n° 07.10.016 : Réseau d'eaux pluviales du bourg

oooOooo

Introduction

La présente annexe sanitaire eaux pluviales a pour objet :

- ♦ de décrire l'organisation actuelle du réseau pluvial de la commune,
- ♦ de présenter un bilan de fonctionnement de ce dernier,
- ♦ d'indiquer les aménagements qui paraissent utiles à réaliser,
- ♦ de préconiser des possibilités d'organisation de l'assainissement pluvial des zones d'urbanisation futures.

Ce document traite principalement le cas du bassin versant du bourg.

Sur le reste de la commune, l'assainissement pluvial, qui s'effectue via le réseau de fossés communaux, ou en infiltration à la parcelle sur le secteur de PORTBAIL, ne présente pas de difficulté.

Il s'organise comme suit :

- ♦ présentation du système hydrographique et des insuffisances des ouvrages et réseaux,
- ♦ propositions d'orientations pour :
 - résoudre les insuffisances du réseau existant,
 - organiser l'assainissement des zones d'urbanisation futures.

On note les points faibles connus suivants :

- ♦ des débordements dans la rue Gilles Poërier et dans l'impasse des Rosiers,
- ♦ des problèmes d'évacuation dans des parcelles de la rue Hellouin.

ooo

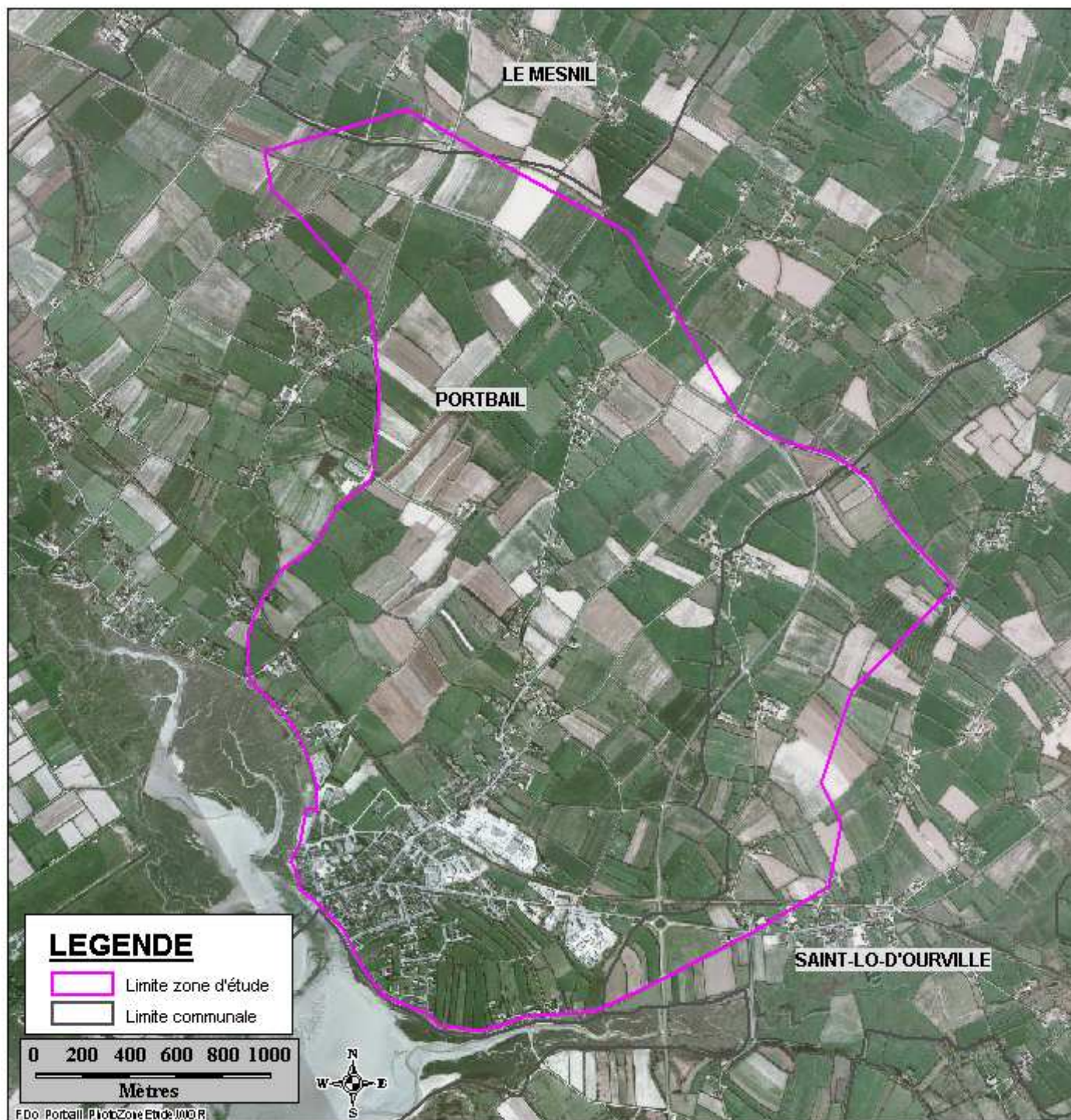


Photo 1.1 : Vue aérienne de la zone d'étude

Analyse du fonctionnement du réseau existant

2.1 Le réseau d'assainissement pluvial

Sur la base des plans de récolement conservés par la commune et d'une reconnaissance de terrain, le plan d'ossature du réseau d'assainissement pluvial a été mis à jour.

La capacité d'écoulement du réseau est estimée aux principaux nœuds du réseau (cf. localisation des exutoires sur le plan n° 07.10.010) comme indiqué dans le tableau 2.1.

2.2 Découpage de la zone d'étude en sous-bassins versants

Le tableau 2.2, le plan n° 07.10.010 et la figure 2.1, présentent le découpage de la commune en sous-bassins versants, réalisé pour l'analyse capacitaire du réseau existant.

Le territoire d'étude a été découpé en 43 bassins versants, dont les superficies varient entre environ 1 et 120 ha selon la densité du réseau. Les coefficients de ruissellement destinés au calcul des débits de retours décennaux ont été définis en fonction du zonage PLU envisagé (cf. tableau 2.3) et de l'occupation du sol observé sur le terrain.

La zone d'étude a été découpée en 5 familles de bassins versants :

- ♦ **G_1 à G_6** : bassin versant du ruisseau de **G**ennetot
- ♦ **I_1 à I_14** : bassins versants **I**ndépendants situés en bordure de l'estuaire du ruisseau du **G**ris
- ♦ **L_1 à L_3** : bassin versant du ruisseau de **L**anquetot
- ♦ **LB_1 à LB_8** : bassin versant de la rue **P**hilippe **L**e **B**el
- ♦ **V_1 à V_12** : bassin versant du ruisseau de la **V**allée

Tableau 2.1 : Caractéristiques des principaux nœuds du réseau pluvial

@Portbaul\RE02884\calculs_NA\Exutoirs_EP_Portbaul_svi07.stb\BV_clem et assemblage

Nom d'exutoire	Bassin versant immédiat (pouvant recevoir des apports d'autres BVs amont)	Type d'exutoire	Section m ²	R _H m	Pente m/m	Rugosité k _s	Vitesse ^J m/s	Débit ^J m ³ /s	Observations
Exut. I_2	I_2	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,042	60	3,06	0,60	
Exut. I_3	I_3	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,056	60	2,52	0,18	
Exut. I_6	I_6	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,038	60	2,90	0,57	
Exut. LB	LB	Tuyau DN 800	0,50	0,20	0,038	60	4,02	2,02	
Exut. I_11	I_11	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,030	60	2,24	0,28	
Exut. I_12	I_12	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,025	60	1,69	0,12	
Exut. V	V	2 Dalots 0,5 x 0,6	2x 0,30	2x 0,14	0,025	50	2,09	1,26	
Exut. V_2	V_2	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,056	60	2,52	0,18	
Exut. V_5	V_5	Tuyau DN 800	0,50	0,20	0,025	60	3,24	1,63	
Exut. V_3	V_3	Tuyau DN 600	0,28	0,15	0,028	60	2,82	0,80	
Exut. V_6	V_6	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,005	60	0,93	0,12	
Exut. LB_3	LB_3	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,007	60	0,90	0,06	
Exut. LB_4	LB_4	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,005	60	1,06	0,21	
Exut. LB_5	LB_5	Tuyau DN 600	0,28	0,15	0,005	60	1,20	0,34	
Exut. LB_7	LB_7	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,005	60	0,75	0,05	
Exut. LB_5 6 7	LB_5 6 7	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,005	60	1,06	0,21	
Exut. G_2	G_2	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,013	60	1,45	0,18	suivi d'un dalot en pierres de 0,4 x 0,5 m
Exut. G_3	G_3	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,015	60	1,82	0,36	
Exut. V_8	V_8	tuyaux DN 300 + DN 400	0,13 + 0,2	0,1 + 0,13	0,005	60	0,99	0,32	
Exut. V_8b	1/2 de V_8	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,005	60	0,91	0,11	
Exut. V_7	V_7	Tuyau DN 500	0,20	0,13	0,021	60	2,17	0,43	
Exut. V_11	V_11	tuyaux DN 300 + DN 400	0,13 + 0,2	0,1 + 0,13	0,005	60	0,99	0,32	
Exut. V_10	V_10	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,014	60	1,55	0,19	
Exut. G_5	G_5	Tuyau DN 1000	0,79	0,25	-	-	2,71	2,13	hypothèse d'une mise en charge de 1,5 m
Exut. G_4	G_4	Tuyau DN 400	0,13	0,10	-	-	3,13	0,39	hypothèse d'une mise en charge de 2 m
Exut. G_6	G_6	Tuyau DN 400	0,13	0,10	0,013	60	1,45	0,18	
Exut. L_2	L_2	Tuyau DN 300	0,07	0,08	0,010	60	1,07	0,08	
Exut. L_3	L_3	tuyaux DN 600 + DN 300	0,28 + 0,07	0,15 + 0,08	0,005	60	0,98	0,39	
Exut. I_8	I_8	Tuyau DN 600	0,3	0,2	0,042	60	3,46	0,98	

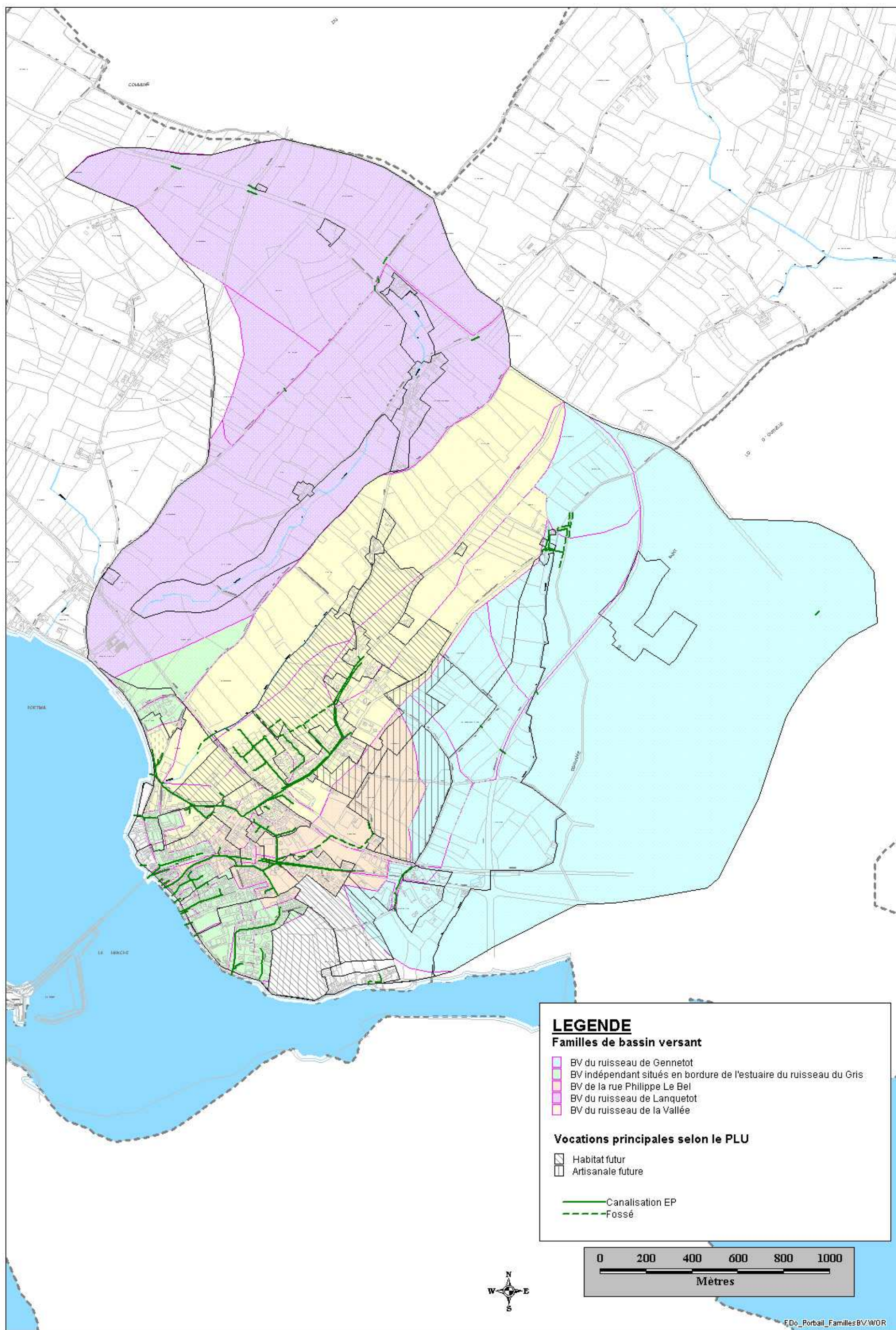


Figure 2.1 : Carte des bassins versants

Tableau 2.2 (1) : Caractéristiques des bassins versants de la commune

Bassin versant	Surface ha	Imperméabilisation		Longueur m	Altimétrie en m IGN		Pente m/m
		actuelle	future		Haut	Bas	
G_1	224,7	0,16	0,16	3 485	38	7	0,009
G_2	1,8	0,54	0,54	354	19,5	14	0,016
G_3	12,3	0,15	0,47	801	26	20	0,007
G_4	19,8	0,15	0,27	817	32	22	0,012
G_5	27,6	0,15	0,16	1 029	38	23	0,015
G_6	16,9	0,15	0,15	869	40	33	0,008
I_1	1,6	0,40	0,40	256	13	7,5	0,021
I_2	4,3	0,39	0,40	528	15,5	7,5	0,015
I_3	2,8	0,40	0,40	266	15	7,5	0,028
I_4	1,0	0,45	0,45	161	12	6	0,037
I_5	0,1	0,45	0,45	57	8	7	0,017
I_6	3,6	0,46	0,46	456	14	7	0,015
I_7	0,3	0,66	0,66	95	10	7	0,031
I_8	1,6	0,73	0,73	244	13	7	0,025
I_9	0,2	0,80	0,80	102	10	6	0,039
I_10	0,2	0,80	0,80	94	10	6	0,042
I_11	2,0	0,80	0,80	330	16	6	0,030
I_12	1,8	0,56	0,56	239	13	8	0,021
I_13	2,1	0,34	0,55	274	17	10	0,026
I_14	9,0	0,20	0,23	772	22,5	10	0,016

Rappel de la codification des familles de bassins versants :

- ♦ **G_1 à G_6** : bassin versant du ruisseau de Gennetot
- ♦ **I_1 à I_14** : bassins versants Indépendants situés en bordure de l'estuaire du ruisseau du Gris

Tableau 2.2 (2) : Caractéristiques des bassins versants de la commune

Bassin versant	Surface ha	Imperméabilisation		Longueur m	Altimétrie en m IGN		Pente m/m
		actuelle	future		Haut	Bas	
L_1	124,0	0,16	0,17	2 645	40	10	0,011
L_2	12,7	0,15	0,15	560	45	39	0,011
L_3	89,4	0,15	0,15	1 642	51	34	0,010
LB_1	2,2	0,72	0,72	493	15,5	7	0,017
LB_3	2,1	0,58	0,58	227	16	15	0,004
LB_4	4,0	0,45	0,45	358	15,5	14	0,004
LB_5	4,6	0,57	0,57	334	16,5	15	0,004
LB_6	4,1	0,60	0,60	548	17	14	0,005
LB_7	2,9	0,48	0,48	479	16	14	0,004
LB_8	18,5	0,28	0,62	879	24	20	0,005
V_1	0,7	0,45	0,45	151	9,5	7	0,017
V_2	2,7	0,40	0,47	283	16	7	0,032
V_3	6,2	0,54	0,61	370	15	8	0,019
V_4	2	0,28	0,45	269	18	15	0,011
V_5	5,8	0,18	0,29	441	18	8	0,023
V_6	3,5	0,47	0,47	334	17	16	0,003
V_7	6,3	0,40	0,41	387	17	12,5	0,012
V_8	5,1	0,50	0,54	447	21	17	0,009
V_9	11,1	0,21	0,45	539	26	15	0,020
V_10	23,4	0,20	0,25	1 417	35	20	0,011
V_11	21,0	0,22	0,29	1 815	40	20	0,011
V_12	71,8	0,16	0,19	2 279	40	12	0,012

