

3 MODE DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

Les résultats de l'étude géotechnique, le contexte topographique (**forte pente**) et hydrogéologique du site sont **défavorables sur certains secteurs** à une évacuation des eaux pluviales par **infiltration pour les pluies moyennes à fortes**.

Les eaux pluviales issues des emprises loties seront donc rejetées au réseau EP existant, se rejetant sur le bassin de rétention collectif en aval, qui assure la régulation des EP du quartier.

Seules les pluies courantes pourraient **éventuellement être infiltrées en surface**, sur certains secteurs favorables **à pente plus faible**, dans des ouvrages de type noues superficielles avec tranchée drainante (sous réserve des conclusions de l'étude géotechnique).

Si certains lots ne permettent pas l'infiltration, les acquéreurs pourront recourir à une exemption comme le permet le PLU en cas d'impossibilité d'infiltrer.

En état actuel, les éventuels ruissellements sur le site en périodes pluvieuses intenses sont interceptés par les réseaux pluviaux du lotissement communal Narix 8, se déversant lui-même dans les réseaux des phases antérieures (Narix 6 et 7), avant d'aboutir au bassin de rétention en aval.

D'après les informations collectées en Mairie, cet ouvrage a été dimensionné pour l'ensemble de la zone d'urbanisation future, y compris Narix 9.

4 INCIDENCE HYDRAULIQUE

L'incidence hydraulique du projet a été testée dans l'hypothèse où tous les rejets pluviaux collectés sur le projet étaient rejetés sans rétention à la parcelle vers le réseau en aval (hypothèse la plus défavorable).

L'objectif est de tester la capacité des réseaux existants à permettre le transit des débits pluviaux vers l'ouvrage de rétention existant en aval.

4.1 Capacité hydraulique du réseau exutoire

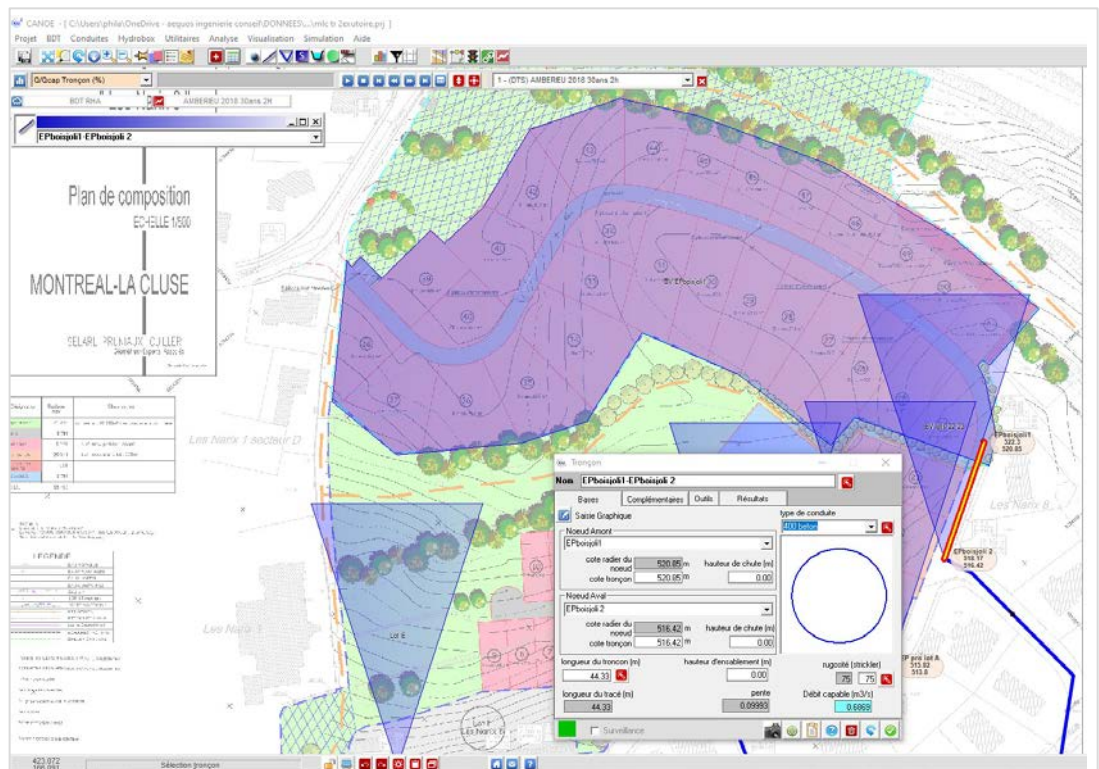
La capacité hydraulique des réseaux a été estimée à partir de la formule de Manning-Strickler, en fonction des diamètres et pentes réelles des réseaux en aval du site.

