

ETUDE DES VERSANTS A & B
SECTEURS VERRIE ET GARE

SOMMAIRE

	Page
A – ETAT INITIAL	6
1 – Caractéristiques des versants	6
2 – Description des réseaux	7
3 – Calcul des débits de pointes	9
3.1 – Pas sous-bassin	9
3.2 – Assemblage des bassins	10
B – RECHERCHE DES DYSFONCTIONNEMENTS	12
1 – Adéquation des réseaux	13
2 – Simulations hydrauliques	15
3 – Résultats de l'enquête de terrain	17
4 – Autres facteurs de dysfonctionnement	17
C – SOLUTIONS PROPOSÉES	18
1 – Choix des options	20
2 – Propositions de travaux	21
2.1 – Déviation des versants amont de la Verrie	21
2.2 – Création d'un tronçon au lieu-dit « la Brauderie »	21
2.3 – Création des bassins de rétention amont	21
<i>a – Secteur de la Noue</i>	22
<i>b – Secteur de la Gare</i>	23
2.4 – Redimensionnement des réseaux	25
<i>a – Modification à réaliser</i>	25
<i>b – Débits générés après redimensionnement</i>	27

2.5 – Recalibrage du bassin de rétention existant de la Guilbaudière	28
<i>a – Choix de la période de retour</i>	28
<i>b – Choix du débit de fuite</i>	28
<i>c – Calcul du volume de rétention</i>	28
<i>d – Option de traitement</i>	29
2.6 – Phasage des travaux et estimatif financier	31
ANNEXES	34

Carte plan de situation 1/25000

A – ETAT INITIAL

1 – Caractéristiques des versants

2 – Description des réseaux

3 – Calcul des débits de pointes

3.1 – Par sous-bassin

3.2 – Assemblage des bassins

Carto A3 Hydro et Topo

Carto A0 EI

A – ETAT INITIAL

Les versants de la Verrie (BV A) et de la Gare (BV B) ont un seul et même exutoire. Leur étude est donc commune.

I – CARACTERISTIQUES DES VERSANTS

En fonction de l'inventaire des réseaux, il a été possible de déterminer des sous-bassins élémentaires.

Afin de déterminer le type de pluie qui est susceptible de provoquer le maximum de ruissellement, nous avons déterminé pour chaque sous-versant son temps de concentration.

Versant	Surface (en ha)	SCS Curve Number	Pente (m/m)	Coefficient imperméable (%)	Temps de concentration (min)
A 1	8,05	86	0,009	35	15
A 2a	16,45	87	0,008	50	18
A 2b	3,40	82	0,014	30	11
A 3a	6,60	82	0,019	40	8
A 3b	1,85	80	0,008	55	15
A 4	3,30	85	0,012	20	15
A 5	14,80	82	0,009	35	20
A 6	15,65	87	0,008	15	28
A 7	12,20	85	0,008	20	28
A 8	5,80	85	0,010	20	17
A 9	1,50	83	0,010	35	8
A 10	2,85	83	0,009	70	11
A 11	3,85	82	0,009	35	11
A 12	0,45	82	0,005	60	5
A 13	1,30	82	0,004	25	15
A 14	4,80	82	0,006	50	18
A 15	3,05	82	0,008	50	12
B 1	4,20	84	0,007	75	9
B 2	8,70	85	0,006	15	33
B 3	4,90	83	0,005	60	16
B 4	15,20	87	0,008	30	28
B 5	6,70	83	0,003	75	16
TOTAL (A+B)	145,60				

La surface du bassin tampon 2 a été répartie dans celles des versants A 7, 8, 9, 10 et 11.

2 – DESCRIPTION DES RESEAUX

Dans ce tableau, la description des tronçons sera surtout effectuée pour les zones recensées problématiques ou susceptibles de le devenir. La capacité des tronçons a été calculée en écoulement libre (pas de mise en charge) réseau plein par Manning-Strickler en tenant compte de l'état des réseaux.

Il est à noter que le tracé de certains tronçons n'a pu être exactement déterminé en raison de leur inaccessibilité. Nous avons donc extrapolé leurs caractéristiques d'après les tronçons en amont et aval ainsi que les informations fournies par les services techniques communaux et les riverains.

Le détail du réseau est fourni en annexe.

Versants	Tronçon	Diamètre (mm)	Pente %	Rugosité	Longueur (m)	Capacité (m ³ /s)
A 1	L1	Ø400	1,05	0,017	22	0,16
	L2	Fossé	1,49	0,033	105	1,20
A 2a	L3	Fossé	1,62	0,033	165	3,46
	L4	Ø600	0,65	0,017	40	0,38
	L5	Ø600	0,51	0,017	35	0,34
A 1+2a	L6	Ø500	0,40	0,017	5	0,18
	L7	Fossé	0,94	0,033	16	1,67
	L8	Ø600	1,36	0,017	11	0,55
	L9	Fossé	1,71	0,033	7	2,95
A 1+2a+2b	L11	0,6x0,6 & Ø800	3,20	0,022	15	1,00
	L12	Fossé	1,63	0,033	70	3,47
A 3a	L15	Ø500	1,75	0,017	8	0,38
A 3b	L16	Ø300	1,21	0,020	63	0,07
	L17	Fossé	0,59	0,033	92	0,58
A 3a+3b	L18	Fossé	2,53	0,033	17	1,33
	L19a	Ø160	0,50	0,014	8	0,012
	L19b	Ø400	1,37	0,016	8	0,20
A 1+2+3	L20	Fossé	0,86	0,033	200	5,25
A 4	L21	Fossé	1,36	0,040	55	0,41
	L22	Ø300	1,36	0,017	55	0,09
A 1+2+3+4	L23	Fossé	0,86	0,033	100	5,26
A 1+2+3+4+5	L25	Ø800	-0,57	0,017	14	/
	L26	Fossé	0,67	0,033	300	1,43
A 1+2+3+4+5+6	L30a	Ø400	0,40	0,017	10	0,10
	L30b	Ø600	0,40	0,017	10	0,30
A 7	L31	Fossé	0,52	0,033	65	1,97
A 1+2+3+4+5+6+7	L32	0,7x1	0,55	0,022	40	1,04
	L33	0,7x1	0,18	0,022	45	0,59
A 8	L40	Ø400	1,50	0,017	12	0,20
A 9	L45	Ø300	3,47	0,017	34	0,14
A 10	L50	Ø600	0,20	0,017	55	0,21
A 12	L55	Ø300	0,69	0,017	13	0,06

A 13	L60	Ø400	3,15	0,017	62	0,28
B 4	L62	Ø400	6,64	0,017	14	0,41
B 5	L63	Ø400	1,13	0,017	16	0,17
B 4+5	L64	Ø600	1,46	0,017	39	0,57
	L65	Ø800	0,85	0,017	86	0,93
B 3	L66	Ø600	0,64	0,017	47	0,37
B 3+4+5	L67	Ø800	-0,10	0,017	30	/
B 2	L68	Ø800	0,84	0,017	102	0,93
B 1+2+3+4+5	L70	Ø1000	0,89	0,017	97	1,73
A 11 + B	L72	Ø1200	0,61	0,017	82	2,33
	L73	Ø1200	0,60	0,017	150	2,31
	L74	Ø1200	1,46	0,017	13	3,60
	L75	0,7x1,5	1,46	0,022	13	2,93
A - (A 14+15) + B ou A (1 à 13) + B	L90a	Ø600	1,87	0,017	15	0,64
	L90b	Ø1000	4,00	0,017	15	3,67
	L91	Ø1000	0,46	0,017	210	1,24
A 14	L92	Ø500	1,04	0,017	48	0,30
A 15	L93	Ø400	0,97	0,017	78	0,16
A + B	L94	Ø1000	0,30	0,017	67	1,00
	L95	Fossé	0,13	0,033	52	2,29
	L96	Ø1000	-0,22	0,017	18	/
	L97	Fossé	-0,04	0,033	150	/

Le réseau E.P. de Saint Julien de Concelles comprend également deux bassins de rétention :

- Bassin 1 : Situé dans une petite cuvette entre les villages de la Verrie et de la Bertaudière, il collecte les eaux de ruissellement issues d'une partie des maraîchages en amont.
- Bassin 2 : Situé entre la Guilbaudière et la rue du Vignoble, il permet de tamponner la quasi-totalité des eaux pluviales des bassins versants de la Verrie et de la Gare.