Q:\Portbail\RE03994\calculs_NA\Etude_EP_PortBail_avril07.xls\BV_lem et assemblage

Rappel de la codification des familles de bassins versants :

- ♦ **L_1 à L_3 :** bassin versant du ruisseau de **Lanquetot**
- ♦ **LB_1 à LB_8 :** bassin versant de la rue **Philippe Le Bel**
- ♦ **V_1 à V_12 :** bassin versant du ruisseau de la **Vallée**

**Tableau 2.3 : Estimation des coefficients de ruissellement
à partir des zones du PLU**

Nom zone	Vocation	Coefficient de ruissellement	
		actuel	futur
UA	centre ancien	0.8	0.8
UB	proche périphérie du centre bourg	0.45	0.45
UC	périphérie moins dense	0.4	0.4
UL	équipements publics tels que enseignement, sport ...	variable	variable
UZ	activités artisanales et commerciales	0.7	0.7
1AUb	urbanisation future à court terme de type UB	0.15	0.45
1AUc	urbanisation future à court terme de type UC	0.15	0.4
1AUz	urbanisation future à court terme de type UZ	0.15	0.7
2AU	urbanisation future à long terme	0.15	0.4 à 0.7
1N	zone rurale de bâti isolé non destinée à évoluer	0.15	0.15
1Na	zone rurale de bâti isolé où des évolution des bâtiments existants sont admises	0.4	0.4
1Nc	zone rurale de bâti isolé où des constructions nouvelles peuvent être admises	0.4	0.6
1Np	zone rurale de bâti isolé où des évolution des bâtiments existants sont admises sans extensions	0.4	0.4
1Ns	zone rurale destiné à la construction d'ouvrages d'épuration	0.15	0.5
2N	zone naturelle à protéger	0.15	0.15
A	zone agricole	0.15	0.15
INCONNU		0.15	0.15

Q:\Portbail\RE03994\calculs_NA\Etude_EP_PortBail.xls\JC_PLU

2.3 Analyse capacitaire

Afin de calculer le débit de pointe de période de retour décennale au niveau de chaque nœud principal du réseau, un assemblage des sous-bassins versants est réalisé tel qu'indiqué dans le tableau 2.4. Ce tableau récapitule les niveaux de protection apportés par le réseau, exprimés de deux façon :

- ♦ la période de retour des montées d'eau à pleine action dans le réseau. On recommande généralement que ceci ne se produise statistiquement pas plus fréquemment qu'une fois tous les 10 ans ; cette période de retour est estimée à partir du rapport « débit capable / débit de pointe décennal » comme suit :

Débit capable / débit de pointe décennal	Période de retour des mises en charge
2	100 ans
1	10 ans
0,8	5 ans
0,45	1 ans
<i>valeurs intermédiaires : cf. tableau plus complet en annexe</i>	

- ♦ le volume d'eau pluviale excédentaire par rapport à la capacité d'écoulement du réseau à pleine section lors du débit de pointe décennal : « déficit d'écoulement ».

En secteur rural, ces résultats de calculs théoriques sont à confronter avec les observations de terrain de longue durée, car des phénomènes de rétention naturelle d'eaux pluviales peuvent se produire et ne pas être pris en compte pour la méthode rationnelle utilisée pour les calculs de débits (cf. méthodologie détaillée en annexe).

Les figures 2.2 et 2.3 apportent un aperçu plus rapide des insuffisances cartographiées par le plan n° 07.10.010.

On note les principales insuffisances suivantes :

- ♦ rue Gilles Poërier, le point noir connu antérieurement à la présente étude a été atténué par la création d'un délestage vers la résidence du Clos d'Amont, par une canalisation DN 400 placée à hauteur du radier des regards délestés (pas de déversoirs). Une légère insuffisance persiste dans la rue Gilles Poërier en aval de la résidence du Clos d'Amont, avec un déficit estimé à 180 m³ lors du débit de pointe décennal (nœud de calcul V_6) ;
- ♦ le réseau DN 500 mm de la rue de la Graye, contournant un point haut de la rue du Père Albert, présente une insuffisance pour des durées de pluies de l'ordre de l'heure, avec un déficit d'écoulement estimé à environ 1 300 m³ aux nœuds de calcul LB_4 et LB_567. Aucun débordement n'a pourtant été recensé sur le terrain, probablement grâce à la rétention qui s'effectue sur le cours du ruisseau de la Bergerie qui n'est raccordé que par un diamètre 300 mm au réseau de la ville ;

- ♦ une insuffisance d'un tuyau d'environ 40 mètres, canalisant le ruissellement des caniveaux de la portion aval de la rue Gilles Poërier vers le collecteur DN 800 mm de la rue Philippe Le Bel.

2.4 Analyse des débordements signalés

2.4.1 Impasse des Rosiers

Cette impasse est équipée d'un collecteur DN 300 mm collectant un bassin versant d'environ 1,2 ha avec un coefficient de ruissellement voisin de 0,5.

Le débit de pointe décennal à collecter est estimé à 320 m³/h.

Ce débit peut être écoulé par un collecteur DN 300 mm, de pente supérieure ou égale à 0,01 m/m. Dans le cas contraire, le collecteur actuel serait à remplacer par une canalisation DN 400 mm.

Néanmoins, la condition déterminante pour une bonne évacuation des eaux pluviales de ce réseau est que le fossé récepteur reste convenablement dégagé.

Des dispositions sont à prendre pour garantir un bon état de fonctionnement continu du réseau de fossés de ce secteur.

2.4.2 Rue Hellouin

La rue Hellouin, dans sa portion amont, est partiellement équipée d'un collecteur pluvial DN 200 mm. Pour le reste, les eaux pluviales sont évacuées dans les caniveaux de chaussées.

En plus de son diamètre insuffisant (DN 300 minimum recommandé pour les eaux pluviales), le réseau DN 200 mm du haut de la rue se jette dans le caniveau de la chaussée. Cette conception lui impose une cote trop haute pour une évacuation convenable des eaux pluviales des parcelles raccordées.

Il apparaît donc nécessaire de remplacer le réseau actuel par un collecteur souterrain raccordé à l'exutoire pluvial général de la rue, qui se jette au pied du pont menant à Portbail - Plage.

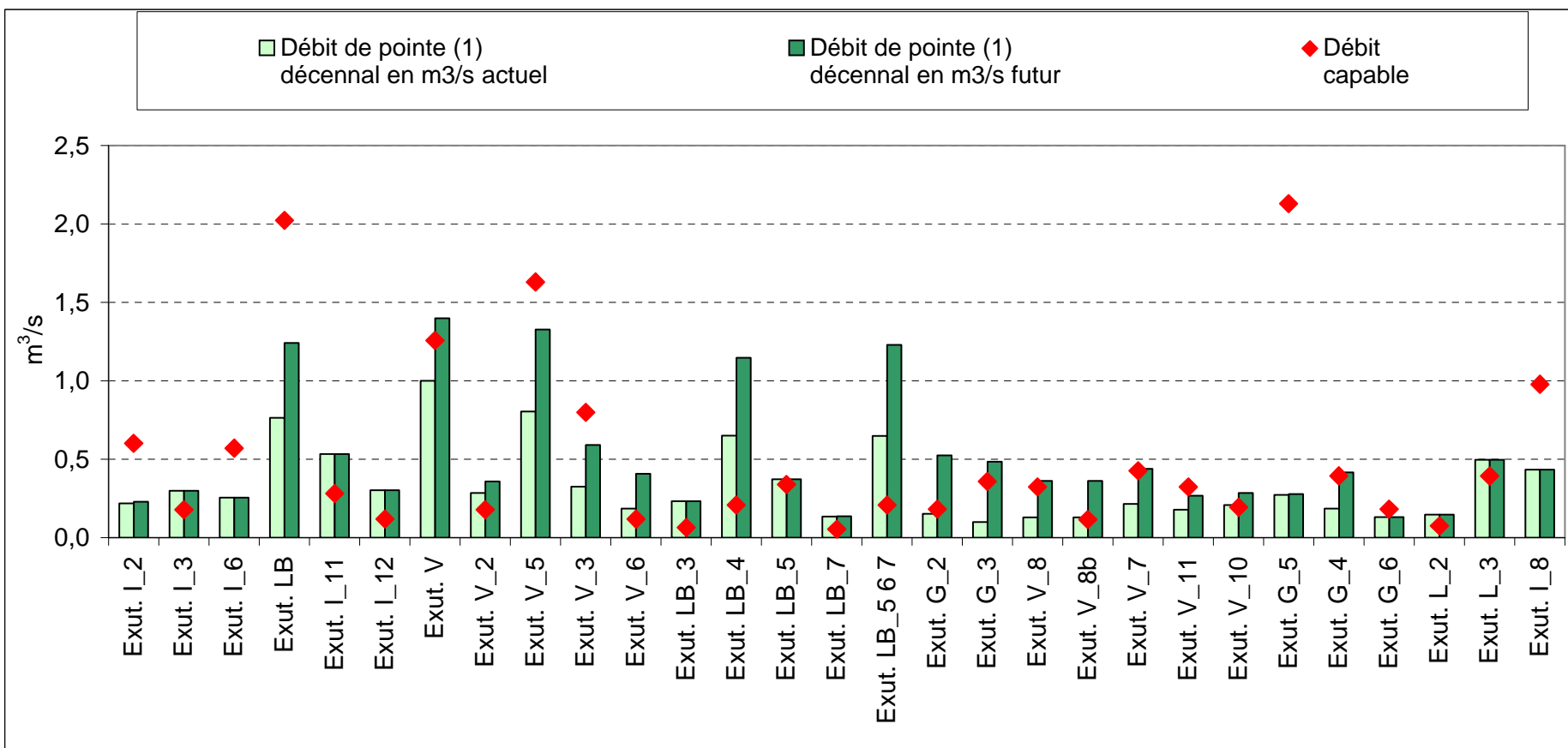
ooo

Tableau 2.4 : Niveaux de protection apportés par le réseau

Q:\Portbail\RE03994\calculs_NAI\Etude_EP_PortBail_avril07.xls]Coef.

Nœud de calcul	Assemblage de bassins versants amonts	Surface ha	Imperméabilisation		Longueur m	Altimétrie en m IGN		Pente m/m	Temps ⁽²⁾ de concentration en mn		Débit de pointe ⁽¹⁾ décennal en m ³ /s		Débit capable m ³ /s	Protection (Qcap / Q 10)		Déficit d'écoulement (m ³)	
			actuelle	future		Haut	Bas		actuel	futur	actuel	futur		actuelle	future	actuel	futur
Exut. I_2	I_2	4,3	0,39	0,40	528	15,5	7,5	0,015	18	18	0,2	0,2	0,60	2,75	2,62	0	0
Exut. I_3	I_3	2,8	0,40	0,40	266	15,0	7,5	0,028	6	6	0,3	0,3	0,18	0,59	0,59	20	20
Exut. I_6	I_6	3,6	0,46	0,46	456	14,0	7,0	0,015	14	14	0,3	0,3	0,57	2,23	2,23	0	0
Exut. LB	famille LB	38,4	0,43	0,59	1 900	24,0	7,0	0,009	79	62	0,8	1,2	2,02	2,65	1,63	0	0
Exut. I_11	I_11	2,0	0,80	0,80	330	16,0	6,0	0,030	5	5	0,5	0,5	0,28	0,53	0,53	30	30
Exut. I_12	I_12	1,8	0,56	0,56	239	13,0	8,0	0,021	5	5	0,3	0,3	0,12	0,39	0,39	40	40
Exut. V	famille V	159,6	0,23	0,29	3 000	40,0	7,0	0,011	165	144	1,0	1,4	1,26	1,26	0,90	0	120
Exut. V_2	V_2	2,7	0,40	0,47	283	16,0	7,0	0,032	6	6	0,3	0,4	0,18	0,63	0,50	20	30
Exut. V_5	V5, V7, V9, V11, V12 + 1/2 (V8, V10)	130,3	0,20	0,28	2 500	40,0	8,0	0,013	137	113	0,8	1,3	1,63	2,03	1,23	0	0
Exut. V_3	V3, V4, V6 + 1/2 (V8, V10)	26,0	0,35	0,53	2 800	40	8	0,011	116	88	0,3	0,6	0,80	2,45	1,35	0	0
Exut. V_6	V6 + 1/2 (V8, V10)	17,8	0,30	0,51	2 400	40,0	16,0	0,010	118	83	0,2	0,4	0,12	0,63	0,29	180	1 030
Exut. LB_3	LB_3	2,1	0,58	0,58	227	16,0	15,0	0,004	11	11	0,23	0,2	0,06	0,28	0,28	80	80
Exut. LB_4	LB4, LB5, LB6, LB7, LB8	34,1	0,40	0,58	1 500	24	14	0,007	75	58	0,6	1,1	0,21	0,32	0,18	1 360	2 660
Exut. LB_5	LB_5	4,6	0,57	0,57	334	16,5	15,0	0,004	16	16	0,4	0,4	0,34	0,91	0,91	0	0
Exut. LB_7	LB_7	2,9	0,48	0,48	479	16,0	14,0	0,004	27	27	0,1	0,1	0,05	0,40	0,40	80	80
Exut. LB_5 6 7	LB5, LB6, LB7, LB8	30,1	0,39	0,60	1 300	24,0	14,0	0,008	62	46	0,6	1,2	0,21	0,32	0,17	1 100	2 310
Exut. G_2	G2, G3	14,2	0,20	0,48	1 100	26,0	14,0	0,011	64	38	0,2	0,5	0,18	1,19	0,35	0	510
Exut. G_3	G_3	12,3	0,15	0,47	801	26,0	20,0	0,007	65	34	0,1	0,5	0,36	3,61	0,74	0	70
Exut. V_8	1/2 (V8, V10)	14,3	0,25	0,52	2 200	40,0	17,0	0,010	116	73	0,1	0,4	0,32	2,52	0,89	0	20
Exut. V_8b	1/2 (V8, V10)	14,3	0,25	0,52	2 200	40,0	17,0	0,010	116	73	0,1	0,4	0,11	0,89	0,32	10	740
Exut. V_7	V7 + 1/2 (V8, V10)	20,6	0,30	0,48	2 500	40,0	12,5	0,011	117	85	0,2	0,4	0,43	1,97	0,97	0	0
Exut. V_11	V_11	21,0	0,22	0,29	1 815	40,0	20,0	0,011	102	86	0,2	0,3	0,32	1,81	1,21	0	0
Exut. V_10	V_10	23,4	0,20	0,25	1 417	35,0	20,0	0,011	84	75	0,2	0,3	0,19	0,94	0,68	0	130
Exut. G_5	G5, G6	44,5	0,15	0,16	1 500	40	23	0,011	98	97	0,3	0,3	2,13	7,84	7,69	0	0
Exut. G_4	G_4	19,8	0,15	0,27	817	32,0	22,0	0,012	52	38	0,2	0,4	0,39	2,13	0,95	0	0
Exut. G_6	G_6	16,9	0,15	0,15	869	40,0	33,0	0,008	68	68	0,1	0,1	0,18	1,39	1,39	0	0
Exut. L_2	L_2	12,7	0,15	0,15	560	45,0	39,0	0,011	38	38	0,1	0,1	0,08	0,51	0,51	80	80
Exut. L_3	L_3	89,4	0,15	0,15	1 642	51,0	34,0	0,010	112	112	0,5	0,5	0,39	0,79	0,79	140	140
Exut. I_8	I_8	1,6	0,73	0,73	244	13,0	7,0	0,025	4	4	0,4	0,4	0,98	2,25	2,25	0	0

en couleurs, regroupés par familles : les nœuds de calculs présentant les principales insuffisances



Q:\Portbail\RE03994\calculs_NA\Etude_EP_PortBail_avril07.xls\Coef.