La construction du réseau intégré au modèle hydraulique simplifié (cf. § page suivante) a permis la mise en évidence des capacités hydrauliques de chaque tronçon en aval de chaque secteur du projet.

4.1.1 Tronçon en aval du permis d'aménager n°2

Ø400 – 9,9% :

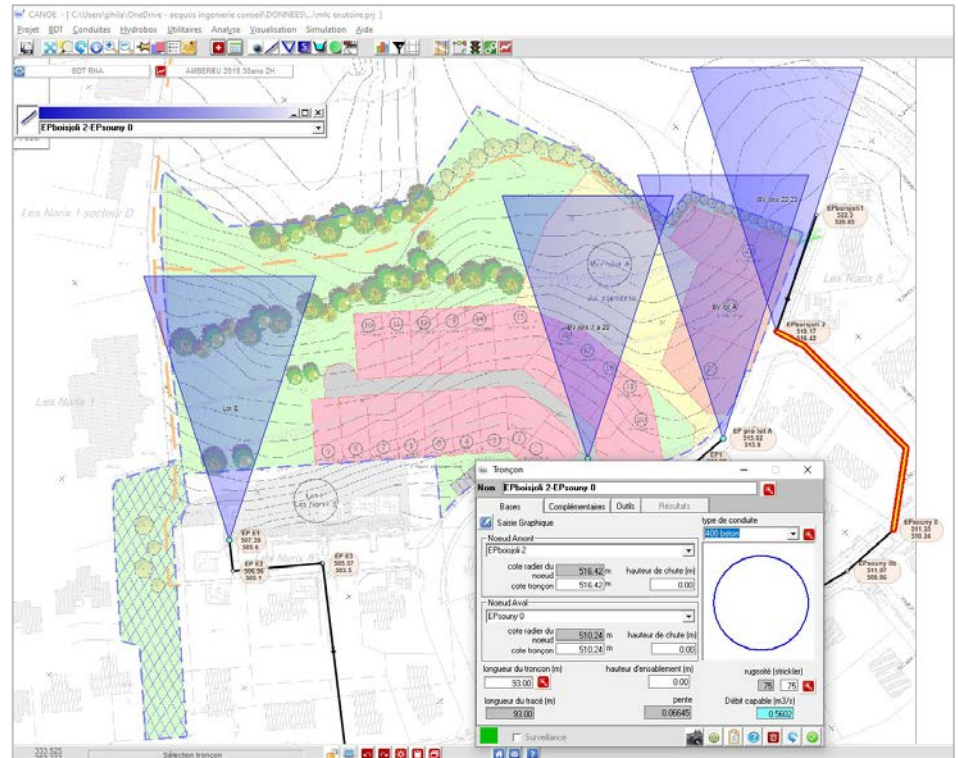
**Débit capable
= 0,687 m³/s**



4.1.2 Tronçon en aval de la PA n°2 et des lots 22 et 23

Ø400 – 6,6% :

Débit capable
= 0,560 m³/s



4.2 Incidence hydraulique du rejet des EP issues du projet

4.2.1 Méthode de calcul – Hypothèses

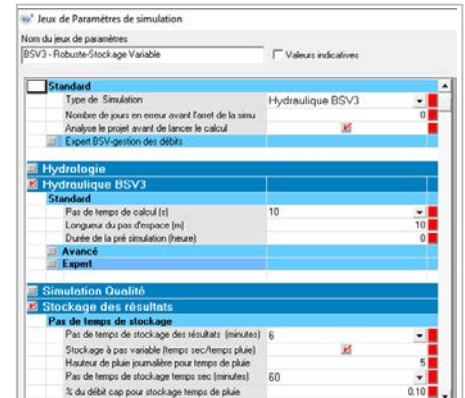
Le fonctionnement hydraulique des rejets d'eaux pluviales du projet (surfaces imperméabilisées collectées) a été modélisé sous le logiciel CANOE, sur la base des éléments collectés dans le cadre du diagnostic présenté ci-avant.