Caractéristiques des bassins de rétention :

	Bassin de rétention 1 (amont)	Bassin de rétention 2 (aval)
BV collectée	BVA 3a+3b	BVA (1à13) +BVB
Orifice d'évacuation	PVC Ø160 à 10,08m	PVC Ø600 à 4,58m
Altitude moyenne de crête de digue	11,50 mAN	6,50 mAN
Altitude minimale de crête de digue	11,45 mAN	5,80 mAN
Altitude radier moyen	10,30 mAN	4,50 mAN
Surface en gueule	880 m ²	12500 m ²
Altitude trop-plein	10,72 mAN	4,86 mAN
Volume tampon maximum	850 m ³	8500 m ³

Le volume tampon maximum du bassin 2 a été estimé en fonction du passage sur le terrain et de la modélisation avec SWMM-XP pour correspondre à la réalité. Dans un premier temps, le point bas de la crête de digue ramène le volume de stockage à 10 500 m³. De plus, on note la présence de plusieurs petites îles à l'intérieur de ce bassin qui diminuent d'environ 20 % son volume tampon. Le volume réel du bassin est finalement estimé à 8500 m³.

3 – CALCUL DES DEBITS DE POINTES

3.1 – Par sous-bassin

Par la méthode SCS (Soil Conservation Service) du logiciel XP-SWMM, nous avons calculé les débits de pointe théoriques pour chaque sous-bassin afin de les injecter dans le réseau.

Nous avons retenu quatre pluies décennales de durées différentes (15 min, 30 min, 60 min et 120 min). Cette distinction a été faite pour tenir compte de tout le réseau. En effet, plus la pluie considérée est courte plus elle sera proche des temps de concentration des petits versants et les risques de saturation sensibles en amont. Pour les pluies plus longues, les réseaux testés seront en aval. Dans tous les cas, il a été retenu une pluie de 240 min d'une période de retour 5 ans avec, à 120 min, un pic décennal correspondant à la pluie considérée.
(cf : annexe 1)

Versant	Débits théoriques décennaux (m ³ /s) en fonction de la durée de pluie			
	15 min	30 min	60 min	120 min
A 1	0,59	0,59	0,55	0,53
A 2a	1,24	1,30	1,30	1,17
A 2b	0,25	0,23	0,23	0,20
A 3a	0,59	0,53	0,53	0,42
A 3b	0,12	0,12	0,12	0,12
A 4	0,21	0,21	0,21	0,19
A 5	0,78	0,83	0,83	0,83
A 6	0,70	0,78	0,78	0,88
A 7	0,51	0,58	0,58	0,66
A 8	0,34	0,35	0,33	0,33
A 9	0,14	0,12	0,10	0,10
A 10	0,30	0,29	0,25	0,23
A 11	0,29	0,27	0,27	0,24
A 12	0,06	0,04	0,04	0,04
A 13	0,07	0,07	0,07	0,07
A 14	0,31	0,33	0,33	0,30
A 15	0,25	0,24	0,24	0,20
B 1	0,52	0,47	0,47	0,35
B 2	0,31	0,35	0,35	0,44
B 3	0,39	0,40	0,40	0,35
B 4	0,70	0,80	0,80	0,92
B 5	0,61	0,62	0,62	0,53

3.2 – Assemblage des bassins

Le logiciel XP-SWMM permet d'effectuer l'assemblage des sous-versants et de déterminer la transmission des débits de l'amont vers l'aval en intégrant les déphasages des pointes de débits. Différents nœuds et tronçons vont nous intéresser, correspondant aux zones de saturations actuelles.

Nœud	Versants	Tronçon	Débits de pointes 10 ans (m ³ /s)			
			15 min	30 min	60 min	120 min
BVA 1	A 1	L1	0,59	0,59	0,55	0,53
N2		L2	0,62	0,72	0,68	0,62
BVA 2a	A 2a	L3	1,23	1,29	1,22	1,17
N4		L4	1,18	1,24	1,18	1,15
N5		L5	1,18	1,24	1,18	1,15
N6	A 1+2a	L6	1,66	1,74	1,68	1,65
N7		L7	1,65	1,73	1,68	1,65
N8		L8	1,65	1,73	1,67	1,64
N9		L9	1,65	1,73	1,67	1,64
BVA 2b / N11	A 1+2a+2b	L11	1,75	1,86	1,83	1,83
N12		L12	1,75	1,86	1,83	1,83
BVA 3a	A 3a	L15	0,59	0,52	0,44	0,42
BVA 3b	A 3b	L16	0,12	0,12	0,11	0,11
N17		L17	0,12	0,12	0,11	0,11
N18	A 3a+3b	L18	0,65	0,60	0,54	0,52
Bassin 1		L19a	0,031	0,032	0,034	0,035
Bassin 1		L19b	0,09	0,12	0,16	0,32
N20	A 1+2+3	L20	1,84	2,00	2,00	2,16
BVA 4	A 4	L21	0,21	0,21	0,20	0,19
N22		L22	0,21	0,21	0,20	0,19
N23	A 1+2+3+4	L23	1,98	2,15	2,17	2,34
BVA 5 / N25	A 1+2+3+4+5	L25	2,69	2,94	2,96	3,15
N26		L26	2,68	2,94	2,96	3,14
BVA 6 / N30	A 1+2+3+4+5+6	L30	3,31	3,67	3,74	4,01
BVA 7	A 7	L31	0,52	0,58	0,60	0,66
N32	A 1+2+3+4+5+6+7	L32	3,83	4,24	4,34	4,67
N33		L33	3,83	4,24	4,33	4,67
BVA 8	A 8	L40	0,34	0,35	0,33	0,33
BVA 9	A 9	L45	0,14	0,12	0,10	0,10
BVA 10	A 10	L50	0,30	0,28	0,25	0,23
BVA 12	A 12	L55	0,06	0,04	0,04	0,04
BVA 13	A 13	L60	0,07	0,07	0,07	0,08
BVB 4	B 4	L62	0,70	0,80	0,84	0,90
BVB 5	B 5	L63	0,61	0,62	0,57	0,53
N64	B 4+5	L64	1,10	1,25	1,29	1,36
N65		L65	1,10	1,26	1,30	1,36
BVB 3	B 3	L66	0,39	0,40	0,36	0,35
N67	B 3+4+5	L67	1,44	1,61	1,62	1,69
BVB 2	B 2	L68	0,31	0,35	0,39	0,44
BVB 1 / N70	B 1+2+3+4+5	L70	1,83	2,10	2,20	2,36

BVA 11 / N72	A 11 + B	L72	2,04	2,29	2,40	2,56
N73		L73	2,03	2,29	2,39	2,56
N74		L74	2,02	2,29	2,39	2,56
N75		L75	2,02	2,29	2,39	2,56
Bassin 2	A - (A 14+15) + B ou	L90a	0,52	0,53	0,52	0,51
Bassin 2		L90b	1,38	1,41	1,49	1,70
N91	A (1 à 13) + B	L91	1,74	1,77	1,88	2,14
BVA 14	A 14	L92	0,31	0,33	0,31	0,30
BVA 15	A 15	L93	0,25	0,24	0,21	0,20
N94	A + B	L94	1,83	1,86	1,99	2,29
N95		L95	1,83	1,86	1,99	2,29
N96		L96	1,83	1,86	1,99	2,29
N97 à EXU A		L97	1,83	1,86	1,99	2,29

Dans ces simulations, nous avons considéré les réseaux comme non réducteurs, de manière à obtenir des débits de pointe théoriques.