Figure 2.2 : Comparaison débits capables - débits de pointe décennaux

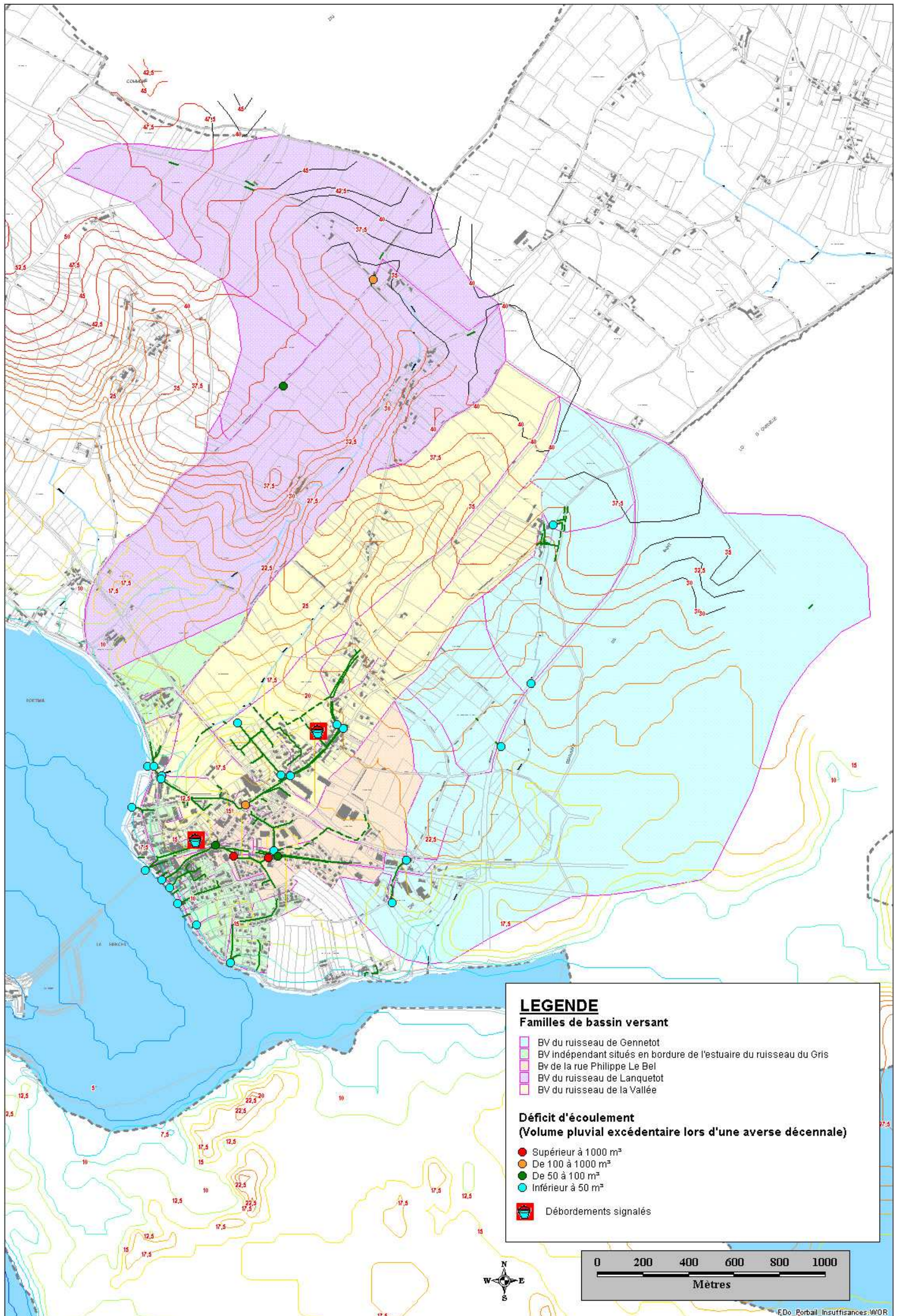


Figure 2.3 : Carte des insuffisances

Propositions d'orientations

Le Schéma Directeur doit proposer les aménagements nécessaires à deux objectifs :

- ♦ proposer une solution aux insuffisances du réseau actuel,
- ♦ proposer des dispositions permettant de limiter l'incidence de l'urbanisation future sur le milieu récepteur.

3.1 Aménagement relatifs aux insuffisances vis-à-vis des apports actuels

Le plan n° 07.10.011 propose des aménagements pour résoudre les insuffisances du réseau ressortant de l'analyse capacitaire. La nécessité de réaliser ces aménagements reste à l'appréciation de la commune en fonction du comportement observé du réseau depuis plusieurs décennies, et des dommages ou désagréments susceptibles d'être engendrés par ces insuffisances.

En secteur déjà urbanisé, il est difficile de s'écarter radicalement des modes d'assainissement hérités de la culture du « tout à l'égout », basés sur l'évacuation des eaux de ruissellement par des tuyaux enterrés.

D'une façon générale, trois types de solutions sont envisageables :

- ♦ remplacer les canalisations par d'autres de dimensions supérieures ;
- ♦ réaliser des dispositifs de rétention des eaux de ruissellement en amont du réseau insuffisant ;
- ♦ réaliser des détournement d'eau vers un bassin de collecte voisin, tel que la commune l'a effectué récemment en délestant la rue Gilles Poërier vers la résidence du Clos d'Amont.

Dans le cas de PORTBAIL, les aménagement préconisés sont plutôt des renforcements de réseau (vue synthétique sur la figure 3.1).

Nous indiquons également des aménagements permettant de résoudre les problèmes signalés dans l'impasse des Rosiers et la rue Hellouin.

3.2 Aménagement relatifs à l'urbanisation future

Pour maintenir un bon fonctionnement du réseau existant en aval des zones d'urbanisation future, il est nécessaire de maintenir les fossés accessibles par les engins d'entretien. Nous proposons ainsi de réserver une bande d'une dizaine de mètres de large le long de ces fossés, sur laquelle devra être réalisé un chemin adéquat.

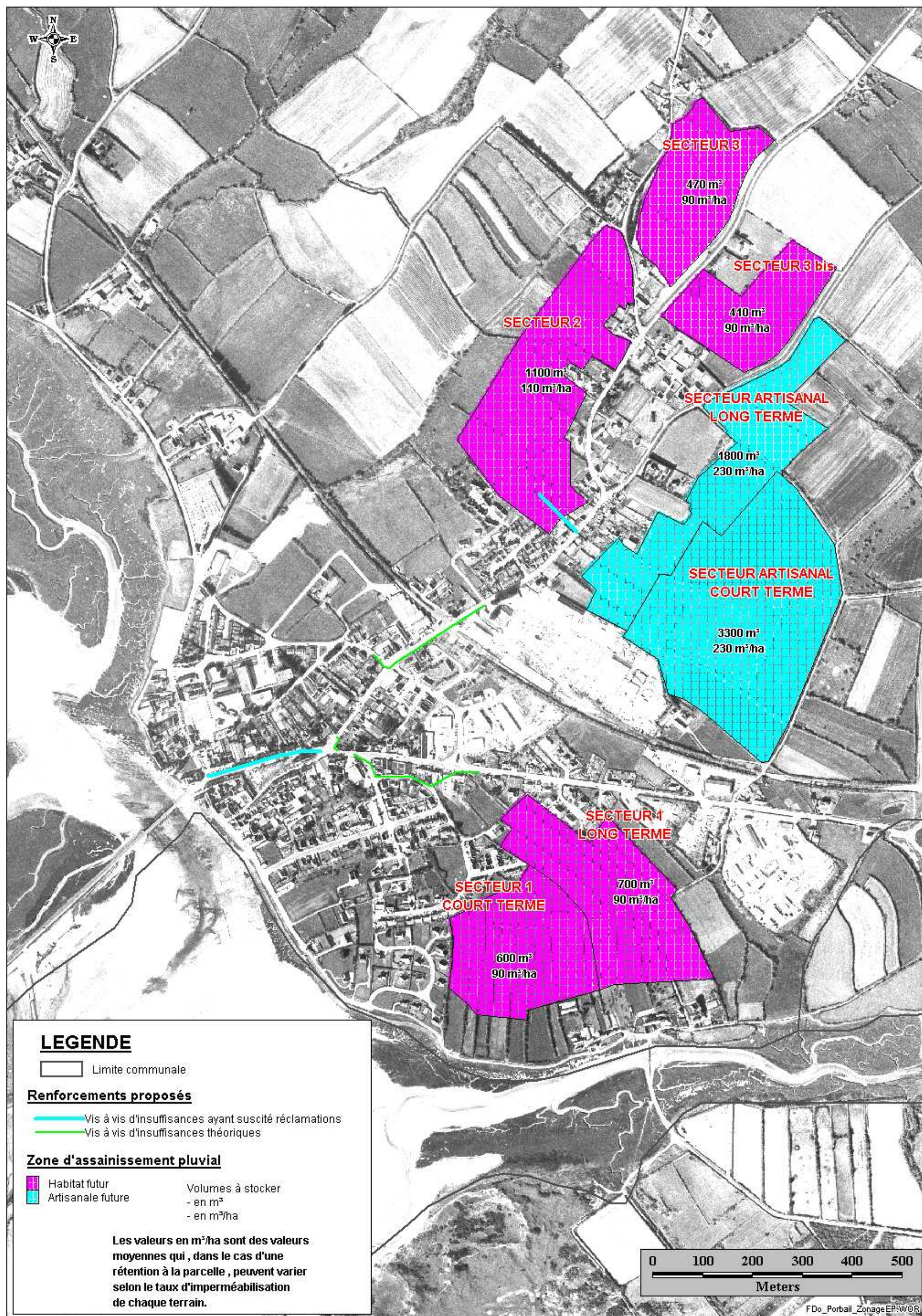


Figure 3.1 : Carte de synthèse des orientations proposées

Contrairement aux secteurs urbanisés, les zones d'urbanisation futures offrent la possibilité de concevoir l'assainissement pluvial dans l'esprit du développement durable en optant pour des techniques dites aujourd'hui « alternatives » d'assainissement pluvial, mais qui devraient logiquement devenir la règle générale dans le futur. Leur principe est de rechercher prioritairement à infiltrer l'eau de pluie là où elle tombe. L'objectif est de transformer l'eau de pluie naturellement en eau douce souterraine, au lieu de la polluer par un transport canalisé qui privilégie d'autre part l'évacuation vers le milieu marin.

Mis à part en terrain imperméable ou sujet à de fréquentes remontées de nappes, il est toujours possible d'infiltrer les eaux pluviales à condition de prévoir le volume de stockage adapté pour retenir l'eau au cours de son infiltration. Le stockage peut s'effectuer :

- ♦ à l'air libre, dans des dépressions aménagées à cet effet (bassin ou noue) ;
- ♦ ou enterré, en aménageant une cavité de volume adéquat garnie d'un matériau offrant des vides importants. Le ballast est le plus fréquemment utilisé, et des matériaux de synthèse existent (structures alvéolaires, voûtes, tubes percés, etc.). Le compartiment de stockage ainsi créé, revêtu d'un géotextile, est recouvert selon l'utilisation envisagée du terrain en surface (sable, graviers, herbe, enrobé, etc.).

En cas de sol imperméable, ou d'impossibilité d'infiltrer certaines eaux de ruissellement en raison par exemple du règlement d'un périmètre de protection de captage, les mêmes types de « techniques alternatives » peuvent être envisagés pour retenir l'eau de pluie pendant son évacuation à débit régulé vers un exutoire.

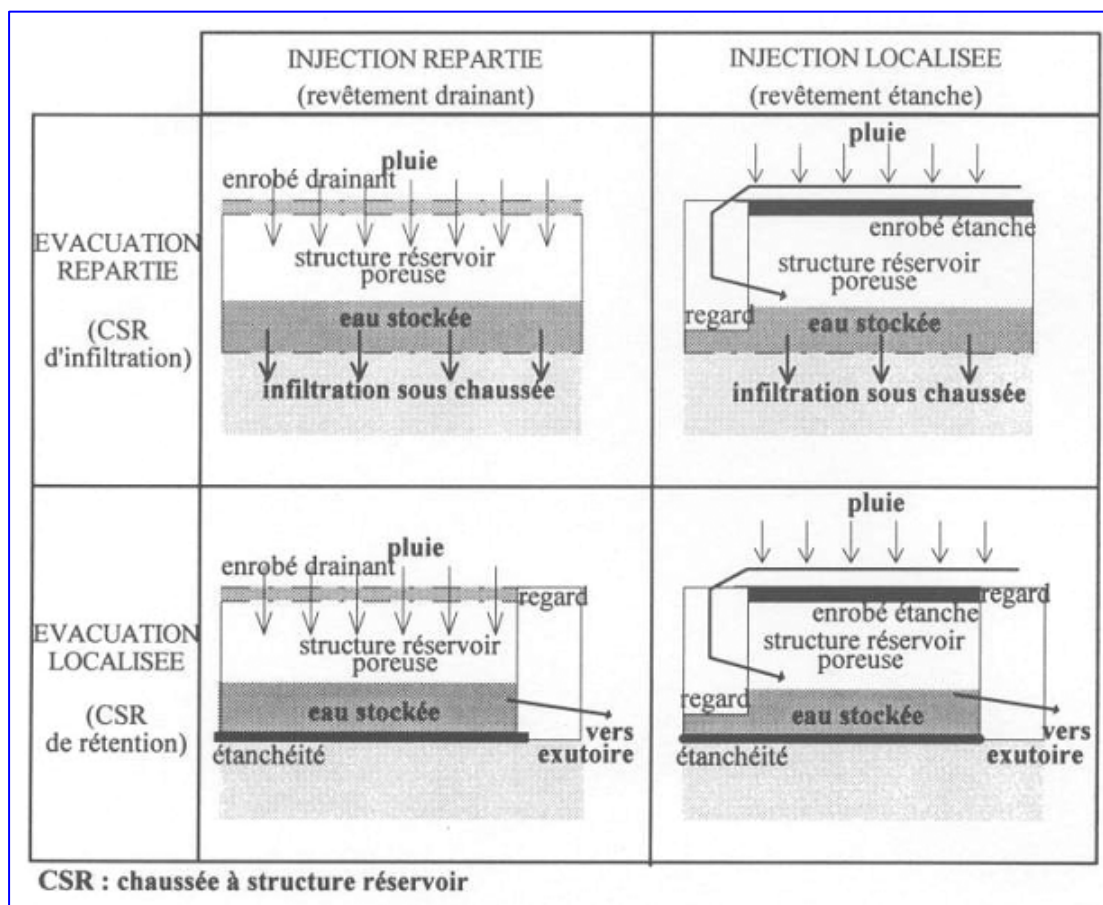
La rétention ou l'infiltration des eaux pluviales peut donc être effectuée à la source : sur les parcelles privées, en bordure de voirie¹ ou sous les voiries, dans les aires de détente (espaces verts, terrains de sport, chemins, etc.), ce qui constitue la solution à privilégier car elle est celle qui reproduit au mieux le fonctionnement naturel du cycle de l'eau. Par ailleurs, ce type d'assainissement, s'il est soigneusement étudié, peut se révéler globalement économique. Ces différentes techniques sont illustrées par la figure 3.2. Le choix entre ces différentes techniques doit prendre en compte :

- ♦ la perméabilité du sol,
- ♦ les fluctuations de niveaux de nappes,
- ♦ la vulnérabilité du sous-sol aux pollutions,
- ♦ le type d'occupation du sol (risques de pollutions accidentelles, risques de colmatage, espace disponible, etc.),
- ♦ la topographie (état naturel, et projets d'axes de circulation).

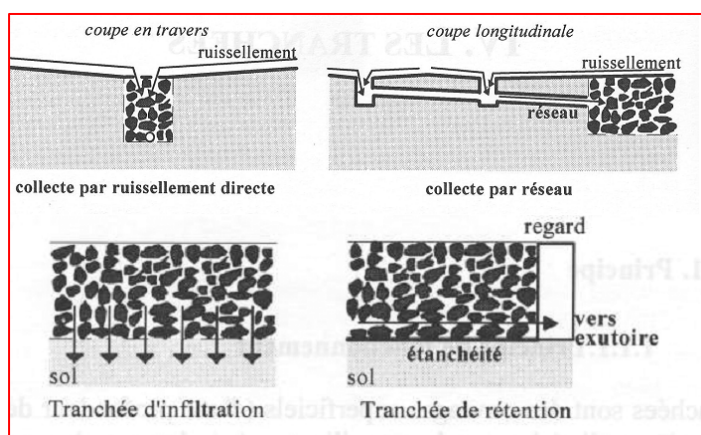
Si, pour des raisons quelconques, la rétention à la source n'est pas envisagée, elle peut être effectuée de façon collective, dans des bassins de rétention où d'infiltration. Il est alors préférable en terme d'entretien de limiter le nombre de bassins sur une zone d'assainissement donnée.

¹ Voies de circulation et aires de stationnement.

Chaussées-réservoir



Tranchées



Noues

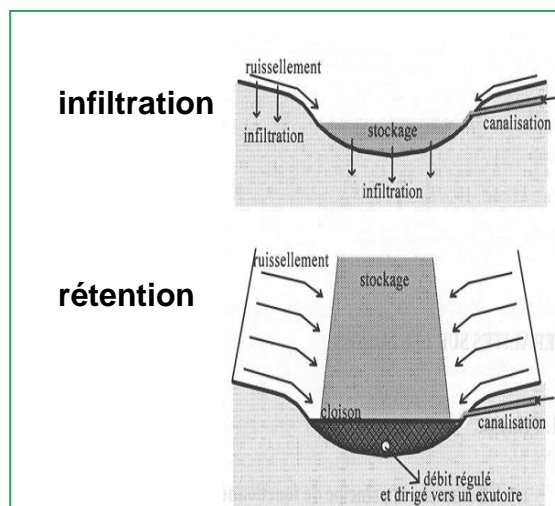


Figure 3.2 : Schémas de principe de techniques alternatives

Le tableau 3.1 dresse un récapitulatif sommaire des avantages et inconvénients de divers modes d'assainissement envisageables.