La simulation a été réalisée avec un moteur de simulation hydraulique avancé sous le logiciel Canoe

(BSV3 – Paramètres par défaut ou Robuste stockage variable).

Cette simulation, s'appuyant sur la résolution des équations complètes de Barré de Saint-Venant, autorise la modélisation complète et détaillée de réseaux et ouvrages complexes.

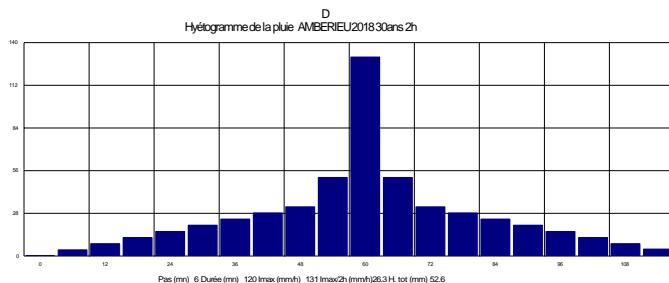
Elle permet de tester leurs fonctionnements par simulation hydraulique sur la base d'enregistrements et de mesures et d'en étudier la restructuration.



4.2.2 Pluies de projet

Les coefficients de Montana utilisés dans le cadre de ce projet pour l'élaboration de pluies double triangle centrées, intégrées dans la modélisation (cf. §6.3.2. ci-après), sont les coefficients Météo-France de la station d'Ambérieu en Bugey, calculés sur la période 1988-2018.

Exemple de la pluie de période de retour de 30 ans d'une durée de 2 h :



4.2.3 Construction du modèle - Hypothèses

Afin de permettre le bon fonctionnement de la modélisation, il est nécessaire d'intégrer un exutoire unique dans le modèle. Un exutoire fictif a donc été créé dans le modèle, en aval des réseaux existants connus, afin de permettre le bon déroulement du calcul. Les tronçons exutoires ont été ajoutés de manière à n'exercer aucune influence sur le calcul.

Les nœuds et tronçons ont été positionnés conformément au plan des réseaux d'assainissement à disposition.

Chaque bassin-versant définis ci-avant est raccordé sur un nœud exutoire, ce qui constitue une approximation du modèle par rapport à la réalité. Les points de débordement qui pourraient apparaître dans les résultats de la modélisation sont donc à interpréter en fonction de ce paramètre du modèle, et ne correspondent pas systématiquement à un point de débordement réel.

METHODOLOGIE Coefficients de Montana

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

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

Les intensités de pluie $i(t)$ s'expriment en millimètres par heure et les durées t en minutes.

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

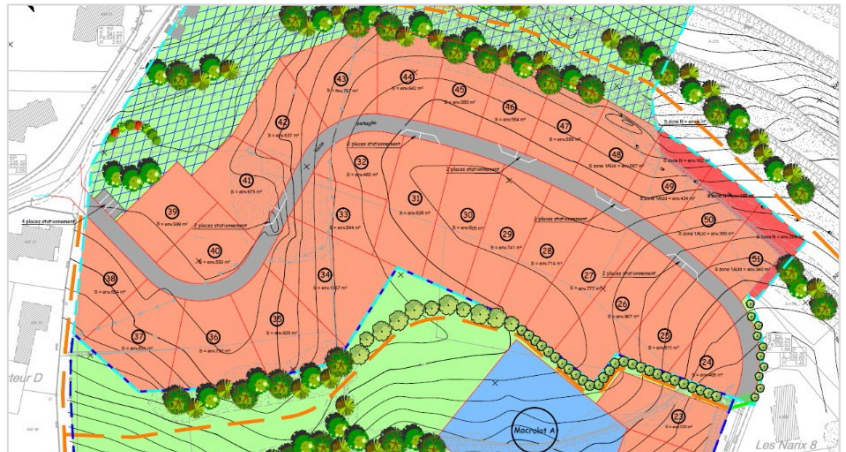
Cet ajustement est réalisé à partir des pas de temps (durées) disponibles entre 15 minutes et 6 heures.

Pour ces pas de temps, la taille de l'échantillon est au minimum de 32 années.

Ces coefficients servent à la détermination des débits de pointe de ruissellement pluvial et du volume utile des ouvrages à créer.