Il est à noter que le nœud choisi comme indicateur sur chaque tronçon est celui situé à l'amont. Ce point est important car il indique le sens d'écoulement. Certains nœuds sont associés à des nœuds dits « bassins versants » car les réseaux les reliant sont fictifs. Ces réseaux fictifs sont utilisés pour obtenir une étude plus claire et plus sûre.

Pour la plupart des sous-versants, le débit de pointe maximum est atteint pour des pluies courtes, mais globalement la pluie la plus défavorable est celle d'une demi-heure pour les réseaux situés en amont du bassin de rétention 2. En revanche, pour les réseaux situés à proximité ou en aval du bassin, c'est la pluie de deux heures qui devient la plus défavorable. On en déduit que l'efficacité du bassin de rétention 2 est optimale pour une pluie d'environ deux heures.

B – RECHERCHE DES DYSFONCTIONNEMENTS

1 – Adéquation des réseaux

2 – Simulations hydrauliques

3 – Résultats de l'enquête de terrain

4 – Autres facteurs de dysfonctionnement

B – RECHERCHE DES DYSFONCTIONNEMENTS

I - ADEQUATION DES RESEAUX

Dans le tableau ci-dessous, nous avons reporté les données des deux tableaux précédents. Pour les débits de pointe de chaque bassin, nous avons utilisé le résultat le plus défavorable entre les quatre pluies simulées en décennal (15 min, 30 min, 1 heure et 2 heures).

Nœud	Versants	Tronçon	Débit de pointe (m3/s)	Capacité du tronçon (m3/s)	Débit / Capacité
BVA 1	A 1	L1	0,59	0,16	3,7
N2		L2	0,72	1,20	0,6
BVA 2a	A 2a	L3	1,29	3,46	0,4
N4		L4	1,24	0,38	3,3
N5		L5	1,24	0,34	3,7
N6	A 1+2a	L6	1,74	0,18	9,7
N7		L7	1,73	1,67	1
N8		L8	1,73	0,58	3
N9		L9	1,73	2,95	0,6
BVA 2b / N11	A 1+2a+2b	L11	1,86	1,00	1,9
N12		L12	1,86	3,47	0,5
BVA 3a	A 3a	L15	0,59	0,38	1,6
BVA 3b	A 3b	L16	0,12	0,07	1,7
N17		L17	0,12	0,58	0,2
N18	A 3a+3b	L18	0,65	1,33	0,5
Bassin 1		L19a	0,035	0,012	2,9
Bassin 1		L19b	0,32	0,20	1,6
N20	A 1+2+3	L20	2,16	5,25	0,5
BVA 4	A 4	L21	0,21	0,41	0,5
N22		L22	0,21	0,09	2,3
N23		L23	2,34	5,26	0,4
BVA 5 / N25	A 1+2+3+4+5	L25	3,15	/	/
N26		L26	3,14	1,80	1,7
BVA 6 / N30	A 1+2+3+4+5+6	L30	4,01	0,40	10,0
BVA 7	A 7	L31	0,66	1,97	0,3
N32	A 1+2+3+4+5+6+7	L32	4,67	1,04	4,5
N33		L33	4,67	0,59	7,9
BVA 8	A 8	L40	0,35	0,20	1,8
BVA 9	A 9	L45	0,14	0,14	1
BVA 10	A 10	L50	0,30	0,21	1,4
BVA 12	A 12	L55	0,06	0,06	1
BVA 13	A 13	L60	0,08	0,28	0,3
BVB 4	B 4	L62	0,90	0,41	2,2
BVB 5	B 5	L63	0,62	0,17	3,7

N64	B 4+5	L64	1,36	0,57	2,4
N65		L65	1,36	0,93	1,5
BVB 3	B 3	L66	0,40	0,37	1,1
N67	B 3+4+5	L67	1,69	/	/
BVB 2	B 2	L68	0,44	0,93	0,5
BVB 1 / N70	B 1+2+3+4+5	L70	2,36	1,73	1,4
BVA 11 / N72	A 11 + B	L72	2,36	2,33	1,0
N73		L73	2,36	2,31	1,0
N74		L74	2,36	3,60	0,7
N75		L75	2,36	2,93	0,8
Bassin 2		A - (A 14+15) + B	L90a	0,53	0,64
Bassin 2	ou	L90b	1,70	3,67	0,5
N91	A (1 à 13) + B	L91	2,14	1,24	1,7
BVA 14	A 14	L92	0,33	0,30	1,1
BVA 15	A 15	L93	0,25	0,16	1,6
N94	A + B	L94	2,29	1,00	2,3
N95		L95	2,29	2,29	1,0
N96		L96	2,29	/	/
N97 à EXU A		L97	2,29	/	/

Dans le tableau ci-dessus, un code de couleur a été attribué en fonction des rapports débit théorique décennal / capacité des réseaux. Les couleurs rouge et orange indiquent des émissaires trop réduits entraînant des dysfonctionnements importants. Les couleurs bleu ou vert signalent un léger dysfonctionnement ou non, avec pas ou peu de perturbations.

Les tronçons non colorés correspondent soit aux sorties de bassins tampons (L19a et L90a) naturellement sous-dimensionnées pour la mise en charge du bassin, soit à des tronçons à contre pentes. Ces derniers n'ayant pas, en théorie, de capacité d'évacuation permettent quand même l'évacuation des eaux grâce à leur mise en charge par l'amont.

Au vu de ce tableau, la quasi-totalité des tronçons busés est largement sous-dimensionnée sur l'ensemble des versants.

La saturation des réseaux entraîne des inondations importantes au niveau de trois secteurs :

- Rue Letourneux Sébastien entre l'intersection avec la rue des Alouettes et le bassin de rétention 1. Cette zone comprend une grande partie de la Verrie et les inondations y sont donc gênantes.
- Bas de la rue des Alouettes, à partir de l'intersection avec la rue des Roitelets. Cette zone habitée inonde à cause des réseaux amonts sous-dimensionnés qui entraînent des ruissellements sur voirie importants.
- Intersection des rues du Petit Anjou, de la Gare et Letourneux Sébastien. Cette zone urbanisée subit également des ruissellements par faibles laminages sur voirie.

Le secteur problématique de la rue Letourneux Sébastien constitue un réducteur de débit, le réseau aval est alors soulagé et donc moins sensible aux saturations, ce qui n'empêche pas les inondations du bas de la rue des Alouettes. On en déduit donc que les réseaux EP concernés sont très largement sous-dimensionnés.

Adéquation du bassin tampon 2 :

Volume tampon nécessaire en fonction des pluies						
Pluies biannuelles			Pluies décennales			
30 min	60 min	120 min	15 min	30 min	60 min	120 min
4200	4750	8500	10300	10800	12800	22000

Ces caractéristiques sont calculées avec l'hypothèse que toutes les eaux pluviales amont sont collectées par le bassin, ce qui suppose un réseau correctement dimensionné.

La capacité du bassin étant estimée à 8500 m³, il déborderait pour toutes les pluies décennales. En revanche pour les pluies bisannuelles, seule celle de deux heures pourrait créer quelques débordements. Cependant, les réseaux amont étant sous-dimensionnés, les débits afférents sont réduits (1,10 m³/s en réalité au lieu de 4,70 m³/s) et les débordements du bassin n'ont donc pas lieu ou sont minimes.

2 – SIMULATIONS HYDRAULIQUES

Nous avons effectué des simulations de débits avec les mêmes pluies que précédemment en considérant les réseaux actuels. Les calculs et simulations sont annexés. Les résultats obtenus sont en corrélation avec les rapports « débit afférent / capacité ». La totalité des réseaux du versant est en charge.