D'une manière générale, les techniques alternatives sont particulièrement opportunes quand le terrain permet l'infiltration à la source. Dans le cas contraire, les nécessités de régulation peuvent les rendre plus complexes à mettre en œuvre.

3.2.1 Détermination du débit de rejet pluvial maximum autorisé

Pour déterminer le débit maximum d'eau pluvial que l'on peut accorder aux zones d'urbanisation futures, on se réfère au débit de pointe naturel qu'il convient de ne pas dépasser.

Les trois grand bassins versants de la zone d'étude, dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 3.2, présentent un débit de pointe décennal naturel voisin de 3 l/s/ha. Nous proposons de **limiter à ce ratio de 3 l/s/ha le débit de rejet pluvial autorisé sur les zones d'urbanisation futures.**

3.2.2 Détermination des volumes de rétention nécessaires

Il découle des formules de calcul détaillées en annexes, qu'avec un ratio de débit autorisé fixé, par unité de surface de bassin versant, le volume de stockage à prévoir est également calculable à partir de la surface du bassin versant par un facteur dépendant du coefficient de ruissellement du bassin versant après urbanisation, cf. figure 3.2.

Le tableau 3.3 montre qu'en appliquant cette règle de façon collective sur les zones d'assainissement pluviales à réglementer, les volumes des bassins de rétention varient selon les zones de 400 à 5 000 m³, selon les regroupements envisagés.

Les plans n° 07.10.011 et 07.10.012 indiquent le découpage des zones et les emprises à réserver dans le cas d'un choix de rétention collective du ruissellement pluvial.

Il peut être envisagé de réduire ces emprises réservées de façon très importante en demandant, par exemple, aux propriétaires des parcelles de réaliser chez eux la rétention de leurs eaux pluviales, en se référant à la figure 3.2. La rétention résiduelle à prévoir se limite alors à celle correspondant au ruissellement sur les espaces publics (voiries, aires de stationnement, etc.), soit environ 20 à 30 % des volumes et emprises indiqués sur les plans n° 07.10.011 et 07.10.012.

D'une façon générale, ces volumes de rétention indiqués sont des ordres de grandeur à affiner par zones, en fonction de l'aménagement envisagé :

- ♦ taux d'imperméabilisation (lié à la vocation de la zone et au parti pris d'aménagement),
- ♦ répartition des structures de rétention et infiltration envisageable,
- ♦ phasage des opérations de développement urbain.

Tableau 3.1 : Avantages et inconvénients de la rétention globale ou répartie sur la zone

Type de rétention	Avantages	Inconvénients
Collective	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicité d'entretien en cas de rétrocession à la commune. - Facilité de contrôle d'efficacité. - Peu contraignant pour les acquéreurs de terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité d'avancer le financement par la collectivité. - Mobilisation de surfaces importantes en aval de la zone. - Pollution des eaux de pluies par leur ruissellement en surface. - Infiltration supprimée ou mal répartie. - Coûts de réseau élevés.
Individuelle	<ul style="list-style-type: none"> - Peu d'investissement préalable pour la commune. - Souplesse de mise en application future. - Réduction des coûts de réseau public. - Incite à limiter l'imperméabilisation des terrains. 	<ul style="list-style-type: none"> - Complexité supplémentaire d'aménagement pour les acquéreurs privés. - Complexité de contrôle d'efficacité des multiples dispositifs. - Risques d'inefficacité en cas de contrôle insuffisant du respect des consignes.
Répartie sous voirie	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des coûts de réseau. - Investissement répartie avec le développement des voiries. - Peu contraignant pour les acquéreurs de terrain. - Nettoyage intégré dans celui de la chaussée. - Pas d'emprise foncière supplémentaire. 	<ul style="list-style-type: none"> - Structure tributaire de l'encombrement du sous-sol en réseaux en terres divers. - Nécessite un mode adapté de nettoyage de chaussée. - Risque de colmatage (principalement en aires de stationnement). - Exclu pour zones giratoires.
Répartie en noues longeant les voiries	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des coûts de réseau. - Investissement faible et réparti avec le développement des voiries. - Peu contraignant pour les acquéreurs de terrains. - Bonne intégration paysagère. - Séparation entre les véhicules et les piétons et/ou cyclistes. - Sensibilisation du public à la pollution, qui devient visible. - Entretien identique à celui des espaces verts. 	<ul style="list-style-type: none"> - Emprise foncière importante.

Tableau 3.2 : Caractéristiques hydrologiques des trois grands bassins versants de la zone d'étude

F:\HYDRAULIQUE\NA\14.Bernières_RE0 3645\Imprimé qualité_RE0 3645.xls\suivi affaire 028

Caractéristiques des secteurs destinés à l'urbanisation future									
Bassin versant	Surface	coefficient de ruissellement	Longueur	Altimétrie en m IGN		Pente	Réponse ⁽¹⁾ en minutes	Débit de pointe décennal	
	ha	naturel	m	Haut	Bas	m/m	naturel	en m ³ /s	en l/s/ha
ruisseau de Gennetot	320	0.15	3 500	38	7	0.009	260	0.97	3.0
ruisseau de La Vallée	160	0.15	3 000	40	7	0.011	200	0.58	3.6
ruisseau de Lanquetot	225	0.15	5 000	51	10	0.008	387	0.52	2.3

3.2.3 Limitation de l'incidence qualitative de l'assainissement pluvial des zones d'urbanisation future

3.2.3.1 Traitement avant rejet

En terme de protection qualitative du milieu récepteur, il convient de concevoir les bassins de rétention conformément aux recommandations présentées en annexe 3, afin d'assurer :

- ♦ la rétention des flottants,
- ♦ la décantation des particules.

On estime que ce type de traitement, s'il est réalisé sur la base d'une vitesse de chute des particules de 2 m/h, peut retenir environ 80 % de la pollution transportée par les eaux de ruissellement pluvial.

3.2.3.2 Infiltration des eaux pluviales

Le moyen le plus efficace de limiter l'incidence qualitative du ruissellement pluvial, en secteur non karstique comme c'est le cas de PORTBAIL, est d'infiltrer l'eau plutôt que de la rejeter en écoulement de surface régulé.

La faisabilité de cette option, qu'il est conseillé d'envisager le plus souvent possible, est à définir par des tests de perméabilité sur les sites pressentis pour la rétention des eaux pluviales : bassin collectif, rétention à la parcelle, noues le long des voiries, etc..

La figure 3.3 montre qu'en supposant la conception des bassins de rétention avec une hauteur de marnage de 0,5 m, les bassins peuvent se vider par infiltration à condition d'avoir un coefficient de perméabilité de 60 mm/h en secteur pavillonnaire de faible densité, et seulement 25 mm/h en secteur artisanal, où les surfaces à réserver sont vastes.

Hypothèses générales :

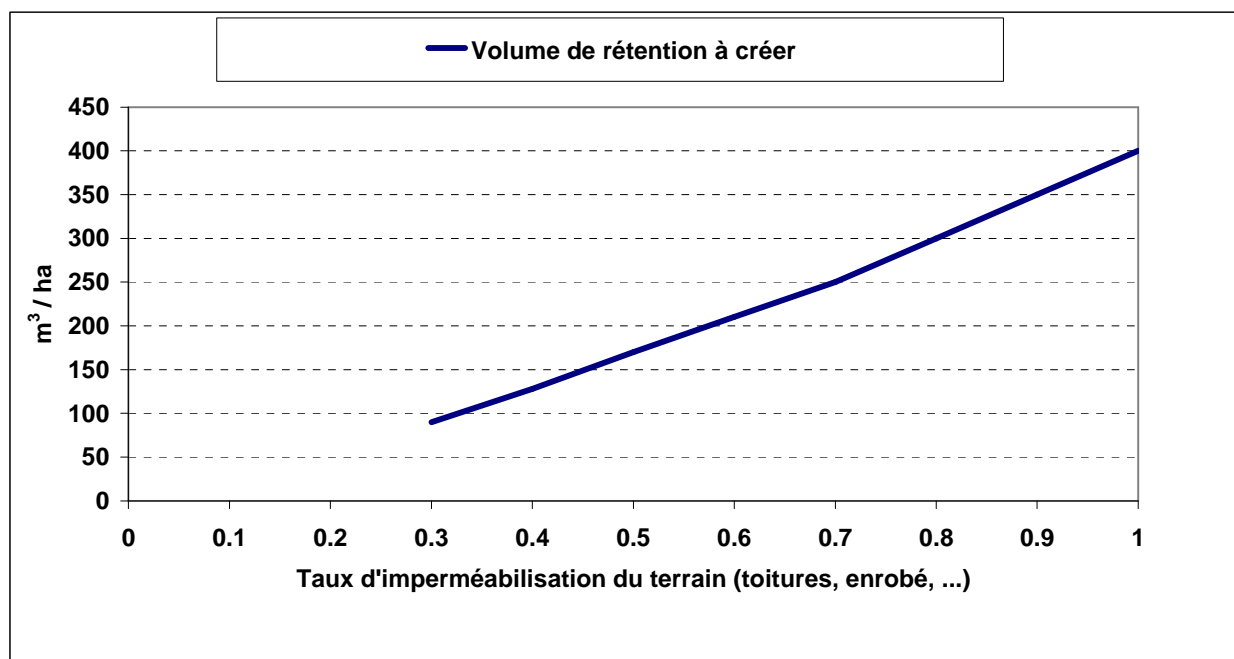
Coefficient de ruissellement des surfaces naturelles (herbe, graviers...)	0.15
Débit de rejet pluvial autorisé	3 l/s/ha

Définition des volumes de rétention à prévoir :

Taux d'imperméabilisation		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Coefficient de ruissellement résultant		0.41	0.49	0.58	0.66	0.75	0.83	0.92	1.00
Temps de remplissage des bassins de rétention		5 h	7 h	9 h	12 h	14 h	17 h	19 h	22 h
Volume de rétention à créer	en m ³ /ha	90	128	170	210	250	300	350	400
	en m ³ / 1000m ²	9	12.8	17	21	25	30	35	40

Option d'infiltration :

Hypothèse de hauteur de marnage, en m		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Superficie de plan d'eau résultante, en m ² /ha		180	256	340	420	500	600	700	800
Coefficient de perméabilité nécessaire à l'infiltration totale de l'eau collectée avec les surfaces de rétention proposées	en m/s	2.E-05	1.E-05	9.E-06	7.E-06	6.E-06	5.E-06	4.E-06	4.E-06
	en mm/h	60	42	32	26	22	18	15	14



Q:\Portbail\RE03994\calculs_NA\Zonage_EP_3994.xls\Cruiss_Vret

Figure 3.3 : Récapitulatif des volumes de rétention d'eaux pluviales à prévoir sur les zones d'urbanisation futures

Tableau 3.3 : Calcul des bassins de rétention à prévoir dans le cas d'une gestion collective de la rétention des eaux pluviales des zones d'urbanisation futures

Caractéristiques des secteurs destinés à l'urbanisation future											
Zone d'assainissement pluvial	Surface ha	coefficient de ruissellement		Longueur m	Altimétrie en m IGN 69		Pente m/m	Réponse ⁽¹⁾ en minutes		Débit de pointe décennal	
		naturel	futur		Haut	Bas		naturelle	future	naturel	futur
Secteur 1	13.8	0.15	0.4	700	15.5	10.0	0.008	55	32	0.12	0.48
Secteur 1_court terme	6.3	0.15	0.4	400	15.5	10.0	0.014	24	14	0.10	0.39
Secteur 1_long terme	7.5	0.15	0.4	600	15.5	12.0	0.006	55	32	0.07	0.26
Secteur 2	9.4	0.15	0.45	620	25.0	15.0	0.016	34	18	0.12	0.54
Secteur 3	5.0	0.15	0.4	400	31.0	25.0	0.015	23	13	0.08	0.32
Secteur 3 bis	4.4	0.15	0.4	400	31.0	27.5	0.009	30	17	0.06	0.23
Secteur artisanal	22.2	0.15	0.70	1 000	28.0	17.0	0.011	67	26	0.17	1.57
Secteur artisanal_court terme	14.4	0.15	0.70	550	23.0	17.0	0.011	37	14	0.17	1.54
Secteur artisanal_long terme	7.8	0.15	0.70	800	28.0	19.0	0.011	53	21	0.07	0.65

⁽¹⁾ Temps de concentration calculé par la formule de Régis BOURRIER

Rétention à envisager en prenant un débit de fuite respectant le ratio : 3 1 / s / ha									
Zone d'assainissement pluvial	Superficie ha	Débit de fuite autorisé l / s	Coefficient de ruissellement futur	Durée de remplissage des bassins de rétention mn	Volume utile			Hauteur de marnage supposée m	Emprise globale à réserver ⁽¹⁾ m ²
					m ³ / ha	m ³ / ha actif (2)	m ³		
Secteur 1	13.8	41	0.40	310	93	240	1 300	0.5	3 900
Secteur 1_court terme	6.3	19	0.40	310	93	240	590	0.5	1 800
Secteur 1_long terme	7.5	23	0.40	310	93	240	700	1.5	700
Secteur 2	9.4	28	0.45	374	112	250	1 060	2.5	700
Secteur 3	5.0	15	0.40	310	93	240	470	3.5	300
Secteur 3 bis	4.4	13	0.40	310	93	240	410	4.5	200
Secteur artisanal	22.2	67	0.70	760	227	330	5 040	5.5	1 400
Secteur artisanal_court terme	14.4	43	0.70	760	227	330	3 270	6.5	800
Secteur artisanal_long terme	7.8	23	0.70	760	227	330	1 780	7.5	400

⁽¹⁾ Surface plan d'eau majorée de 50 % pour l'emprise des talus et l'aménagement des abords

⁽²⁾ surface active = surface x coefficient de ruissellement

en supposant un **regroupement** en une zone commune, des secteurs d'urbanisation future à **court et long terme**

Q:\Portbail\RE03994\calculs_NA\Zonage_EP_3994.xls\Zonage

Des variantes peuvent être envisagées en cas de perméabilité insuffisante :

- ♦ extension de l'emprise réservée,
- ♦ vidange mixte : infiltration préférentielle et excédent évacué en surface.

ooo

4

Conclusion

On recense relativement peu de tronçons insuffisants vis-à-vis des apports actuels d'eaux de ruissellement.

Des renforcements sont cependant proposés sur les **tronçons présentant une insuffisance théorique**. Ces travaux pourront être réalisés à moyen terme ou gardés en mémoire en vue d'une éventuelle mise en œuvre future, à l'occasion, par exemple, d'une réfection de chaussée.

Des solutions sont proposées par ailleurs **dans les deux rues où des débordements d'eaux pluviales ont été signalés** (rue Hellouin et impasse des Rosiers).

Concernant les zones d'urbanisation futures, les textes réglementaires issus de la Loi sur l'Eau imposent de prendre des dispositions pour limiter leur incidence future sur le milieu récepteur. Un découpage ou regroupement de ces zones, en zone d'assainissement pluvial, est effectué pour proposer des solutions de rétention collective des eaux de ruissellement.

La rétention des eaux de ruissellement peut cependant être laissée aux soins de futurs aménageurs, à l'échelle de la parcelle ou du lotissement, à condition de respecter la consigne générale suivante :

- ♦ débit de rejet pluvial autorisé : 3 l/s/ha,
- ♦ volume de rétention à créer en fonction de l'occupation des terrains :

Taux d'imperméabilisation	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
Volume de rétention à créer, en m ³ /ha	90	128	170	210	250	300	350	400

Ces volumes pourraient être sensiblement différents et variables selon la perméabilité des sols, en privilégiant l'infiltration des eaux de pluies.

Il convient par ailleurs de réserver des bandes d'accès le long des fossés existants.

Le zonage d'assainissement final reste à établir sur la base de ce rapport d'étude et du PLU définitif, en concertation avec les représentants de la commune.

En vue d'orienter la gestion des eaux de ruissellement vers les « techniques alternatives », à privilégier pour un développement durable, il serait nécessaire de réaliser des études de sol sur les zones concernées.

Ces études complémentaires peuvent être réalisées :

- ♦ dans le cadre de la présente étude, afin d'affiner le zonage,
- ♦ dans le cadre des projets d'aménagement urbain, en leur intégrant une étude hydraulique de recherche d'application de techniques alternatives d'assainissement pluvial.

oooOooo

ANNEXE 1

MÉTHODOLOGIE DES CALCULS HYDRAULIQUES ET HYDROLOGIQUES

1.1 Calcul des débits de pointe décennaux

1.1.1 Méthode rationnelle

Cette méthode de calcul permet de déterminer les débits de pointe consécutifs aux précipitations de nature orageuse en zone urbaine. Elle permet d'évaluer le débit de pointe des eaux de ruissellement pluvial à partir de données simples :

$$Q_p = C.I.A$$

avec :

- ♦ Q_p : débit de pointe en m^3/s ,
- ♦ C : coefficient de ruissellement (sans unité),
- ♦ I : intensité de l'averse en $m^3/s/ha$ pour la fréquence d'occurrence retenue, calculé avec les coefficients de Montana fournis par MÉTÉO-FRANCE,
- ♦ A : surface du bassin versant élémentaire en ha.