4.2.4 Paramètres de calcul – Surfaces imperméabilisées

Hypothèses d'imperméabilisation
maximales
= 50 % d'emprise au sol maximum
+ 25 m² / lot pour accès.



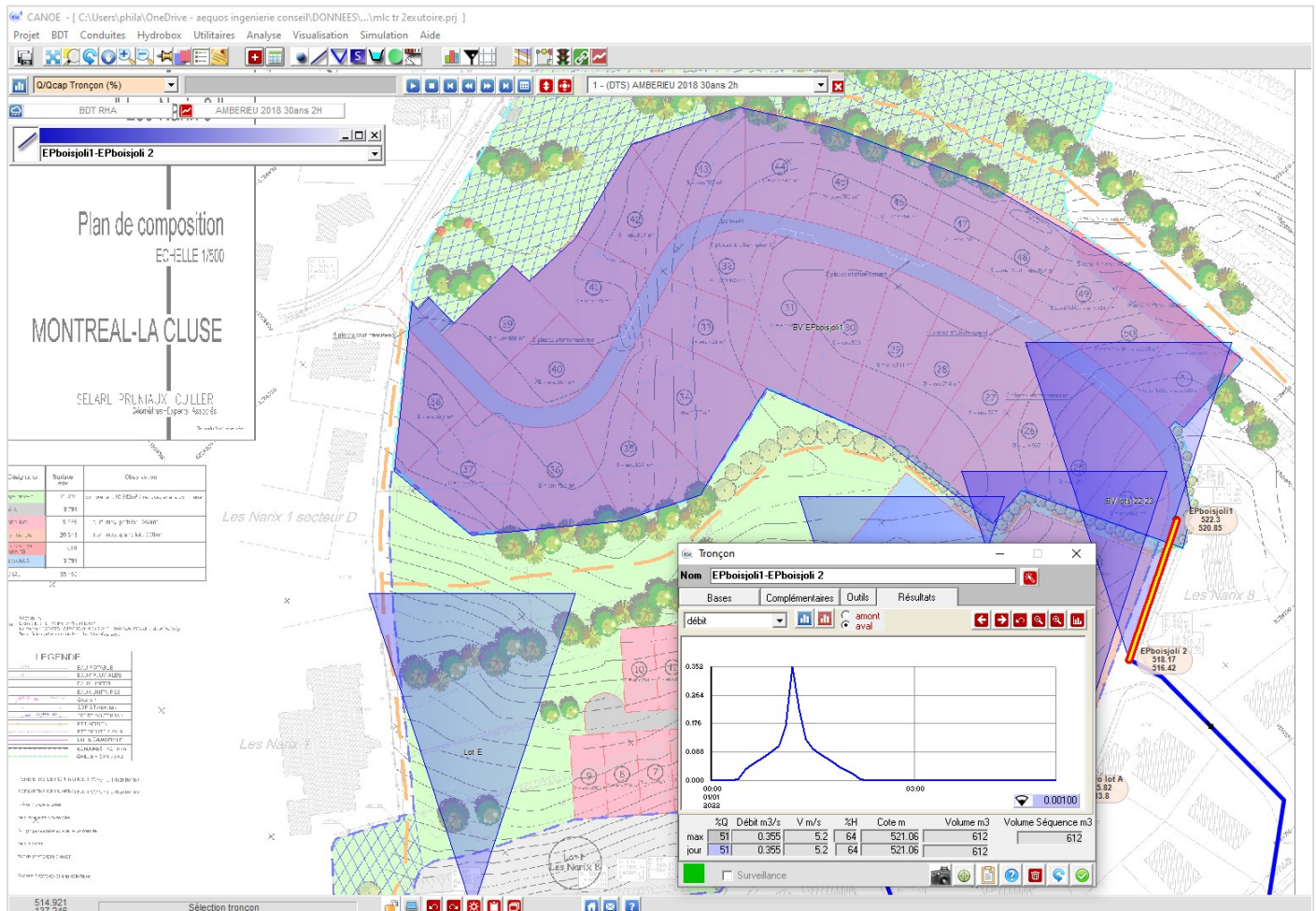
Détail de surfaces	S	Cr	Sa
Surfaces loties	18821	0.59	11123.95
Surfaces imperméables	1967	0.95	1868.65
Espaces verts (amont)	0	0.2	0
GLOBAL	20788	0.63	12992.6