Il est à noter que les points de saturation importants en partie amont et centrale, en particulier sur la Rue Letourneux Sébastien, soulagent les tronçons en aval, si bien que les dysfonctionnements sont moins conséquents dans la partie aval où les réseaux sont théoriquement les plus sous-dimensionnés.

Nos simulations ont montré des dysfonctionnements importants aux nœuds :

BVA 1 : La capacité de la buse est nettement inférieure aux débits afférents, dû en grande partie à la récente surface imperméabilisée créée par l'entreprise plus en amont. Ces débordements sont collectés par les fossés en aval et n'auraient donc que peu d'incidents si les buses reliant les fossés n'étaient pas colmatées. En effet, ces colmatages rendent les débordements et donc les ruissellements sur voirie récurrents. De plus, la route desservant les logements du Patis-Bazin est orientée vers les maisons et non vers le fossé collecteur ce qui a pour conséquence le ruissellement des eaux à travers les terrains habités.

N4 : Entrée en réseau de capacité largement inférieure aux débits afférents. Le busage ne permet pas d'évacuer les flux afférents du versant rural important et, qui plus est, occupé principalement par des vignes, chenilles et serres. Les eaux excédentaires ruissellent à travers l'habitation située juste en aval avant d'atteindre les fossés collecteurs de la rue Letourneux Sébastien.

N6 : Réduction de diamètre du réseau déjà très insuffisant. Les débordements occasionnés ruissellent sur la voirie par simple laminage et viennent s'ajouter à ceux provenant de l'amont. Cependant les petits fossés collecteurs limitent ces ruissellements.

N11 : La traversée de la rue Letourneux Sébastien est de capacité insuffisante au vu des débits afférents, malgré sa forte pente. Les débordements engendrés ruissellent dans la rue Letourneux Sébastien jusqu'à la petite cuvette au niveau du bassin de rétention 1. Ces eaux de ruissellements doivent donc être collectées par ce bassin prévu pour l'exploitation maraîchère amont.

BVA 3a : Traversée de la rue Letourneux Sébastien de diamètre trop petit au vu du versant collecté. Les débordements occasionnés rejoignent directement les fossés collecteurs de l'autre côté de la route avant de rejoindre le bassin tampon et restent donc avec peu de conséquences.

N17 : Entrée en réseau de capacité insuffisante au vu des débits afférents. De plus, la buse étant quasi-totalement colmatée, les débordements sont plus fréquents. Les volumes ruisselés viennent aggraver les inondations d'un secteur déjà problématique.

N22 : Capacité de la buse insuffisante pour évacuer les eaux pluviales afférentes. Cependant, les excédents d'eau représentent de faibles volumes et n'ont pas de conséquences notables.

N30 : La double traversée de la rue des Alouettes est très largement sous-dimensionnée au vu des versants collectés. Les débordements engendrés sont longs et volumineux et ruissellent le long de cette rue avant de se jeter gravitairement dans le bassin tampon 2. Le réseau aval étant saturé très vite, il ne permet pas de récupérer les ruissellements malgré les nombreux avaloirs.

BVA 8 : La capacité de la buse n'augmente pas en conséquence du débit afférent des deux réseaux et occasionne des débordements sur voirie. Ils rejoignent les eaux de ruissellements amonts et inondent la rue des Alouettes. Cette rue forme une petite cuvette au niveau du bassin tampon et permet aux eaux de s'y jeter au lieu de continuer à ruisseler.

BVB 4 et 5 : Capacités des réseaux en aval et en amont insuffisantes au vu des débits afférents pour chacun. Les débordements engendrés ruissellent le long de la rue de la Gare, avant d'être captés petit à petit par les avaloirs d'un réseau déjà en charge.

Bassin 2 : Ce bassin est en théorie insuffisant au vu de la surface collectée et des débits afférents, mais à cause des dysfonctionnements amont il ne déborde pas ou très peu et paraît donc correctement dimensionné.

Afin de vérifier nos calculs, nous avons confronté ces résultats à une enquête de terrain.

3 – RESULTATS DE L'ENQUETE DE TERRAIN

L'enquête auprès des riverains et services techniques communaux valide les résultats obtenus. Des débordements sont régulièrement observés au niveau de la rue Letourneux Sébastien et dans le bas de celle des Alouettes.

L'insuffisance globale du réseau étant relativement importante, les dysfonctionnements sur le versant sont observés pour des fréquences quasi-annuelles.

4 – AUTRES FACTEURS DE DYSFONCTIONNEMENT

Un des problèmes rencontré est le colmatage de certains tronçons qui peut avoir plusieurs raisons :

- ***Réseau à faibles pentes*** : Ce problème est rencontré en divers points limitant ainsi les vitesses d'écoulement de l'eau et favorisant les dépôts des particules les plus importantes lors des faibles pluies. Les sédiments demandant alors des vitesses plus élevées pour être mobilisés, ils constituent ensuite des réductions artificielles de ces réseaux déjà sous-dimensionnés et accentuent la fréquence des dysfonctionnements.
- ***Apports de graviers et éléments fins (sables ...)*** des versants amont ruraux (érosion des sols).
- ***Apports de débris végétaux*** : Cet apport est également dû à la présence des vignes. Lors d'intempéries, les feuilles de vignes transitent jusqu'au réseau d'eau pluviale par le biais du ruissellement de l'eau.

En plus de tous les dysfonctionnements hydrauliques décrits précédemment, il faut noter que l'état des réseaux est un facteur loin d'être négligeable.

C – SOLUTIONS PROPOSEES

1 – Choix des options

2 – Propositions de travaux

2.1 – Déviation des versants amont de la Verrie

2.2 – Création d'un tronçon au lieu-dit « La Brauderie »

2.3 – Création des bassins de rétention amont

a – Secteur de la Noue

b – Secteur de la Gare

2.4 – Redimensionnement des réseaux du versant de la Gare

a – Modifications à réaliser

b – Débits générés après redimensionnement

2.5 – Recalibrage du bassin de rétention existant de la Guilbaudière

a – Choix de la période de retour

b – Choix du débit de fuite

c – Calcul du volume de rétention

d – Option de traitement

2.6 – Phasage des travaux et estimatif financier

Carte travaux A0

C – SOLUTIONS PROPOSEES

I – CHOIX DES OPTIONS

Le système de collecte des eaux pluviales étudié peut être scindé en deux secteurs types. En effet, nous pouvons distinguer un secteur rural, composé essentiellement d'un maillage dense de fossés, d'un secteur urbain collecté par buses enterrées. Ces deux configurations différentes imposent chacune des contraintes particulières dans le cadre d'une recherche de solutions visant à réduire les dysfonctionnements constatés.

Ainsi, dans un cadre urbain, nous nous attacherons à proposer les travaux les plus limités afin de restreindre les ouvertures de voiries. De plus, le dimensionnement de ces propositions devra tenir compte des exigences de pentes minimum et de couverture des canalisations.

Les propositions en milieu rural devront être calibrées pour la collecte de versants plus importants et générant des flux hydrauliques très conséquents dûs aux cultures maraîchères et viticoles. Il s'agira d'une réflexion portant sur la modification des chemins hydrauliques afin d'obtenir une répartition des débits plus cohérente sur les réseaux existants. Ceci permettra d'éviter un trop grand nombre de redimensionnements.