En faisant alors l'hypothèse d'une pluie uniforme pendant la durée des précipitations, on peut construire l'hydrogramme résultant de forme trapézoïdale (voir figure 1).

Le débit obtenu à l'exutoire du bassin versant considéré est maximal lorsque la durée des précipitations correspond au temps de concentration du bassin versant : l'hydrogramme résultant a alors une forme triangulaire isocèle.

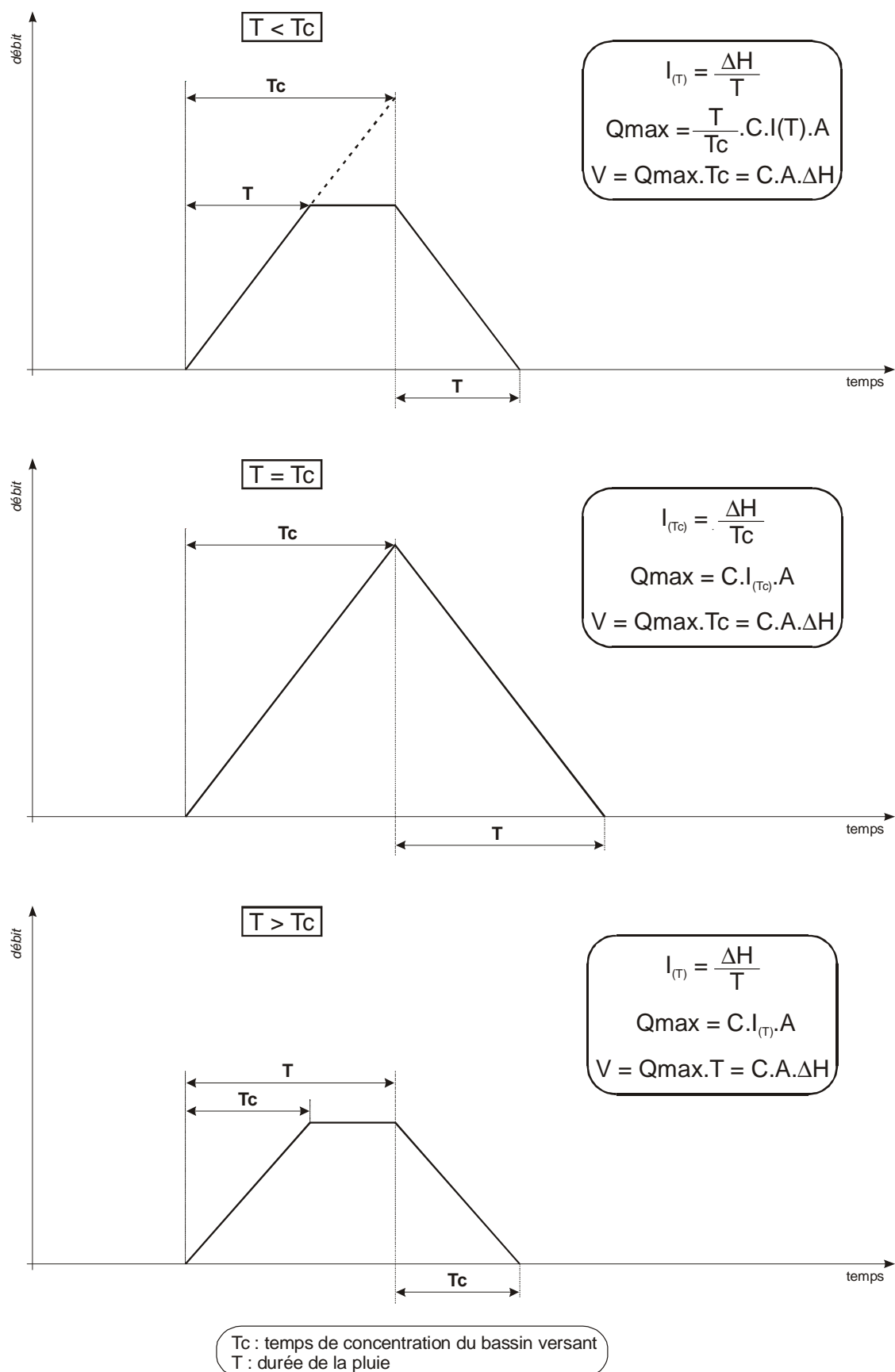


Figure 1 : Hydrogrammes élémentaires types calculés par la formule rationnelle pour différents types de précipitations

1.1.2 Logiciel HYDSOM

Le logiciel HYDSOM développé par notre Société utilise la formule rationnelle pour réaliser la sommation des différents hydrogrammes élémentaires générés par une pluie donnée sur un assemblage de plusieurs bassins versants.

Les données de base nécessaires à sa mise en œuvre sont les suivantes :

- ♦ surface des bassins versants élémentaires,
- ♦ imperméabilisation de ces bassins versants,
- ♦ temps de concentration de ces bassins versants,
- ♦ temps de propagation des hydrogrammes élémentaires jusqu'à l'exutoire choisi.

A partir des pluies uniformes définies par les lois de MONTANA :

$$I = a \cdot t^b$$

avec :

- ♦ I : intensité de la pluie en mm/mn,
- ♦ t : durée de la pluie en mn,
- ♦ a, b : coefficients de MONTANA pour la fréquence d'occurrence choisie,

On détermine les différents hydrogrammes élémentaires résultants, de forme trapézoïdale, à l'aval de chacun des sous-bassins, puis on les somme par propagation simple.

Les temps de propagations sont calculés en appliquant la formule de MANNING-STRICKLER aux canalisations et fossés où s'écoulent les eaux pluviales issues d'un bassin versant élémentaire vers le point de calcul.

En pratique, ce modèle permet de scruter systématiquement des pluies de différentes durées pour une fréquence fixée, ce qui par la suite permet de déterminer la durée de la pluie la plus pénalisante ainsi que l'hydrogramme résultant correspondant, avec ses principales caractéristiques : débit de pointe, temps d'écoulement, volume écoulé, etc..

Il permet enfin de simuler le remplissage d'un bassin de rétention ou un bassin d'infiltration.

1.1.3 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement traduit la transformation de la hauteur de la pluie tombée en volume d'eau immédiatement ruisselé. L'instruction technique CG 1333 du 22 février 1949 fournissait une grille de valeurs selon le type d'occupation des sols et des formules de calculs selon la densité de l'habitat.

La nouvelle instruction technique définit le coefficient de ruissellement comme le taux d'imperméabilisation, qui peut être évalué selon les valeurs empiriques présentées dans le tableau 1.

Pour certains bassins versants hétérogènes, on pourra être amené à pondérer plusieurs coefficients « C » par les surfaces correspondantes pour obtenir le coefficient « C » moyen du bassin versant considéré.

En toute rigueur, le coefficient de ruissellement est aussi fonction de la saturation du sol, il varie donc au cours d'une pluie, c'est pourquoi afin de pallier cette évolution du coefficient, il est d'usage de prendre une valeur majorante correspondant à un sol déjà saturé.

En site urbain, cette manière de procéder est justifiée dans la mesure où les pluies de projet retenues sont de courte durée et que les calculs sont effectués en situation extrême (fréquence rare d'occurrence) qui sous-entend une saturation des surfaces imperméabilisées.

Tableau 1 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Désignation du type d'urbanisation ou d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement moyen *
Centre ville d'agglomération importante, habitat très dense, "Vieille ville"	0.80 - 0.95
Zones d'habitat collectif, banlieue sans jardins ni espaces verts	0.60 - 0.80
Zones d'habitat semi-collectif, quartiers récents avec espaces verts	0.40 - 0.60
Zones résidentielles ou pavillonnaires	0.25 - 0.45
Centre d'agglomération rurale	0.15 - 0.35
Zone artisanale	0.30 - 0.80
Zone industrielle	0.50 - 0.80
Zone portuaire	0.70 - 0.90
Zone ferroviaire	0.20 - 0.35
Terrain de sports et de jeux	0.20 - 0.40
Cimetières	0.4
Chaussées, parkings, voies piétonnes	0.70 - 0.90
Espaces verts	0.10 - 0.25
Jardins et parcs	0.05 - 0.20
Bocage	0.04 - 0.08
Zones cultivées	0.06 - 0.10
Forêts, terrains incultes	0.01 - 0.10
* Les coefficients de ruissellement ne doivent pas être confondus avec les coefficients d'apport. Les zones rurales sont caractérisées par des coefficients de ruissellement souvent faibles mais des coefficients d'apport pouvant être importants.	

F:\HYDRAU.GRP\SERVICE\PLAN0110.XLS\Feuil1

Dans le cas de l'utilisation de la formule rationnelle pour des bassins versants ruraux, le SETRA¹ recommande l'utilisation des coefficients de ruissellement suivants :

Couverture végétale	Morphologie	Pente (%)	Terrain avec sable grossier	Terrain argileux ou limoneux	Terrain argileux compact
Bois	Presque plat	0-5	0,10	0,30	0,40
	Ondulé	5-10	0,25	0,35	0,50
	Montagneux	10-30	0,30	0,50	0,60
Pâturage	Presque plat	0-5	0,10	0,30	0,40
	Ondulé	5-10	0,15	0,36	0,55
	Montagneux	10-30	0,22	0,42	0,60
Culture	Presque plat	0-5	0,30	0,50	0,60
	Ondulé	5-10	0,40	0,60	0,70
	Montagneux	10-30	0,52	0,72	0,82

1.1.4 Temps de concentration

La détermination du temps de concentration d'un bassin versant est une étape importante dans la mesure où elle conditionne l'estimation du débit de pointe résultant, en aval du bassin versant considéré, en fonction de la pluie de projet retenue.

Physiquement, le temps de concentration d'un bassin versant constitue sa durée de réponse aux phénomènes pluviométriques. Il correspond sommairement au temps d'écoulement à travers le bassin versant, de la goutte d'eau tombée de plus en amont sur le bassin versant.

De nombreuses formules empiriques ont été établies pour estimer ce paramètre. Nous utilisons dans le cadre de cette étude la formule suivante, proposée par Régis BOURRIER :

un calcul du temps de concentration tenant compte du coefficient de ruissellement :

$$T_c = L / (1,36 \cdot \sqrt{I \cdot (1 + 5 \cdot C)})$$

avec :

- ♦ T_c : temps de concentration en secondes,
- ♦ L : chemin hydraulique en mètres,
- ♦ I : pente moyenne en m/m,
- ♦ C : coefficient de ruissellement (sans unité).

¹ Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

Cette expression résulte de l'emploi de la formule de l'écoulement à surface libre dite de MANNING-STRICKLER avec un rayon hydraulique de 0,05 m et une approximation du coefficient de rugosité en fonction de l'imperméabilisation.

1.2 Estimation des débits de pointe de période de retour inférieure ou supérieure à 10 ans

Parmi les différentes méthodes existantes, nous utilisons, dans le cadre de cette étude, les facteurs proposés par l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement.

A partir du débit de pointe décennal, on peut estimer les débits de pointe de retour inférieur ou supérieur à 10 ans à partir des facteurs proposés par l'Instruction Technique, présentés dans le tableau ci-après :

Période de retour	Rapport Q_F/Q_{10}
100 ans	2
50 ans	1,6
20 ans	1,25
10 ans	1
5 ans	0,8
2 ans	0,6
1 an	0,45
6 mois	0,34
1 mois	0,12

1.3 Réseaux d'assainissement existants

1.3.1 Calcul du débit capable

Des développements effectués par MANNING ont conduit à la formule suivante pour l'évaluation de la vitesse moyenne dans un écoulement uniforme :

$$V = k_s \cdot I^{1/2} \cdot R_H^{2/3}$$

avec :

- ♦ V : vitesse moyenne en m/s, comprise entre 0,1 et 2 m/s,
- ♦ I : pente moyenne de l'écoulement (ligne d'eau pour un écoulement à surface libre, et ligne de charge pour le cas contraire),
- ♦ R_H : rayon hydraulique en m,
- ♦ k_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

Le débit de l'écoulement se calcule alors comme le produit de la vitesse moyenne par la section mouillée.

Pour déterminer le débit capable d'une canalisation, on considérera qu'elle est remplie à pleine section¹ ce qui conduit à la formule suivante, pour une conduite circulaire :

$$Q_c = k_s \cdot \sqrt{I} \cdot (D/4)^{2/3} \pi \cdot D^2/4$$

avec :

- ♦ Q_c : débit capable en m³/s,
- ♦ k_s : coefficient de STRICKLER,
- ♦ I : pente moyenne du fil d'eau en m/m,
- ♦ D : diamètre de la canalisation en m.

Pour cette étude, on adoptera la valeur² de 60 pour le coefficient de STRICKLER, éventuellement minorée à 50 voire 40, pour les canalisations de type dalot, et à 30 pour les fossés et ruisseaux naturels.

Dans le cas d'une conduite en charge, il est nécessaire de prendre en compte dans les calculs, les pertes de charges singulières en entrée et/ou en sortie de canalisation :

$$\Delta H = \frac{\alpha V^2}{2g}$$

avec :

- ♦ ΔH : perte de charge singulière en m,
- ♦ α : coefficient de perte de charge, compris entre 0 et 0,5 en entrée de conduite et entre 0 et 1 en sortie de conduite ; α est d'autant plus élevé que l'élargissement ou le rétrécissement est brusque,
- ♦ V : vitesse dans la conduite, en m/s,
- ♦ g : accélération de la pesanteur, en ms⁻² (= 9,81).

1.3.2 Détermination du degré de protection

Pour évaluer le degré de protection d'un secteur assaini, on déterminera le rapport :

$$N_p = Q_c/Q_{10}$$

où :

- ♦ N_p : niveau de protection,
- ♦ Q_c : débit capable de la canalisation,
- ♦ Q_{10} : débit de pointe de fréquence décennale,

¹ Le débit maximal pour une canalisation circulaire étant observé à 95 % de remplissage, il vaut 1,07 fois le débit à pleine section.

² Telle que préconisée dans l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.

- ♦ et on l'interprétera selon le tableau suivant :

Rapport	Niveau de protection
2	100 ans
1,6	50 ans
1,25	20 ans
1	10 ans
0,8	5 ans
0,6	2 ans
0,45	1 an
0,34	6 mois
0,12	1 mois

Ces correspondances sont issues d'une part de l'instruction technique et d'autre part de l'ouvrage « les réseaux d'assainissement » de R. BOURRIER.

Pour les secteurs ne présentant pas un degré de protection décennale ($N_p < 1$), il est alors possible de déterminer le **déficit d'écoulement** en terme de volume débordé ou mis en charge lors de l'averse engendrant le débit de pointe décennal, ce qui permet d'apprécier l'importance des insuffisances et par suite de hiérarchiser les secteurs à problème.

Pour ce faire on suppose l'hydrogramme généré par la pluie de projet de forme triangulaire avec :

- ♦ hauteur égale à Q_{10} ,
- ♦ base égale à $2.T_c$.

Il s'ensuit (théorème de THALÈS) que le déficit d'écoulement s'exprime par :

$$V_d = k. Q_{10}. T_c. (1 - N_p)^2$$

avec :

- ♦ V_d : déficit d'écoulement en m^3 ,
- ♦ k : coefficient de pondération = 1 pour la méthode rationnelle,
- ♦ = 1,1 pour la méthode superficielle,
- ♦ Q_{10} : débit décennal de pointe en m^3/s ,
- ♦ T_c : temps de concentration en s,
- ♦ N_p : degré de protection (< 1),

Paramètres dont l'évaluation est précisée dans les paragraphes précédents.

Précisons que ces déficits d'écoulement, utilisés pour hiérarchiser les insuffisances, ne correspondent pas aux volumes maxima pouvant déborder une fois tous les dix ans. Ces derniers, généralement supérieurs aux déficits d'écoulements définis ci-dessus, apparaissent plutôt lors de pluies de durées supérieures à celles engendrant les débits de pointe décennaux.

1.4 Dimensionnement des bassins d'orage

Pour le dimensionnement d'un bassin d'orage, deux méthodes peuvent être utilisées (cf. Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations préconisée par la Circulaire Interministérielle INT 77-284 du 22 juin 1977).

La **méthode des pluies** qui est fondée sur l'analyse statistique des précipitations, consiste à déterminer la courbe enveloppe des pluies, pour une période de retour fixée, à partir des hauteurs de précipitations observées sur différents pas de temps. Elle fournit un ordre de grandeur du volume à stocker.