	S	Cr	S imp
Détail lots	18821	0.591	9813
24	468	0.615	259
25	611	0.606	331
26	907	0.596	479
27	777	0.600	414
28	714	0.601	382
29	741	0.601	396
30	805	0.599	428
31	828	0.598	439
32	483	0.615	267
33	544	0.609	297
34	1057	0.593	554
35	826	0.598	438
36	792	0.599	421
37	831	0.598	441
38	554	0.609	302
39	599	0.607	325
40	553	0.610	302
41	675	0.603	363
42	637	0.605	344
43	757	0.600	404
44	642	0.604	346
45	550	0.609	300
46	554	0.609	302
47	556	0.609	303
48	591	0.605	319
49	586	0.503	237
50	584	0.489	225
51	599	0.444	195

4.2.5 Résultats*

*Valables uniquement pour les hypothèses testées, compte tenu des données disponibles au moment de la rédaction de cette étude

Simulation pour T= 30 ans, PI=15'



Comparaison débits de pointe (T = 30 ans) / Capacité hydraulique :

BV	Tronçon aval	Débit T = 30 ans (m³/s)	Capacité réseau (m³/s)	Taux remplissage (en débit)*
PA n° 2	EPboisjoli1 EPboisjoli2	0,355	0,687	51 %
PA n° 2 + lots 22 et 23	EPboisjoli2 – Epsouny0	0,367	0,560	67 %

* apports en provenance du projet uniquement

La capacité hydraulique des réseaux en aval du permis d'aménager n°2 (avec les apports des lots 22 et 23 du permis d'aménager n° 1) du projet Narix 9 est suffisante pour le transit des débits de pointe en provenance du site.¹

¹ Seule une modélisation globale intégrant l'ensemble des aménagements antérieurs raccordés au réseau permettrait d'appréhender le comportement hydraulique de l'ensemble du réseau jusqu'au bassin en aval.

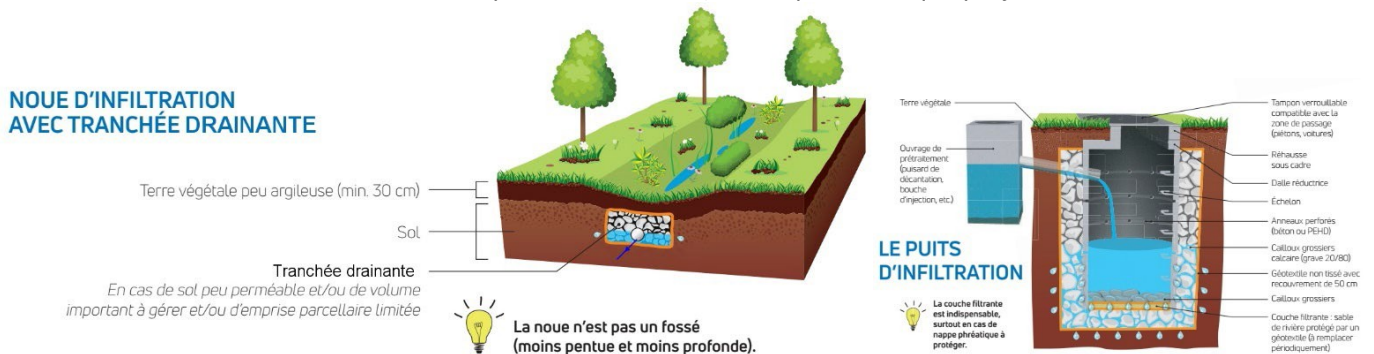
5 TRAITEMENT DES PLUIES COURANTES – exemple

Chaque surface lotie devra étudier la possibilité d'intercepter tout ou partie des pluies courantes collectées sur sa parcelle.

Cette typologie de pluie peut en effet être interceptée dans des ouvrages surfaciques implantés dans des espaces verts du projet, de type tranchée composée infiltrante, éventuellement associée à un puits d'infiltration, mais seulement sous réserve de validation de sa faisabilité technique par une étude géotechnique spécifique à chaque projet de construction. Dans ce contexte d'aménagement dans un terrain présentant de fortes pentes sur certains secteurs, cette étude devra s'attacher à étudier la capacité d'infiltration et l'influence d'une éventuelle infiltration sur les ouvrages avoisinants, notamment les terrains en aval.