Les solutions possibles sont principalement :

- Orientation des eaux de la partie amont de la Verrie vers le fossé existant sur la rue des Alouettes pour soulager le réseau de la rue Sébastien Letourneux ;
- Création d'un tronçon reliant le fossé en provenance de la Brauderie et le réseau de la rue Sébastien Letourneux, évitant ainsi un redimensionnement nécessaire en propriété privée de la canalisation $\varnothing 600$ existante ;
- Implantation de deux bassins de rétention amont (secteurs Noue et Gare) pour éviter le transfert de flux plus importants sur les secteurs aval déjà plus ou moins problématiques, et en même temps soulager ces derniers ;
- Orientation des eaux de la partie rurale du versant de la Gare par les fossés existants recalibrés pour soulager le secteur du carrefour rue Letourneux - rue de la Gare ;
- Redimensionnement de différents réseaux du versant de la Gare afin d'éviter les laminages sur voirie et de capter le maximum de surface dans le bassin de rétention à créer ;
- Recalibrage du bassin de rétention existant afin de protéger le réseau aval de l'arrivée des eaux des versants amont, en évitant tout risque de débordements et redimensionnement des derniers tronçons de la route de Blain avant l'entrée dans le bassin de rétention, rendant ainsi possible la collecte future de la zone NA amenée à être plus imperméabilisée.

2 – PROPOSITIONS DE TRAVAUX

2.1 – Déviation de versants amont de la Verrie

Afin de soulager le réseau de la rue Sébastien Letourneux, le versant BV A1 sera dévié vers le fossé de la rue des Alouettes. La réalisation de cette connection se fera par traversée de la rue Sébastien Letourneux en $\varnothing 600$. Le tronçon d'arrivée dans le fossé sera redimensionné en $\varnothing 800$ afin de permettre un bon écoulement des eaux supplémentaires. Un recalibrage des fossés sera également nécessaire.

Le tronçon $\varnothing 800$, situé sous l'ancienne ligne SNCF sera redimensionné en $\varnothing 1200$ et se jettera dans le futur bassin de rétention de la Noue.

Une traversée de la rue des Alouettes devra également être créée en $\varnothing 500$ pour collecter le BV projet 6 qui sera ainsi capté par le bassin de rétention.

2.2 – Création d'un tronçon au lieu-dit « La Brauderie »

Le tronçon reliant actuellement le fossé collectant les versants BV A2a et A2b au réseau de la rue Letourneux est sous-dimensionné. Le simple redimensionnement ne semble pas possible car il est situé en parcelle privée, à proximité immédiate d'une maison. Afin de pallier à ce dysfonctionnement, il sera créé un embranchement en amont sur le fossé. La nouvelle canalisation $\varnothing 800$ rejoindra le fossé aval après traversée de la rue Letourneux. Ces travaux seront l'occasion d'une réhabilitation du tronçon $\varnothing 300$ (L16), fortement dégradé.

2.3 – Création des bassins de rétention amont

Ces deux bassins seront créés et dimensionnés au regard des deux facteurs suivants :

- éviter ou limiter les redimensionnements des tronçons sous voirie,
- conserver un écoulement des eaux gravitaire dans le bassin existant de la Guilbaudière.

a – Secteur de la Noue

Afin de réduire les débits afférents dans le réseau et dans le bassin existant de la rue des Alouettes, aval à l'intersection avec les chemins d'exploitation (ancienne voie ferrée), il y sera implanté un bassin de rétention.

La solution la plus intéressante serait de placer le bassin le plus en aval possible afin d'inclure la majeure partie du versant rural. L'implantation se ferait probablement sur les parcelles 114-115 et 412.

Le dimensionnement de ce bassin permettra également une décantation naturelle des particules en suspension les plus fines. Cet aspect n'est pas négligeable compte tenu du caractère rural des versants constatés. Ainsi, les réseaux aval à ce bassin de rétention seront protégés des risques d'encombres par les débris charriés par les eaux pluviales.

Choix de la période de retour

La détermination du volume d'eau à stocker va être faite grâce à la méthode des pluies, conformément à la circulaire 77-284 avec néanmoins confirmation par le logiciel XP SWMM des volumes calculés.

Du fait de la sensibilité des réseaux aval et notamment du bassin de rétention actuel, le dimensionnement se fera pour une pluie centennale. De plus une revanche de 0,20 m sera prévue pour prévenir des risques de colmatage de l'ouvrage d'évacuation.

Choix du débit de fuite

Le débit de fuite sera établi en fonction des capacités du réseau et du bassin de rétention aval, sans sur-dimensionner le volume de rétention du bassin à créer. Nous proposons donc :

- 165 l/s en décennal
- 250 l/s en centennal.

Il est à noter que ces débits resteront nettement inférieurs au débit de pointe actuel des versants concernés. On passera de 1,55 m³/s à 0,165 m³/s pour des pluies décennales. Sans la création de ce bassin, le débit afférent serait de l'ordre de 4,00 m³/s.

Calcul du volume de rétention

La méthode des pluies considère pour une durée de pluie, le volume ruisselé, le volume évacué par le débit de fuite et leur différence qui correspond au volume de rétention. Ce point a été calculé en considérant des pluies décennales et centennales. Il est à noter que la surface de collecte prise en compte est de 69 ha correspondant aux versants BVA (1 et 4) et BV pro (1 à 7).

***Volume stocké dans le bassin de rétention en fonction de la durée
et de la fréquence de la pluie***

Pluie centennale considérée			Volume ruisselé	Volume évacué	Volume tamponné	Variation de ruissellement
Durée	Hauteur	Intensité				
0,00h	0	0,0mm/h	0m ³	0m ³	0m ³	0m ³
0,25h	21,4	85,6mm/h	11 813m ³	149m ³	11 664m ³	-11 664m ³
0,50h	29,5	59,0mm/h	16 284m ³	374m ³	15 911m ³	-15 911m ³
1,00h	40,3	40,3mm/h	22 246m ³	824m ³	21 422m ³	-21 422m ³
2,00h	45,8	22,9mm/h	25 282m ³	1 724m ³	23 558m ³	-23 558m ³
3,00h	52,3	17,4mm/h	28 870m ³	2 624m ³	26 246m³	-26 246m ³
6,00h	51,9	8,7mm/h	28 649m ³	5 324m ³	23 325m ³	-23 325m ³
9,00h	57,5	6,4mm/h	31 740m ³	8 024m ³	23 717m ³	-23 717m ³
12,00h	63,1	5,3mm/h	34 831m ³	10 724m ³	24 108m ³	-24 108m ³
24,00h	80,8	3,4mm/h	44 602m ³	21 524m ³	23 078m ³	-23 078m ³
48,00h	96,6	2,0mm/h	53 323m ³	43 124m ³	10 200m ³	-10 200m ³
96,00h	123,9	1,3mm/h	68 393m ³	68 393m ³	0m ³	0m ³

Le volume de rétention obtenu après simulation SWMM pour un événement pluvieux centennal est de 28 000 m³.

Les résultats des deux méthodes sont concordants. On prendra comme volume final à tamponner le résultat le plus défavorable, c'est-à-dire 28 000 m³.

Pour simuler le bassin sur le logiciel, nous nous sommes basés sur :

Altitude crête de digue : 9,00 mAN
 Altitude radier : 6,50 mAN
 Ouvrage d'évacuation : PVC Ø 315 à 6,50 mAN
 Niveau de crue centennale : 8,80 mAN
 Niveau du trop-plein : Ø800 à 8,80 mAN
 Surface en gueule : environ 18 000 m²

b – Secteur de la Gare

Afin de réduire les débits afférents dans le réseau de la rue de la Gare, un bassin de rétention sera implanté juste en amont de l'ancienne ligne SNCF (parcelles 117, 118 et 268). Les réseaux rue de la Gare rejoindront ce bassin grâce à la création d'un réseau rue de la Draisine.

Le dimensionnement de ce bassin permettra également une décantation naturelle des particules en suspension les plus fines. Cet aspect n'est pas négligeable compte tenu du caractère rural des versants constatés. Ainsi, les réseaux aval à ce bassin de rétention seront protégés des risques d'encombrements par les débris charriés par les eaux pluviales.