La **méthode des volumes** est basée sur le même principe que la méthode des pluies, appliqué non plus à la courbe enveloppe des événements pluvieux observés, mais à la courbe d'intensités moyennes maxima¹ pour une période de retour fixée. Elle conduit alors en une étude mathématique du volume maximal à stocker pour une fréquence donnée, et un débit de fuite fixé. Les développements mathématiques de cette méthode sont les suivants :

$$V(t) = C \cdot I \cdot S \cdot t - q \cdot t = 10 \cdot C \cdot S \cdot a \cdot t^{1+b} - q \cdot t$$

avec :

- ♦ $V(t)$: volume à stocker à l'instant « t » en m³,
- ♦ C : coefficient de ruissellement,
- ♦ S : surface du bassin versant en hectares,
- ♦ a, b : coefficients de la loi de MONTANA en mm et mn,
- ♦ q : débit de fuite en m³/mn,
- ♦ t : durée des précipitations en mn.

Dans le cas du dimensionnement d'un bassin d'infiltration, le débit de fuite q est calculé par la formule suivante :

$$q = S \times K$$

avec :

- ♦ q : débit de fuite en m³/s,
- ♦ S : superficie moyenne du plan d'eau en m²,
- ♦ K : coefficient de perméabilité du sol en m/s.

Le volume maximum à stocker est déterminé en résolvant l'équation de la dérivée de l'expression précédente : $dV/dt = 0$, résolution qui fournit dans un premier temps, la durée de remplissage du bassin tampon « Tr » et par suite le volume maximal à stocker « V_{max} » :

$$Tr = \left[\frac{10 \cdot C \cdot S \cdot a \cdot (1+b)}{q} \right]^{-1/b}$$

¹ De type loi de MONTANA : $I \text{ (mm/mn)} = a \cdot t^b \text{ (mn)}$.

$$V_{\max} = \left[\frac{-b}{1+b} \right] \cdot q \cdot Tr$$

avec les unités précédemment définies.

Si enfin, on intitule « T_v » le temps de vidange du bassin d'orage plein, soit :

$$V_{\max} = q \cdot T_v$$

on obtient la relation suivante :

$$T_v = \left[\frac{-b}{1+b} \right] \cdot Tr$$

relation qui montre que compte-tenu de la valeur moyenne du coefficient « - b » $\approx 0,6$ dans la majorité des cas, le temps de vidange d'un bassin d'orage est pratiquement double de son temps de remplissage.

En pratique, ce constat permet de dire que si l'on considère la gestion d'un bassin d'orage sur une journée, il faut dimensionner ce bassin d'orage sur la base d'un temps de remplissage maximal de 8 heures.

Nota :

Cette méthode devient inexacte lorsque le temps de remplissage du bassin d'orage est du même ordre de grandeur que le temps de concentration du bassin versant, car alors elle surestime le volume à stocker.

Le **logiciel HYDSOM** permet, en simulant l'hydrogramme résultant d'une pluie de projet, de comptabiliser pas à pas le volume à stocker, qui correspond à la différence entre le débit reçu par le bassin et son débit de fuite.

ooo

ANNEXE 2

COEFFICIENTS PLUVIOMÉTRIQUES DE MONTANA UTILISÉS



METEO FRANCE

COEFFICIENTS DE MONTANA

Formule des hauteurs – Méthode du renouvellement

Statistiques sur la période 1991 – 2005

VALOGNES (50)

Indicatif : 50615001, alt : 61 m., lat : 49°31'06"N, lon : 01°30'18"W

La formule de Montana permet, de manière théorique, de relier une quantité de pluie $h(t)$ recueillie au cours d'un épisode pluvieux avec sa durée t :

$$h(t) = a \times t^{(1-b)}$$

Les quantités de pluie $h(t)$ s'expriment en millimètres et les durées t en minutes.

Les coefficients de Montana (a, b) sont calculés par un ajustement statistique entre les durées et les quantités de pluie ayant une durée de retour donnée.

Cet ajustement est réalisé à partir des pas de temps (durées) disponibles entre 15 minutes et 2 heures.

Pour ces pas de temps, la taille de l'échantillon est au minimum de 15 années.

Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 15 minutes à 2 heures

Durée de retour	a	b
5 ans	5.009	0.689
10 ans	5.862	0.697
20 ans	6.749	0.705
30 ans	7.189	0.706
50 ans	7.829	0.709
100 ans	8.721	0.714

Page 1/1

Edité le : 18/01/2007

N.B. : La vente, redistribution ou rediffusion des informations reçues,
en l'état ou sous forme de produits dérivés, est strictement interdite sans l'accord de METEO-FRANCE

Centre Departemental de la Manche
4 rue Notre Dame 50100 Cherbourg-Octeville
Tél. : 02 33 53 53 44 – Fax : 02 33 53 53 41



METEO FRANCE

COEFFICIENTS DE MONTANA

Formule des hauteurs – Méthode du renouvellement

Statistiques sur la période 1991 – 2005

VALOGNES (50)

Indicatif : 50615001, alt : 61 m., lat : 49°31'06"N, lon : 01°30'18"W

La formule de Montana permet, de manière théorique, de relier une quantité de pluie $h(t)$ recueillie au cours d'un épisode pluvieux avec sa durée t :

$$h(t) = a \times t^{(1-b)}$$

Les quantités de pluie $h(t)$ s'expriment en millimètres et les durées t en minutes.

Les coefficients de Montana (a,b) sont calculés par un ajustement statistique entre les durées et les quantités de pluie ayant une durée de retour donnée.

Cet ajustement est réalisé à partir des pas de temps (durées) disponibles entre 1 heure et 24 heures.
Pour ces pas de temps, la taille de l'échantillon est au minimum de 15 années.

Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 1 heure à 24 heures

Durée de retour	a	b
5 ans	3.713	0.62
10 ans	4.29	0.624
20 ans	4.854	0.627
30 ans	5.189	0.629
50 ans	5.622	0.631
100 ans	6.196	0.633

Page 1/1

Edité le : 18/01/2007

N.B. : La vente, redistribution ou rediffusion des informations reçues,
en l'état ou sous forme de produits dérivés, est strictement interdite sans l'accord de METEO-FRANCE

Centre Départemental de la Manche
4 rue Notre Dame 50100 Cherbourg-Octeville
Tél. : 02 33 53 53 44 – Fax : 02 33 53 53 41

ANNEXE 3

SCHÉMAS DE PRINCIPE DE BASSINS COMBINANT LES FONCTIONS DE RÉTENTION ET DE TRAITEMENT DES EAUX DE RUISSELLEMENT

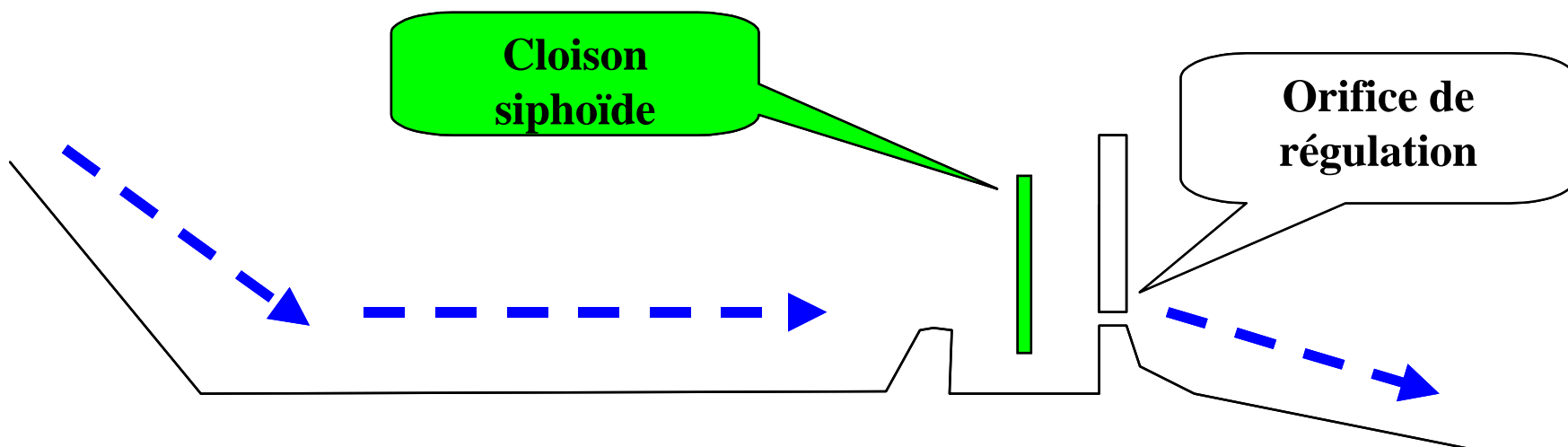


Figure A3.1 : Schéma de principe du traitement simple des eaux pluviales

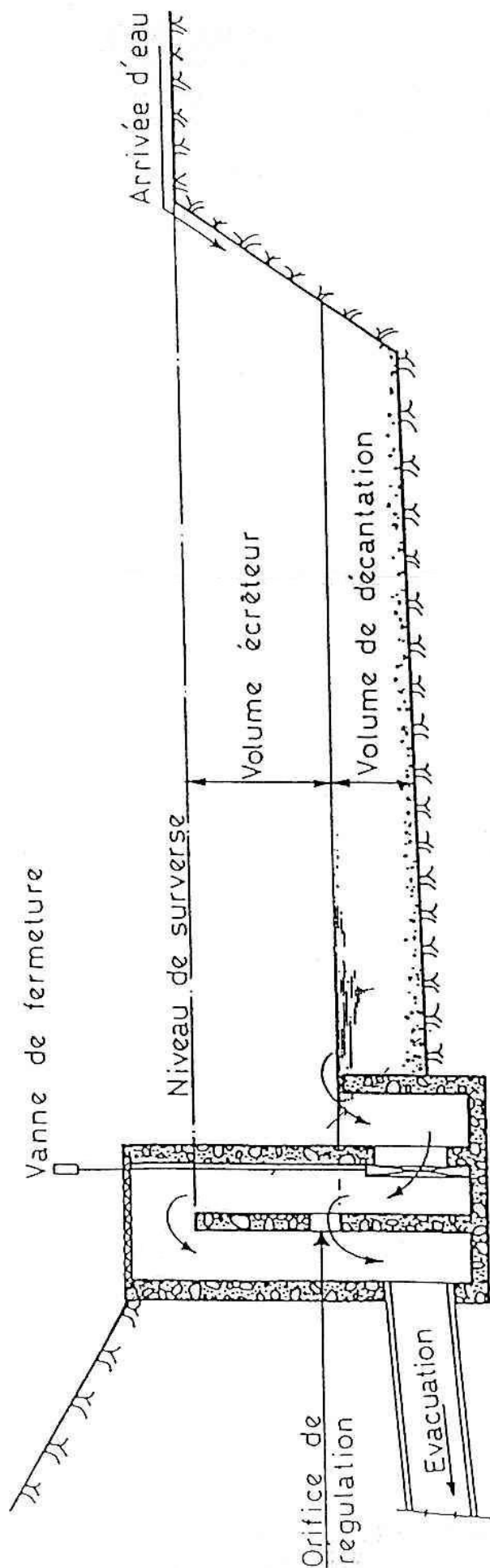
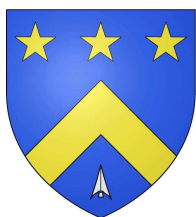


Figure A3.2 : Exemple d'ouvrage de traitement et de rétention des eaux pluviales

COMMUNE DE PORT-BAIL



Février 2012



PLAN LOCAL D'URBANISME

Annexes sanitaires -
Alimentation en eau potable


SAFEGE
Ingénieurs Conseils

SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ÎLE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX
Agence de RENNES : 1 rue du Général de Gaulle - CS 90293 - 35761 SAINT-GRÉGOIRE cedex

TABLE DES MATIÈRES

1	Préambule.....	1
2	Situation actuelle de l'alimentation en eau potable	2
2.1	Organisation de la desserte en eau potable.....	2
2.2	Ressource en eau potable	2
2.3	Stockage et réseau de distribution	3
2.4	Volumes distribués et consommés	3
3	Mise en œuvre du PLU	6
3.1	Prévision en terme d'urbanisation	6
3.2	Besoins en eau futurs.....	7
3.3	Approvisionnement en eau	7
3.4	Desserte du réseau actuel et des nouvelles zones.....	7
3.5	Défense incendie	8

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 2-1 : Evolution de la distribution et de la consommation d'eau potable du S.I.E.A.P. de PORTBAIL	4
---	---

Tableau 2-1 : Répartition des abonnés par commune	2
---	---

Tableau 2-2 : Volumes distribués et consommés sur le S.I.A.E.P. de PORTBAIL	3
---	---

Plan hors texte :

N° 07.10.015 : Réseau d'eau potable

1

Préambule

La commune de PORTBAIL a décidé de mettre en œuvre un Plan Local d'Urbanisme (PLU) en vue d'organiser le développement de son territoire.

Le présent mémoire a pour objet de présenter les annexes sanitaires portant sur les dispositions à prendre concernant l'alimentation en eau potable.

2

Situation actuelle de l'alimentation en eau potable

2.1 Organisation de la desserte en eau potable

Le S.I.A.E.P. de PORTBAIL regroupe les communes de BAUDREVILLE, DENNEVILLE, PORTBAIL, SAINT LO D'OURVILLE et SAINT-RÉMY-DES-LANDES. Il distribue à 2 750 abonnés environ et dessert presque 3 000 résidents permanents auxquels s'ajoutent environ 9 150 habitants temporaires.

PORTBAIL représente presque la moitié des abonnés du S.I.A.E.P. (voir tableau 2-1).

Tableau 2-1 : Répartition des abonnés par commune

Commune	Abonnés
BAUDREVILLE	70
DENNEVILLE	755
PORTBAIL	1 295
SAINT-LÔ-D'OURVILLE	420
SAINT-RÉMY-DES-LANDES	206
Abonnés communes extérieures (BESNEVILLE, SURVILLE, CANVILLE LA ROCQUE)	5
Total Abonnés	2 751

2.2 Ressource en eau potable

Le S.I.A.E.P. de PORTBAIL est desservi par une importation du Syndicat Mixte de Production de la CÔTE DES ISLES qui alimente aussi BARNEVILLE-CARTERET et le S.I.A.E.P. de la SCYE.

Les ressources en eau sont constituées de quatre captages dont 2 appartiennent à BARNEVILLE-CARTERET (300 m³/j) et 2 sont exploités par le S.I.A.E.P. de CÔTE DES ISLES (4 000 m³/ouvrage et 2 x 3 000 m³ avec exploitation en parallèle). Les captages sont implantés sur la commune de DENEVILLE au Sud de PORTBAIL.

2.3 Stockage et réseau de distribution

Un plan du réseau d'eau potable sur le territoire de la commune de PORTBAIL est annexé à cette note.

Le réseau du S.I.A.E.P. de PORTBAIL totalise 171 km de canalisations.

Le Syndicat présente un programme pluriannuel de renouvellement de réseau et a construit en 2005 un réservoir au sol de 500 m³ à DENNEVILLE (Les Grandes Masses).

Nous noterons la présence de branchement en plomb (30 en 2004). Nous rappelons qu'il est recommandé de renouveler ces branchements pour satisfaire les évolutions à venir sur le taux de plomb dans l'eau (10 µg/l en 2023).

2.4 Volumes distribués et consommés

La figure 2-1, extraite du Schéma Départemental d'Alimentation en Eau Potable, permet de visualiser les principales données techniques liées à la distribution et à la consommation de 1990 à 1998. Les volumes mis en distribution au niveau du Syndicat en 2003 et 2004 sont présentés dans le tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Volumes distribués et consommés sur le S.I.A.E.P. de PORTBAIL

Volumes (m ³)	2003	2004	Variation
Volume mis en distribution (importation)	253 368	274 887	+ 8,49 %
Volume total consommé	200 926	212 827	+ 5,92 %
Rendement primaire du réseau	79,30 %	77,42 %	
Indice linéaire de pertes (m ³ /j/km)	0,84	0,99	

Lin = 116 km		Production et distribution annuelle					Consommation en m ³ /an			Ratios		
Année	Abonnés	Production m ³ /an	Achat m ³ /an	Vente m ³ /an	Production + Achat - Vente	Distribution m ³ /an	Abonnés domestiques	Industriels	Total	m ³ /an/abonné	Indice de perte ILP m ³ /j/km	Rendement
1990	2 353	0	270 850	0	270 850	270 850	188 736	21 663	210 399	80	1.4	0.78
1991	2 369	0	262 847	0	262 847	262 847	190 091	15 351	205 442	80	1.4	0.78
1992	2 376	0	289 691	0	289 691	289 691	177 762	18 896	196 658	75	2.2	0.68
1993	2 415	0	289 042	0	289 042	304 471	180 919	8 582	189 501	75	2.7	0.62
1994	2 425	0	296 287	0	296 287	301 828	180 935	8 623	189 558	75	2.7	0.63
1995	2 425	0	297 326	0	297 326	297 095	193 931	8 395	202 326	80	2.2	0.68
1996	2 425	0	277 082	0	277 082	275 554	192 083	8 395	200 478	79	1.8	0.73
1997	2 426	0	279 961	0	279 961	284 041	194 448	0	194 448	80	2.1	0.68
1998	0	0	249 309	0	249 309	249 309	187 344	0	187 344	-	1.5	0.75

L'écart entre "Production + Achat - Vente" et "Distribution" peut correspondre au volume d'eau de process.