Deux exemples de prédimensionnement sont donnés ci-après à titre indicatif, avec deux hypothèses de perméabilité, dans le cas d'un lot où l'étude géotechnique conclurait à la faisabilité d'implantation d'ouvrages d'infiltration par rapport à la perméabilité mesurée et aux risques vis-à-vis des avoisinants :

le type d'ouvrage proposé dans cet exemple est une tranchée composée infiltrante (= noue avec une tranchée drainante en fond, associée à un puits d'infiltration) : à adapter à chaque projet.



Schémas type : source ADOPTA

Hypothèse lot :

Lot d'une surface aménagée collectée totale de 380 m² (soit 200 m² de toitures + 180 m² d'abords imperméabilisés),

5.1 Exemple avec Hypothèse de perméabilité : $K = 1.10^{-6}$ m/s :

Ouvrage de gestion des pluies courantes :

Tranchée composée infiltrante longue de 8 m ; large de 1 m avec 0,25 m de profondeur,
sous laquelle est implantée une tranchée d'infiltration de 0,5 m * 0,5 m, avec un drain permettant le rejet
complémentaire à un puits d'infiltration Ø1000 de 1 m de profondeur

Volume utile global = 4 m³ Qinfiltration = 0,02 l/s

Résultat : gestion d'une pluie de 15 mm répartie de façon homogène sur une durée longue de 24 h

Gestion des pluies courantes				Q infiltration = 0.02 l/s		Qf comp. =		Volume ouvrages pluies courantes : = 4.0 m³	Noues	1.0 m³
Volume collecté en 24h				Vinfiltré en 24h max = 2.1 m³		0.00 l/s			Tranchées	0.6 m³
NS 1 : 15 mm de pluie en 24h = 5.7 m³				Volume à stocker = 3.6 m³					Casiers/SAU	0.0 m³
Précipitations sur les seules surfaces aménagées				Temps de vidange = 42 h					CSR	0.0 m³
									Puits	2.4 m³
Volume précipité sur S aménagée :		15 mm de pluie = 5.7 m³		45 mm de pluie = 17.1 m³		55 mm de pluie = 20.9 m³				

Volume à stocker = 3,6 m³ temps de vidange de 42 h

Pour les pluies moyennes à fortes, le dispositif devra permettre le transit des débits vers le réseau collectif en aval.

Remarque : un même dispositif composé uniquement d'une tranchée composée infiltrante (mais sans puits) pourrait traiter une pluie courante de 7 mm en 24h.

5.2 Exemple avec Hypothèse de perméabilité : $K = 1.10^{-5}$ m/s en profondeur
avec $K = 10^{-6}$ m/s pour les ouvrages superficiels (noue et tranchée)

Ouvrage de gestion des pluies courantes :

Tranchée composée infiltrante longue de 8 m ; large de 1 m avec 0,25 m de profondeur,
sous laquelle est implantée une tranchée d'infiltration de 0,5 m * 0,5 m, avec un drain permettant le rejet
complémentaire à un puits d'infiltration Ø1000 de 1 m de profondeur

Volume utile global = 4 m³ Qinfiltration = 0,02 l/s

Résultat : gestion d'une pluie de 28 mm répartie de façon homogène sur une durée longue de 24 h

Gestion des pluies courantes			Q infiltration = 0.08 l/s		Qf comp. =		Volume ouvrages pluies courantes : = 4.0 m³	Noues		1.0 m³	
Volume collecté en 24h			Vinfiltré en 24h max = 6.7 m³		0.00 l/s			Tranchées		0.6 m³	
NS 1 : 28 mm de pluie en 24h = 10.6 m³			Volume à stocker = 4.0 m³					Casiers/SAU		0.0 m³	
Précipitations sur les seules surfaces aménagées			Temps de vidange = 14 h					CSR		0.0 m³	
								Puits		2.4 m³	
me précipité sur S aménagée :			15 mm de pluie = 5.7 m³		45 mm de pluie = 17.1 m³		55 mm de pluie = 20.9 m³				

Volume à stocker = 4 m³ temps de vidange de 14 h

Pour les pluies moyennes à fortes, le dispositif devra permettre le transit des débits vers le réseau collectif en aval.

Remarque : un même dispositif composé uniquement d'une tranchée composée infiltrante (mais sans puits) pourrait traiter une pluie courante de 7 mm en 24h.

6 ANNEXES

Résultats de la modélisation et paramètres de calcul