Choix de la période de retour

La détermination du volume d'eau à stocker va être faite grâce à la méthode des pluies, conformément à la circulaire 77-284 avec néanmoins confirmation par le logiciel XP SWMM des volumes calculés.

Du fait de la sensibilité du bassin existant aval, le dimensionnement se fera pour une pluie centennale. De plus une revanche d'environ 1,00 m sera disponible pour prévenir des risques de colmatage de l'ouvrage d'évacuation.

Choix du débit de fuite

Le débit de fuite sera établi en fonction de la capacité du bassin de rétention aval (écoulement des eaux gravitaires), sans sur-dimensionner le volume de rétention du bassin à créer. Nous proposons donc :

- 165 l/s en décennal
- 190 l/s en centennal.

Calcul du volume de rétention

La méthode des pluies considère pour une durée de pluie, le volume ruisselé, le volume évacué par le débit de fuite et leur différence qui correspond au volume de rétention. Ce point a été calculé en considérant des pluies décennales et centennales. Il est à noter que la surface de collecte prise en compte est de 33 ha correspondant aux versants BVA (1 et 4) et BV projet (1 à 7).

Volume stocké dans le bassin de rétention en fonction de la durée et de la fréquence de la pluie.

Pluie centennale considérée			Volume ruisselé	Volume évacué	Volume tamponné	Variation de ruissellement
Durée	Hauteur	Intensité				
0,00h	0	0,0mm/h	0m ³	0m ³	0m ³	0m ³
0,25h	21,4	85,6mm/h	6 003m ³	149m ³	5 854m ³	-5 854m ³
0,50h	29,5	59,0mm/h	8 275m ³	320m ³	7 955m ³	-7 955m ³
1,00h	40,3	40,3mm/h	11 304m ³	662m ³	10 643m ³	-10 643m ³
2,00h	45,8	22,9mm/h	12 847m ³	1 346m ³	11 501m ³	-11 501m ³
3,00h	52,3	17,4mm/h	14 670m ³	2 030m ³	12 641m³	-12 641m ³
6,00h	51,9	8,7mm/h	14 558m ³	4 082m ³	10 476m ³	-10 476m ³
9,00h	57,5	6,4mm/h	16 129m ³	6 134m ³	9 995m ³	-9 995m ³
12,00h	63,1	5,3mm/h	17 700m ³	8 186m ³	9 514m ³	-9 514m ³
24,00h	80,8	3,4mm/h	22 664m ³	16 394m ³	6 271m ³	-6 271m ³
48,00h	96,6	2,0mm/h	27 096m ³	27 096m ³	0m ³	0m ³
96,00h	123,9	1,3mm/h	34 754m ³	34 754m ³	0m ³	0m ³

Le volume de rétention obtenu après simulation SWMM pour un événement pluvieux centennal est de 15 500 m³.

Les résultats des deux méthodes sont concordants. Les calculs de la méthode des pluies considèrent une seule arrivée dans le bassin, donc un temps de concentration unique et un débit de fuite constant. Or, dans la réalité, on recense trois arrivées d'eau donc trois temps de concentration différents et un débit de fuite variant selon la hauteur d'eau dans le bassin, ce qui explique en grande partie cet écart dans les résultats.

Le volume donné par le logiciel de simulations hydrauliques (XP-SWMM) paraît donc plus exact et se trouve être le plus pénalisant. Le volume final à tamponner sera donc de 15 500 m³.

Pour simuler le bassin sur le logiciel, nous nous sommes basés sur :

Altitude crête de digue : 11,50 à 12,50 mAN
Altitude radier : 6,80 mAN
Ouvrage d'évacuation : PVC Ø 250 à 6,80 mAN
Niveau de crue centennale : 10,50 mAN
Niveau du trop-plein : Ø800 à 10,50 mAN
Surface en gueule : environ 6 500 m²

La revanche disponible pour ce bassin est très importante à cause du réseau provenant de la rue de la Gare. En effet, ce réseau est à contre-pente vis-à-vis du TN (Terrain Natutrel) et se retrouve donc profond. Cette grande revanche permettra de diminuer le diamètre du trop-plein (Ø800 à 0,40%) car le bassin pourra continuer à se remplir sans conséquence.

2.4 – Redimensionnements des réseaux

a – Modifications à réaliser

Versant de la Gare

Afin de pallier aux insuffisances des réseaux constatés sur le versant de la Gare, une série de redimensionnements sera nécessaire.

En premier lieu, la déviation des eaux de la partie rurale du versant BV projet 10 dans le fossé existant le long de la parcelle 267 et 268, est une option intéressante. Elle nécessiterait une traversée de la rue Letourneux Sébastien en ø600 puis la création d'un cours tronçon en ø800 et le recalibrage du fossé. Cette solution permet de soulager les réseaux aval et d'éviter des redimensionnements importants et nécessaires du réseau de la rue de la Gare.

Des redimensionnements plus limités sont tout de même proposés afin de favoriser un écoulement plus aisé des eaux pluviales au niveau du carrefour de la rue Letourneux et de la rue de la Gare. Ces réhabilitations de réseaux permettront d'éviter des débordements à répétitions, dangereux pour la circulation.

Ces réseaux rejoindront le futur bassin de rétention via un tronçon ($\varnothing 1000$ -L207) rue de la Draisine. Les deux tronçons ($\varnothing 800$ -L191 et 206) seront conservés, en revanche le tronçon ($\varnothing 800$ -L191 bis) devra être bouché au niveau du nœud N191 afin d'obliger les flux du BVB 3 à rejoindre le nouveau tronçon L207. Ce dernier rejoindra le réseau de la rue de la Ligne qui sera donc redimensionné (L208) avant de se jeter dans le bassin de rétention (L209). Le tronçon existant ($\varnothing 800$) sera également bouché au niveau du nœud N209.

Les tronçons L207, L208 et L209 ont été dimensionnés en $\varnothing 1000$ afin qu'ils aient des pentes plus faibles et ainsi réduire au maximum la profondeur de leurs radiers, du bassin de rétention et des réseaux ($\varnothing 800$ -L221 à L224) rejoignant le bassin de rétention existant de la Guilbaudière.

Route de Blain

Pour le sous-versant BVA 8, les deux derniers tronçons, dont L164, passeront de $\varnothing 300$ et $\varnothing 400$ à $\varnothing 400$ et $\varnothing 500$. Ces travaux sont nécessaires pour éliminer les saturations actuelles et permettre l'écoulement des flux supplémentaires générés par la probable hausse d'imperméabilisation de la zone NA du BVA 8.

Récapitulatif des réseaux modifiés du projet

Le tableau ci-après recense l'ensemble des tronçons réhabilités, redimensionnés ou créés sur toute la zone d'étude :

Versant	Tronçon	Diamètre (mm)	Pente (%)	Rugosité	Longueur (m)	Capacité (m ³ /s)
Pro 3	L86	$\varnothing 300$	0,90	0,016	63	0,07
A1	L100	$\varnothing 600$	1,75	0,016	8	0,66
A1+Pro 4	L101	Fossé	0,69	0,033	16	1,45
	L102	$\varnothing 800$	1,06	0,016	16	1,11
	L103	Fossé	0,37	0,033	19	1,06
	L104	$\varnothing 800$	0,57	0,016	14	0,81
	L105	Fossé	1,04	0,033	180	1,79
	L106	$\varnothing 800$	1,71	0,016	7	1,41
A1+Pro 4+A4	L107	Fossé	1,53	0,033	100	2,17
	L108	Fossé	1,63	0,033	85	2,15
Pro 1	L111	$\varnothing 800$	1,57	0,016	120	1,34
A(1+4) + Pro(1à5+7)	L132	$\varnothing 1200$	1,36	0,016	14	3,39
	L133	$\varnothing 1200$	1,11	0,016	45	3,44
Pro 6	L140	$\varnothing 500$	1,00	0,016	40	0,31
A(1+4) + Pro(1à7)	L150	$\varnothing 315$ (PVC)	0,50	0,014	10	/
	L151	$\varnothing 800$	0,83	0,016	30	0,98
A8	L170	$\varnothing 500$	2,50	0,016	12	0,49
Pro 12	L200	$\varnothing 600$	1,18	0,016	84	0,54
Pro (12+13)	L202	$\varnothing 600$	1,50	0,016	16	0,61
Pro 13	L203	$\varnothing 500$	1,45	0,016	40	0,37
Pro 11	L204	$\varnothing 500$	4,00	0,016	14	0,61
Pro (11à13)	L205	$\varnothing 800$	1,23	0,016	39	1,19