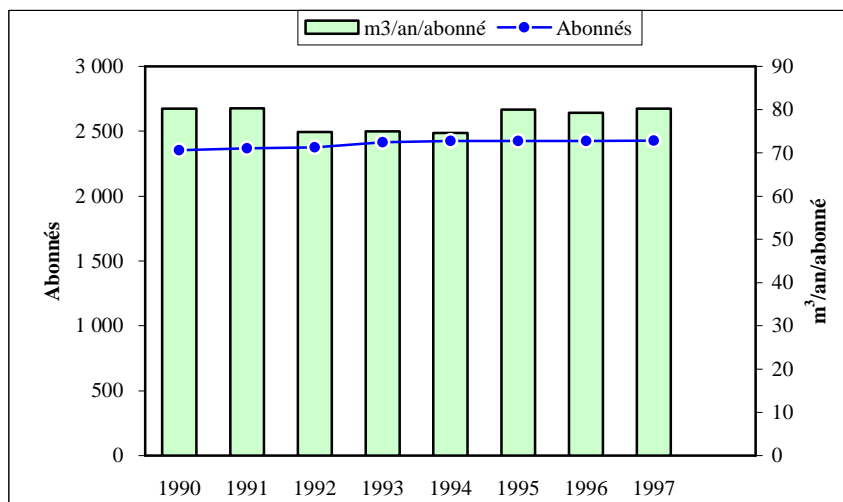
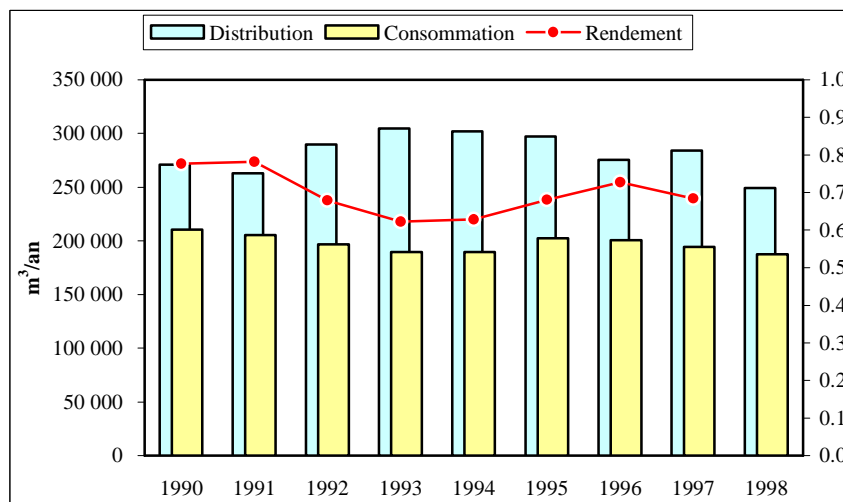


Figure 2-1 : Evolution de la distribution et de la consommation d'eau potable du S.I.E.A.P. de PORTBAIL

O:\50\AEP50\phase1\EXPL_DTA.XLS\Fiche_actuel

Edition du 21/06/99

Nous noterons une amélioration du rendement de réseau entre les années 1996-1997 (environ 70 %) et les années 2003-2004 (environ 78 %). Le volume actuel ainsi que l'indice linéaire de perte indique que la situation du réseau est satisfaisante. Néanmoins, le suivi des pertes d'eau nécessite un suivi régulier afin de maintenir un objectif de rendement entre 75 % et 80 %, comme il est recommandé pour un réseau semblable à celui de PORTBAIL.

Les besoins unitaires sont de l'ordre de :

- ✓ 210 l/jour/abonné (pour l'ensemble des abonnés),
- ✓ 190 l/jour/habitant permanent.

Les besoins en eau du S.I.A.E.P. sont de l'ordre de 275 000 m³/an, soit 750 m³/j en moyenne. Le coefficient de pointe des mois d'été est d'environ 1,70 et les coefficients de pointe journalier de 3,5 à 4, soit 2 600 à 3 000 m³/j environ.

3

Mise en œuvre du PLU

3.1 Prévision en terme d'urbanisation

Les orientations du PLU de PORTBAIL portent sur quatre zones d'urbanisation future situées en périphérie du bourg. Nous distinguons :

- ✓ Zones 1 AU (Urbanisation court et moyen terme)
à vocation d'habitat
 - ◆ développement du Sud-Est du bourg ou village de la Rivière qui s'intègre dans le projet d'extension du réseau s'assainissement introduit au paragraphe suivant ;
 - ◆ développement de Nord-Ouest du bourg aux lieux-dits Saint Marc et Le Carigny.
- ✓ Zones 2 AU (Urbanisation à long terme)
à vocation d'habitat
 - ◆ développement de l'Est du bourg en privilégiant le développement de petites activités artisanales dans la partie Ouest de ce secteur (périphérie immédiate du bourg) et d'activités industrielles sur l'arrière du secteur (partie Est).

Le zonage retenu permettra de développer :

- ✓ 200 logements en urbanisation immédiate en zones 1AU,
- ✓ 70 logements environ en réserve foncière sur les zones 1AU, et un potentiel de 100 logements environ en réserve foncière sur les zones 2 AU.

Sur la base de 4 habitants environ par logement, ces développements permettront d'accueillir 800 habitants à court-moyen terme et entre 650 et 700 habitants supplémentaires à long terme.

3.2 Besoins en eau futurs

Sur la base de 2 500 habitants (1 700 résidents permanents + 800 nouveaux habitants), la consommation en eau de PORTBAIL serait de l'ordre de :

$$2\,500 \times 190 \text{ l/j/habitant} = 500 \text{ m}^3/\text{j} \text{ en moyenne, soit } 170\,000 \text{ m}^3/\text{an}.$$

Les besoins en eau de PORTBAIL, le jour de pointe, serait de $1\,750 \text{ m}^3/\text{j}$ à $2\,000 \text{ m}^3/\text{j}$.

3.3 Approvisionnement en eau

Le bilan de ressources-besoins, présenté dans le Schéma Départemental AEP, est globalement excédentaire de $1\,640 \text{ m}^3/\text{j}$ le jour de pointe. L'arrêt d'un ouvrage se traduit par une perte nette de $2\,000 \text{ m}^3/\text{j}$ seulement. Un déficit de 300 m^3 apparaîtrait alors le jour de pointe.

La présence de fer est à noter. Il conviendra donc de surveiller le colmatage des ouvrages, voire de réaliser un troisième captage sur la même nappe de façon à garantir le potentiel de production, en particulier en pointe.

Le Schéma Départemental AEP préconisait ainsi le développement d'une ressource supplémentaire sur le SM de production de CÔTE DES ISLES de $3\,000$ à $4\,000 \text{ m}^3/\text{j}$, en 2000.

3.4 Desserte du réseau actuel et des nouvelles zones

La desserte des zones d'urbanisation future s'effectuera soit directement à partir des réseaux existants, éventuellement par un maillage selon la taille des zones assurant la société de la distribution, soit à partir d'une extension de réseaux.

Il conviendrait de s'assurer par un Schéma Directeur ou par des études complémentaires au cas par cas des modalités de desserte future. Ces études tiendront compte du Schéma d'aménagement des zones et des emplacements des voiries de desserte.

3.5 Défense incendie

Juridiquement, la défense incendie reste de la responsabilité de chaque commune.

Lorsqu'elle est assurée par le réseau d'eau potable, mais ce n'est pas une nécessité surtout en zone d'habitat diffus ou épars, les poteaux doivent :

- ✓ être situés à moins de 200 m du risque à couvrir ;
- ✓ fournir un débit minimum de 60 m³/h sous 1 bar de pression (avec une tolérance à 0,6 bar) pendant 2 heures ;
- ✓ être dimensionnés en Ø 100 mm et alimentés par une conduite de diamètre minimum 100 mm.

La réglementation présentée sommairement ci-avant porte sur les risques courants en site urbain ou rural.

Pour la défense incendie des zones d'activités ou industriels, où les risques peuvent s'avérer nettement plus importants, les dispositions exigées par le SDIS sont nettement plus contraignantes. Selon la superficie des bâtiments non recoupés, le SDIS impose que 2, 3, voire 4, poteaux soient utilisables simultanément à 60 m³/h, ce qui aboutit alors à des débits atteignant parfois 240 m³/h, difficiles à fournir par le réseau d'alimentation en eau potable si celui-ci est dimensionné pour la distribution sanitaire.

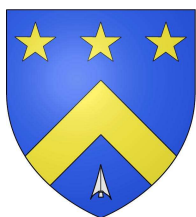
Dans ce cas, le complément de débit et le volume doit être apporté par des stockages mis en place à la parcelle, à la charge des industriels.

Hormis les cas particuliers des zones d'activités ou industrielles, la défense incendie à 60 m³/h peut être assurée hydrauliquement sur de courtes distances (quelques centaines de mètres) par des canalisations Ø 100 mm ou sur des distances plus importantes par des canalisations Ø 125 ou Ø 150 mm.

Ainsi, le maillage de réseaux permet, outre la sécurisation de la distribution sanitaire, de renforcer la défense incendie.

Les diamètres préconisés dans le schéma de desserte des nouvelles zones devront permettre d'assurer la défense incendie réglementaire (1 poteau sera déjà présent ou pourra être mis en place à moins de 200 m des risques à couvrir).

COMMUNE DE PORT-BAIL



Février 2012



PLAN LOCAL D'URBANISME

Annexes sanitaires -
Assainissement des eaux usées


SAFEGE
Ingénieurs Conseils

SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ILE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX
Agence de RENNES : 1 rue du Général de Gaulle - CS 90293 - 35761 SAINT-GRÉGOIRE cedex

TABLE DES MATIÈRES

1 Préambule.....	1
2 Organisation actuelle.....	2
2.1 Réseaux de collecte et de transfert	2
2.2 La station d'épuration.....	3
2.3 Description sommaire du projet d'assainissement	4
3 Mise en œuvre du PLU	7
3.1 Données de base	7
3.1.1 Raccordement à l'assainissement collectif par extension du réseau	7
3.1.2 Prévision en terme d'urbanisation	7
3.1.3 Estimation des flux	8
3.2 Dispositions à prévoir.....	10
3.2.1 Desserte des nouvelles zones.....	10
3.2.2 Renforcement des infrastructures existantes	10

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 2-1 : Schéma de fonctionnement de la future station d'épuration de 6 000 EH	5
Figure 2-2 : Schéma de transfert des effluents de l'ancienne station d'épuration à la station actuelle.....	6
Figure 3-1 : Organisation des postes de refoulement.....	11
 Tableau 2-1 : Données de population	3
Tableau 3-1 : Evaluation du projet de raccordement.....	7
Tableau 3-2 : Evolution des charges à traiter	9
Tableau 3-3 : Charge organique à traiter	9

Plan hors texte :

N° 12.40.135 : Réseau d'eaux usées

1

Préambule

La commune de PORT-BAIL a décidé de mettre en œuvre un Plan Local d'Urbanisme (PLU) en vue d'organiser le développement de son territoire.

Le présent mémoire a pour objet de présenter les annexes sanitaires portant sur les dispositions à prendre concernant l'assainissement des eaux usées.

2

Organisation actuelle

L'assainissement des eaux usées de la commune de PORT-BAIL a été conçu selon le système séparatif (bien que quelques tronçons soient unitaires) et les réseaux ont été dimensionnés pour ne collecter que les effluents urbains et industriels.

Le réseau d'assainissement de PORT-BAIL est géré au sein du Syndicat Intercommunal d'Assainissement (S.I.A.) de DENNEVILLE, PORT-BAIL et de SAINT-LO D'OURVILLE

Le havre de PORT-BAIL reçoit les eaux usées de PORT-BAIL ainsi que celles de la rivière Ollonde (ou Le Gris) qui débouche dans le havre en partie Sud-Est, et du ruisseau de La Roque en partie Nord-Est. Enfin, le ruisseau du Gennetot, futur milieu récepteur des effluents traités, rejoint Le Gris avant d'atteindre le havre.

Au total, c'est une superficie de 48 km² que représente le bassin versant amont du havre de PORT-BAIL.

Les données sur l'assainissement sont issues de l'étude de diagnostic des systèmes d'assainissement réalisée par BETAM en 1999-2000.

2.1 Réseaux de collecte et de transfert

Le réseau d'assainissement de la commune de PORT-BAIL est essentiellement séparatif, c'est-à-dire qu'il collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales ; néanmoins, il dispose de quelques tronçons en unitaire ou pseudo-séparatif. Celui-ci correspond à 13 360 ml et présente 10 postes de relevage situés :

- ✓ à l'entrée de la station d'épuration,
- ✓ au niveau du lotissement Le Galissous,
- ✓ au niveau de l'impasse Le Rosier,
- ✓ à proximité de la Mairie.

588 habitations y sont raccordées, soit 43 % des résidences recensées sur la commune (voir tableau 2-1) et un volume moyen d'eaux usées sanitaires rejeté de l'ordre de 120 m³/j (cf. figure 2-1 des annexes sanitaires eau potable).

Tableau 2-1 : Données de population

	1968	1975	1982	1990	1999	2008
PORT-BAIL						
Population	1 499	1 591	1 707	1 654	1 675	1 667
Résidences principales	470	521	597	675	737	847
Résidences secondaires	150	189	237	535	630	727

Du fait de la forte activité touristique, PORT-BAIL voit sa population multipliée par 5 en saison estivale : on compte aussi environ 1 700 habitants en permanence et la population estivale est estimée à 10 000 personnes.

Le réseau d'assainissement est présenté sur le plan n° 12.40.135

L'étude diagnostic en 1999-2000 a mis en évidence les dysfonctionnements suivants :

- ✓ une surface active de 7 000 m² et 26 anomalies ont été recensées,
- ✓ des intrusions d'eaux claires parasites de nappe de l'ordre de 96 m³/j, liées à des cassures circulaires, des perforations du réseau, des joints détériorés et des effondrements par voûtes localisés.

La mise à niveau du réseau d'assainissement est en cours de réalisation afin de mettre aux normes les équipements et de disposer d'infrastructures adaptées aux futurs projets des communes du S.I.A. de PORT-BAIL.

2.2 La station d'épuration

La station d'épuration est située au niveau des Pièces Saint-Jean, elle a été mise en service en 2009 et construite par STEREAU. Les terrains sont situés à l'extérieur du bourg en zone rurale, à 300 mètres des plus proches habitations.

Afin de faire face aux pointes estivales, la station projetée est dimensionnée pour traiter la pollution générée par **12 000 équivalent-habitants** à long terme. A moyen terme, seule une capacité d'épuration de 6 000 EH sera développée. D'autre part, elle est conçue de façon à admettre les pluies courantes liées à une surface active¹ de 0,7 ha environ.

¹ Surface active : surface imperméabilisée qui alimente le réseau d'eaux usées en eaux pluviales à hauteur de 10 m³ par hectare pour chaque millimètre de pluie.

Les eaux usées font l'objet d'un traitement de la matière organique, d'un traitement de l'azote, et d'une filtration sur sable, afin de piéger une partie des agents microbiologiques résiduels.

Bien qu'éloigné du bourg, le projet a intégré dès sa conception, les aménagements permettant de réduire significativement les nuisances acoustiques, olfactives et visuelles.

Le rejet sera effectué dans le ruisseau de Gennetot, puis vers le havre de PORT-BAIL. Le rejet présentera un niveau bactériologique équivalent à 100 000 E.coli / 100 ml en sortie de station pour s'assurer de l'innocuité du rejet sur les usages littoraux. La filière retenue pour la future station d'épuration est présentée sur la figure 2-1.

2.3 Description sommaire du projet d'assainissement

Le projet d'assainissement prévoit (cf. figure 2-2) :

- ✓ la création d'un bassin tampon sur le site de l'actuelle station d'épuration,
- ✓ la création d'une conduite de transfert des eaux usées entre le secteur de la plage sur PORT-BAIL et le futur bassin tampon à créer sur l'actuel site de la station d'épuration,
- ✓ l'extension du réseau d'assainissement sur la commune de PORT-BAIL (la plage et le hameau Fleury),
- ✓ la réception d'effluents en provenance des communes voisines (secteurs DENNEVILLE plage, LINBERGH plage, DENNEVILLE bourg et VARREVILLE).