B3 + Pro (11à14)	L207	Ø1000	0,59	0,016	85	1,49
	L208	Ø1000	0,58	0,016	26	1,48
	L209	Ø1000	0,58	0,016	65	1,49
Pro 10	L210	Ø800	0,50	0,016	26	0,76
	L211	Fossé	0,50	0,033	54	1,10
	L212	Ø800	0,50	0,016	40	0,76
Pro 16	L213	Fossé	1,00	0,033	50	1,00
B3 + Pro (10à14+16)	L220	Ø250 (PVC)	0,63	0,014	8	/
	L221	Ø800	0,40	0,016	15	0,68
	L222	Ø800	0,36	0,016	175	0,64
	L223	Ø800	0,37	0,016	165	0,65
A9 + B3 + Pro (10à14+16)	L224	Ø800	0,48	0,016	80	0,74

b – Débits générés après redimensionnement

Du fait des modifications apportées par les projets proposés plus haut, l'assemblage des sous-versants et les débits résultants sont différents.

Réseau		Débits de pointes 10 ans (m3/s)				Capacité du tronçon (m3/s)	Q _{10ans} / Capacité
Versant	Tronçon	15 min	30 min	60 min	120 min		
Pro 3	L86	0,06	0,05	0,04	0,04	0,07	0,9
A1	L100	0,59	0,59	0,55	0,52	0,66	0,9
A1+Pro 4	L101	0,64	0,66	0,61	0,58	1,45	0,5
	L102	0,64	0,66	0,61	0,58	1,11	0,6
	L103	0,64	0,66	0,61	0,58	1,06	0,6
	L104	0,64	0,66	0,61	0,58	0,81	0,8
	L105	0,63	0,66	0,61	0,58	1,79	0,4
	L106	0,63	0,66	0,60	0,58	1,41	0,6
A1+Pro 4+A4	L107	0,82	0,86	0,80	0,76	2,17	0,4
	L108	0,82	0,86	0,80	0,76	2,15	0,4
Pro 1	L111	1,26	1,33	1,25	1,19	1,34	1
A(1+4) + Pro(1à5+7)	L132	3,48	3,73	3,90	3,87	3,39	1,1
	L133	3,50	3,75	3,93	3,89	3,44	1,1
Pro 6	L140	0,26	0,27	0,26	0,26	0,31	0,9
A(1+4) + Pro(1à7)	L150	0,12	0,12	0,12	0,17	/	/
	L151	0,12	0,12	0,12	0,17	0,98	0,2
A8	L170	0,46	0,44	0,40	0,36	0,49	0,9
Pro 12	L200	0,42	0,41	0,35	0,32	0,54	0,8
Pro (12+13)	L202	0,44	0,42	0,38	0,33	0,61	0,7
Pro 13	L203	0,26	0,25	0,22	0,19	0,37	0,7
Pro 11	L204	0,39	0,36	0,31	0,29	0,61	0,6
Pro (11à13)	L205	1,03	1,00	0,90	0,80	1,19	0,9
B3 + Pro (11à14)	L207	1,59	1,59	1,45	1,31	1,49	1,1
	L208	1,60	1,60	1,45	1,31	1,48	1,1
	L209	1,62	1,62	1,46	1,30	1,49	1,1

Pro 10	L210	0,58	0,64	0,63	0,63	0,76	0,8
	L211	0,58	0,64	0,63	0,63	1,10	0,6
	L212	0,58	0,64	0,63	0,63	0,76	0,8
Pro 16	L213	0,40	0,45	0,46	0,46	1,00	0,4
B3 + Pro (10à14+16)	L220	<i>0,13</i>	<i>0,13</i>	<i>0,13</i>	0,17	/	/
	L221	0,13	0,13	0,13	0,17	0,68	0,2
	L222	0,13	0,13	0,13	0,17	0,64	0,2
	L223	0,13	0,13	0,13	0,17	0,65	0,2
A9 + B3 + Pro (10à14+16)	L224	0,14	0,14	0,15	0,20	0,74	0,2

2.5 – Recalibrage du bassin de rétention existant de la Guilbaudière

Le bassin de rétention actuellement en place à la Guilbaudière sera sujet à des débordements s'il reste en l'état actuel. Il est trop juste pour assurer un bon tamponnage et permettre une évacuation correcte sur les tronçons aval. Un recalibrage de l'ouvrage est donc nécessaire. Ces travaux consisteront essentiellement à supprimer les îlots présents à l'intérieur du bassin et niveler le radier à 4,58 mAN. Une réhausse de digue à 6,20 mAN sera nécessaire pour obtenir le volume utile et avoir des pentes intérieures de 1/6 autorisant un bassin sans clôture.

a - Choix de la période de retour

La détermination du volume d'eau à stocker va être faite grâce à la méthode des pluies, conformément à la circulaire 77-284 avec néanmoins confirmation par le logiciel XP SWMM des volumes calculés.

Du fait de la sensibilité des réseaux aval et de la présence proche d'habitat dense, le dimensionnement se fera pour une pluie centennale et une revanche de 0,30 m sera prévue.

b - Choix du débit de fuite

Le débit de fuite du bassin sera établi par deux exutoires. En effet, l'existant consiste en deux canalisations : $\varnothing 600$ à la cote 4,58 m et $\varnothing 1000$ à la cote 4,86 m. Cette configuration sera conservée après travaux. Cependant, ces deux tronçons sont collectés par un seul ($\varnothing 1000$), qui est le véritable réducteur de débit.

Le débit de fuite est donc déjà établi, on obtient donc :

- 1000 l/s en décennal
- 1400 l/s en centennal

c - Calcul du volume de rétention

La méthode des pluies considère pour une durée de pluie, le volume ruisselé, le volume évacué par le débit de fuite et leur différence qui correspond au volume de rétention. Ce point a été calculé en considérant des pluies décennales et centennales. Il est à noter que la surface de collecte prise en compte est de 140 ha correspondant au versant total de l'étude, hors BVA 14 et 15.

***Volume stocké dans le bassin de rétention en fonction de la durée
et de la fréquence de la pluie***

Pluie centennale considérée			Volume ruisselé	Volume évacué	Volume tamponné	Variation de ruissellement
Durée	Hauteur	Intensité				
0,00h	0	0,0mm/h	0m ³	0m ³	0m ³	0m ³
0,25h	21,4	85,6mm/h	7 027m ³	855m ³	6 172m ³	-5 875m ³
0,50h	29,5	59,0mm/h	9 971m ³	2 115m ³	7 856m ³	-7 163m ³
1,00h	40,3	40,3mm/h	14 159m ³	4 635m ³	9 524m³	-8 039m ³
2,00h	45,8	22,9mm/h	17 473m ³	9 675m ³	7 798m ³	-4 729m ³
3,00h	52,3	17,4mm/h	21 101m ³	14 715m ³	6 386m ³	-1 733m ³
6,00h	51,9	8,7mm/h	25 728m ³	29 835m ³	-4 107m ³	13 512m ³
9,00h	57,5	6,4mm/h	32 241m ³	32 241m ³	0m ³	14 157m ³
12,00h	63,1	5,3mm/h	38 754m ³	38 754m ³	0m ³	18 909m ³
24,00h	80,8	3,4mm/h	63 329m ³	63 329m ³	0m ³	37 917m ³
48,00h	96,6	2,0mm/h	100 601m ³	100 601m ³	0m ³	70 220m ³

Le volume de rétention obtenu après simulation SWMM pour un événement pluvieux centennal est de 10 000 m³.

Les résultats des deux méthodes sont concordants. Le volume final à tamponner est donc de 10 000 m³.

Pour simuler le bassin sur le logiciel, nous nous sommes basés sur :

Altitude crête de digue : 6,20 mAN minimum à 7,35 mAN
 Altitude radier : 4,58 à 4,70 mAN
 Ouvrage d'évacuation : Ø 600 à 4,58 mAN et Ø1000 à 4,86 mAN
 Pente des parements intérieurs : 1/6
 Surface en gueule : 12500 m²
 Niveau de crue centennale : 5,90 mAN
 Volume tampon disponible : 10 900 m³

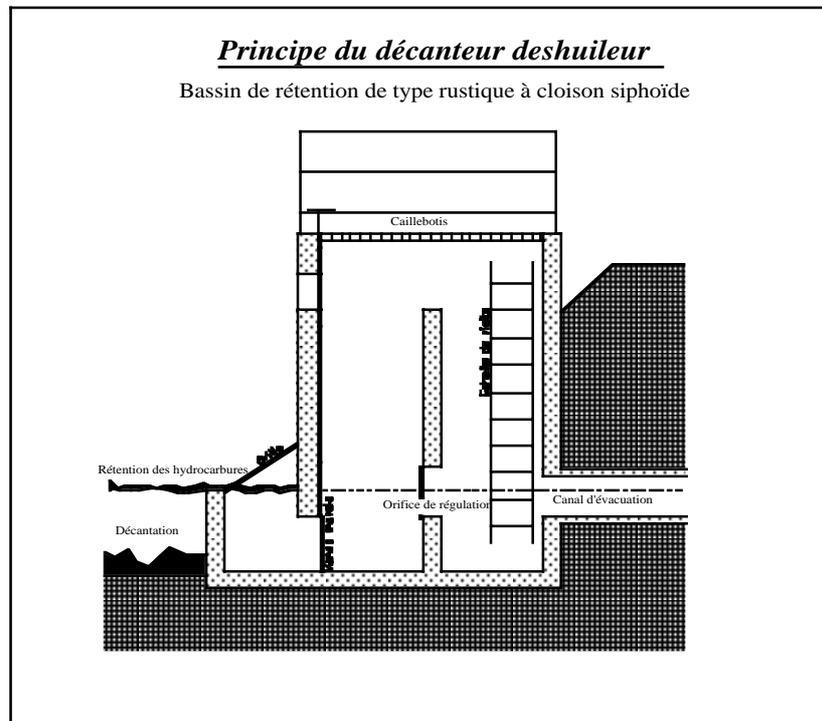
d- Option de traitement

Pour ce bassin de rétention, la surface collectée est aussi bien rurale qu'urbaine. Comme vu précédemment, le versant rural mobilise des sédiments et des débris végétaux obturant les canalisations aval mais le versant urbain amène une pollution différente tels les hydrocarbures.

Le dimensionnement de ce bassin permettra également une décantation naturelle des particules en suspension les plus fines et les réseaux aval à ce bassin seront ainsi protégés des risques d'engorgements par les débris charriés par les eaux pluviales.

Grâce à la pose d'un ouvrage siphonide, le bassin de rétention présentera également un effet déshuileur. De plus, la mise en place d'une grille permettra de retenir les éventuels macro-déchets.

Il est à noter que la solution proposée présente l'inconvénient de laisser apparaître en surface de la lame d'eau un film d'hydrocarbures à aspect négatif dans le cadre d'aménagements paysagers. Hors risques accidentels, il peut facilement être traité de manière passive. En effet, la mise en place d'une végétation rivulaire type ceinture d'hélophytes permet par adsorption de capter le film surnageant et d'accélérer la dégradation des hydrocarbures.



2.6 – PHASAGE DES TRAVAUX ET ESTIMATIF FINANCIER

Du fait de l'importance des opérations, les travaux pourront être réalisés en plusieurs phases.

Le programme serait le suivant :

Phase 1 : - Création du bassin de rétention amont secteur de la Noue.

Phase 2 : - Réfection des réseaux en amont de ce bassin créé (rues Letourneux Sébastien et des Alouettes).

Phase 3 : - Création du second bassin de rétention amont secteur de la Gare.

Phase 4 : - Redimensionnement et création des réseaux du versant de la Gare.

Phase 5 : - Recalibrage du bassin de rétention de la Guilbaudière et réfection des tronçons à proximité de ce bassin.

L'estimatif financier des travaux est le suivant :

Phase 1 :

Du fait de l'inconnu sur les conditions de réalisation du bassin, nous partirons sur un ordre de grandeur de terrassement.

<i>Secteur "La Noue" Création du bassin de rétention</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
Création ou recalibrage fossé	ml	3,00 €	225	675,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	35	8 750,00 €
Fourniture et pose Ø800	ml	350,00 €	30	10 500,00 €
Fourniture et pose Ø1200	ml	500,00 €	60	30 000,00 €
Terrassement	m3	10,00 €	30500	305 000,00 €
Sous-total				354 925,00 €
Divers et imprévus				35 492,50 €
Total				390 417,50 €

Phase 2 :

<i>Secteurs "La Verrie et Bois Malinge"</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
<i>Redimensionnement des réseaux</i>				
Création ou recalibrage fossé	ml	3,00 €	360	1 080,00 €
Fourniture et pose Ø300	ml	200,00 €	50	10 000,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	8	2 240,00 €
Fourniture et pose Ø800	ml	350,00 €	180	63 000,00 €
Sous-total				76 320,00 €
Divers et imprévus	10%			7 632,00 €
Total				83 952,00 €

Phase 3 :

Du fait de l'inconnu sur les conditions de réalisation du bassin, nous partirons sur un ordre de grandeur de terrassement.

<i>Versant "La Gare"</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
<i>Création du bassin de rétention</i>				
Création ou recalibrage fossé	ml	3,00 €	150	450,00 €
Fourniture et pose Ø800	ml	350,00 €	575	201 250,00 €
Fourniture et pose Ø1000	ml	420,00 €	80	33 600,00 €
Terrassement	m3	10,00 €	24000	240 000,00 €
Sous-total				475 300,00 €
Divers et imprévus	10%			47 530,00 €
Total				522 830,00 €

Phase 4 :

<i>Versant "La Gare"</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
<i>Redimensionnement des réseaux</i>				
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	55	13 750,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	100	28 000,00 €
Fourniture et pose Ø800	ml	350,00 €	65	22 750,00 €
Fourniture et pose Ø1000	ml	420,00 €	110	46 200,00 €
Sous-total				110 700,00 €
Divers et imprévus	10%			11 070,00 €
Total				121 770,00 €

Phase 5 :

Le bassin de rétention existant déjà, les travaux seront moins importants, nous sommes donc partis sur un prix de terrassement plus faible.

<i>Secteur "La Guilbaudière"</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
<i>Recalibrage du bassin de rétention</i>				
Fourniture et pose Ø400	ml	220,00 €	12	2 640,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	14	3 500,00 €
Terrassement	m3	5,00 €	15000	75 000,00 €
Ouvrage siphonide	U	4 000,00 €	1	4 000,00 €
Sous-total				81 140,00 €
Divers et imprévus	10%			8 114,00 €
Total				89 254,00 €

ANNEXES

- 1 – Schéma de principe des pluies de projet
- 2 – Inventaire des réseaux
- 3 – Fonctionnement hydraulique : Etat initial
- 4 – Débits théoriques : Etat initial
- 5 – Fonctionnement hydraulique après projet.