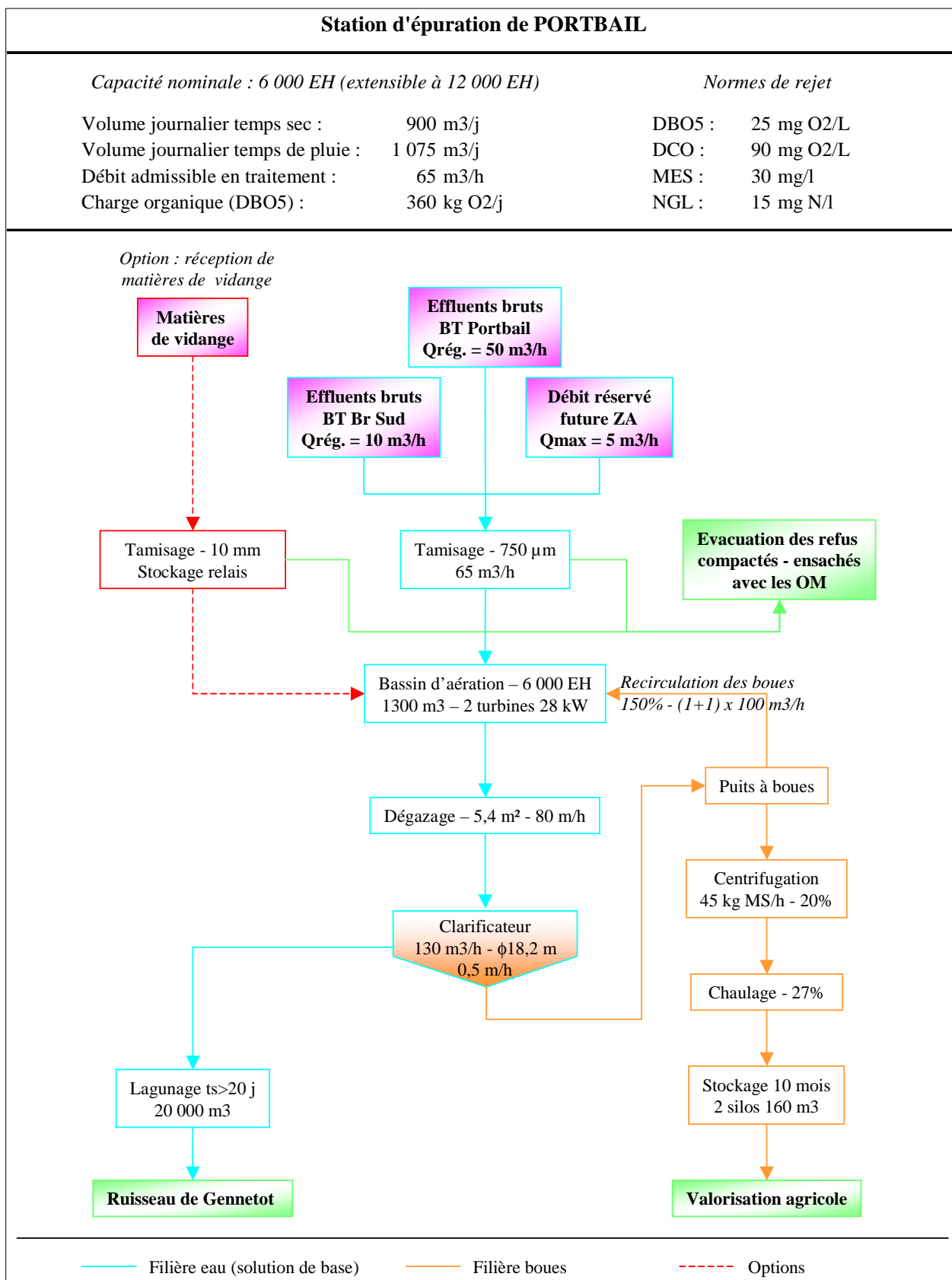
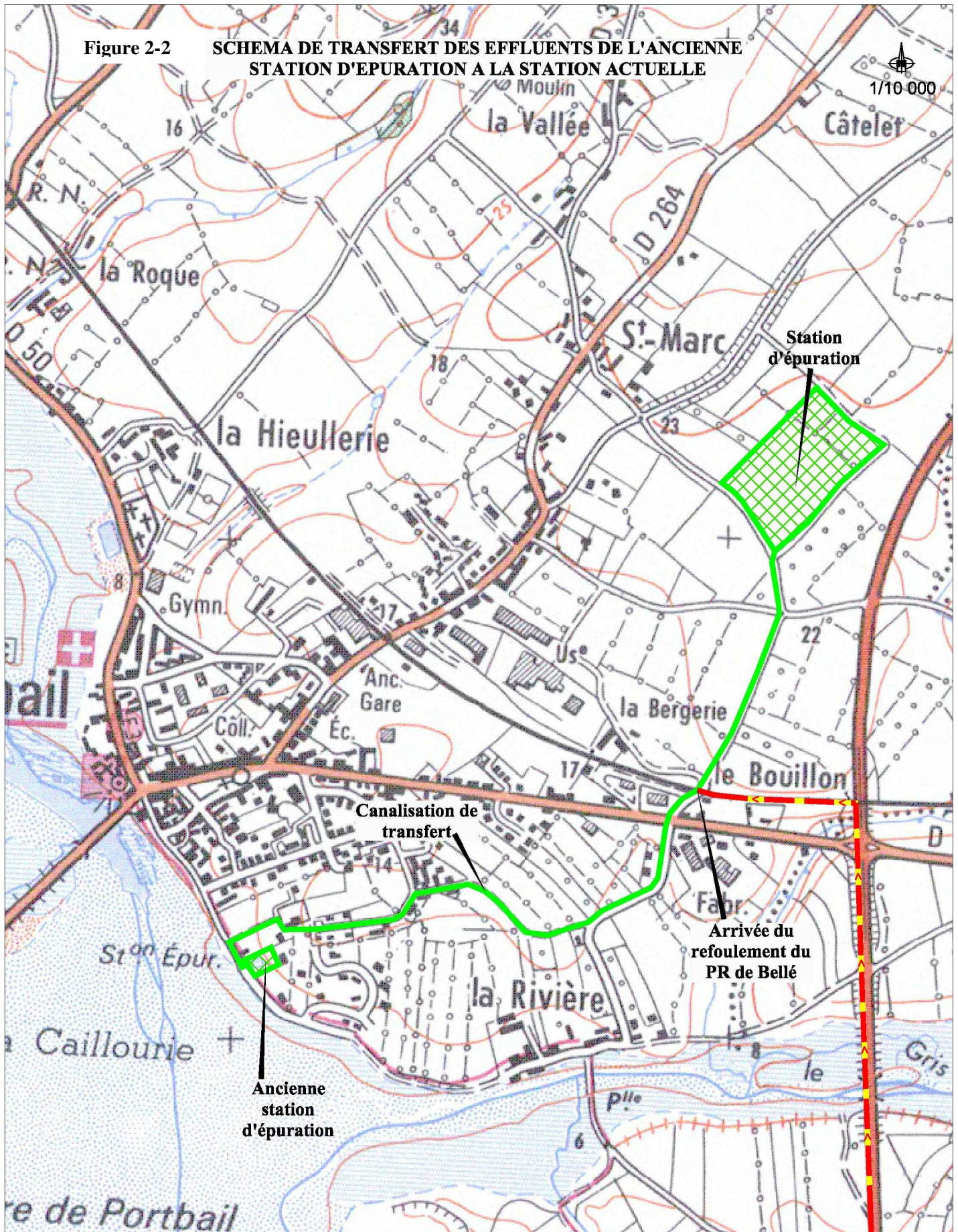


Figure 2-1 : Schéma de fonctionnement de la future station d'épuration de 6 000 EH

Figure 2-2

**SCHEMA DE TRANSFERT DES EFFLUENTS DE L'ANCIENNE
STATION D'EPURATION A LA STATION ACTUELLE**



3

Mise en œuvre du PLU

3.1 Données de base

3.1.1 Raccordement à l'assainissement collectif par extension du réseau

Le projet de développement du réseau d'assainissement envisage le raccordement de PORT-BAIL plage, du secteur riverain du havre de PORT-BAIL (dénommé aussi PORT-BAIL Nord) et du village de la Rivière (dénommé PORT-BAIL Est).

Ce projet concerne le raccordement de secteur urbanisé pour l'essentiel (voir plan annexe). Le tableau 3-1 présente l'extension envisagée avec le nombre de nouveaux branchements raccordés et la population associée en Equivalent-Habitants :

Tableau 3-1 : Evaluation du projet de raccordement

N°	Secteur	Population en pointe estivale (Equivalent-Habitants)	Nombre de branchements
1	PORT-BAIL Nord	410	100
2	PORT-BAIL Est	100	30
Total	-	510	130

3.1.2 Prévision en terme d'urbanisation

Les orientations du PLU de PORT-BAIL portent sur quatre zones d'urbanisation future situées en périphérie du bourg.

- ✓ Zones 1 AU (Urbanisation court et moyen terme)
à vocation d'habitat
 - ◆ développement du Sud-Est du bourg ou village de la Rivière qui s'intègre dans le projet d'extension du réseau d'assainissement introduit au paragraphe suivant ;
 - ◆ développement de Nord-Ouest du bourg aux lieux-dits Saint Marc et Le Carigny.
- ✓ Zones 2 AU (Urbanisation à long terme)
à vocation d'habitat
 - ◆ développement de l'Est du bourg en privilégiant le développement de petites activités artisanales dans la partie Ouest de ce secteur (périphérie immédiate du bourg) et d'activités industrielles sur l'arrière du secteur (partie Est).

Le zonage retenu permettra de développer :

- ✓ 200 logements en urbanisation immédiate en zones 1AU,
- ✓ 70 logements environ en réserve foncière sur les zones 1AU, et un potentiel de 100 logements environ en réserve foncière sur les zones 2 AU.

Sur la base de 4 habitants environ par logement, ces développements permettant d'accueillir 800 habitants à court-moyen terme et entre 650 et 700 habitants supplémentaires à long terme.

3.1.3 Estimation des flux

Les flux rejetés au réseau d'assainissement seront générés par :

- ✓ les rejets de type domestique (ou assimilé),
- ✓ les rejets des activités industrielles raccordées au réseau,
- ✓ les eaux parasites infiltrées ou captées par le réseau (réseau unitaire).

Les charges hydrauliques sont calculées sur la base de :

- ✓ 4 habitants par logement,
- ✓ 150 l/habitant/jour,
- ✓ coefficient de pointe variable par secteur et égal à 4 au maximum,
- ✓ volumes consommés pour les collectifs importants (camping, hôtel,...),
- ✓ des capacités d'accueil et de ratios standards, pour la thalasso et les activités portuaires.

Le dimensionnement de la station d'épuration est ainsi réalisé à l'échelle du S.I.A. de PORT-BAIL pour les capacités présentées dans les tableaux suivants :

Tableau 3-2 : Evolution des charges à traiter

	Eté	Hiver
Mise en service		
Capacité organique	6 000 EH	
Capacité hydraulique	65 m3/h	
Charge organique collectée	6 000 EH	3 000 EH
Volume temps sec / pluie	900 m3/j / 1075 m3/j	450 m3/j / 625 m3/j
Long terme (nécessitera une extension ultérieure)		
Capacité organique	12 000 EH	
Capacité hydraulique	130 m3/h	
Charge organique collectée	12 000 EH	3 060 EH
Volume temps sec / pluie	1850 m3/j / 2020 m3/j	500 m3/j / 680 m3/j
Temps de pluie : surface active 0,7 ha ; pluie semestrielle 25 mm/j		

Les charges organiques à prévoir à moyen terme sont présentées dans le tableau 3-3.

Tableau 3-3 : Charge organique à traiter

	Rejet unitaire	Eté	Hiver
Pop. équiv.	-	6 000 EH	3 000 EH
DBO ₅	60 g/EH/j	360 kg O2/j	180 kg O2/j
DCO	90 g/EH/j	540 kg O2/j	270 kg O2/j
MES	70 g/EH/j	420 kg/j	210 kg/j
NTK	12 g/EH/j	72 kg N/j	36 kg N/j

3.2 Dispositions à prévoir

3.2.1 Desserte des nouvelles zones

Conformément à l'instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations, la desserte interne des secteurs à urbaniser sera réalisée par l'intermédiaire de canalisations gravitaires de diamètre Ø 200 mm, dont l'implantation précise ne pourra être définie qu'au stade de la réalisation en fonction :

- ✓ de l'organisation de la voirie,
- ✓ de la présence ou non en périphérie des zones d'urbanisation à court terme, des zones d'urbanisation à long terme.

Ensuite, le réseau interne de ces zones sera raccordé sur le réseau existant :

- ✓ gravitairement, si la topographie du terrain le permet, solution à privilégier,
- ✓ par l'intermédiaire d'un poste de relèvement, si l'exutoire du réseau interne est altimétrique plus bas que le réseau sur lequel il doit se raccorder.

Afin d'optimiser les pertes de charges et les temps de séjour dans les canalisations pouvant entraîner une dégradation des effluents, les diamètres de refoulement des postes de relèvement sont compris entre 50 et 150 mm.

L'organisation des postes de refoulement pour collecter les nouvelles zones à collecter à moyen et long terme jusqu'à la nouvelle station d'épuration est présentée sur la figure 3-1.

Le plan 07.10.014 présente les réseaux envisagés et le zonage d'assainissement.

3.2.2 Renforcement des infrastructures existantes

A l'arrivée du refoulement dans le bourg de PORT-BAIL, il est à noter que le réseau gravitaire actuellement en diamètre DN150 devra être remplacé par un réseau diamètre DN200 conforme aux prescriptions de l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement.

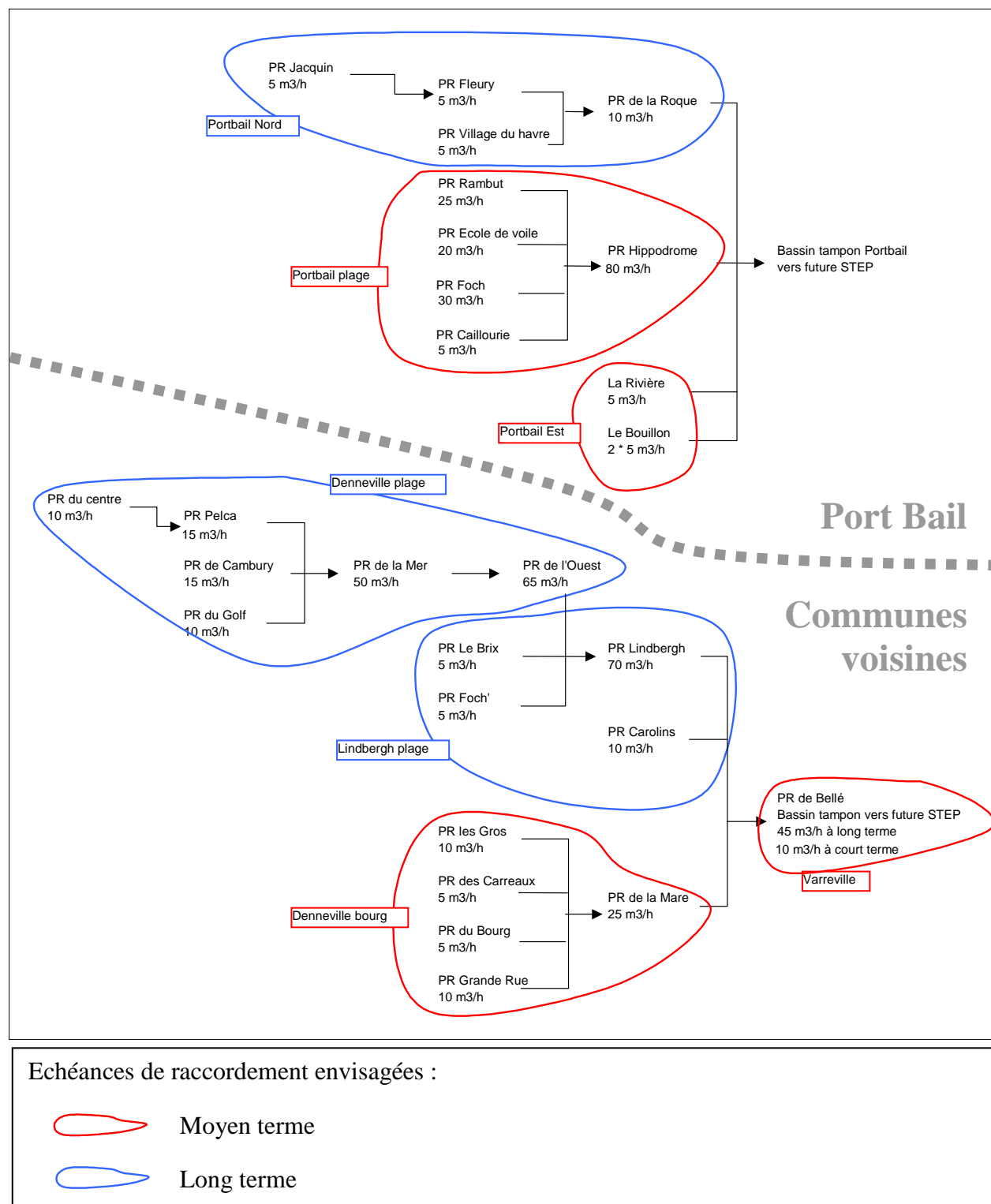


Figure 3-1 : Organisation des postes de refoulement