MISE A JOUR SCHEMA DIRECTEUR EAUX PLUVIALES

ETUDE ET NOTE DE CALCULS

AUTEUR	*DATE*	*TYPE DOCUMENT*	*REFERENCE*	*VERSION*
J. MALFONDET	**03/2023**	**RAPPORT FINAL**	**RP20D220**	**2.0**

P.M.H. – PREMESHYD
PRESTATIONS DE MESURES HYDRAULIQUES

SARL AU CAPITAL DE 20 000 € - SIREN 434 559 076 – NAF 7120B
SIEGE SOCIAL : 59, RUE DE BRESSOLLES – 01120 DAGNEUX
TEL / FAX : 04 78 53 63 45 - *COURRIEL :* PMH@PREMESHYD.FR - *SITE :* WWW.PREMESHYD.FR

S O M M A I R E

PREAMBULE 4
INTRODUCTION 4

PHASE 1 - RECUEIL DES DONNEES, ANALYSE DE L'EXISTANT 7
1 MISE A JOUR DU SIG ET VISITES DE TERRAINS 7
1.1. Visites Préalables 8
1.2. Au Centre Ville 9
1.3. Route De Baneins 11
2 RECUEIL ET ANALYSES DES DONNEES EXISTANTES 13
3 CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE 13
4 HYDROLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE 13
5 COEFFICIENT D'APPORT 16

PHASE 2 – ETUDE HYDRAULIQUE DES BASSINS 18
1 BASSINS VERSANTS 18
2 ZONE NORD DE LA COMMUNE 18
2.1 Etat Des Lieux 19
2.2 Caractéristiques Des Bassins 21
2.3 Coefficient D'Apport 22
2.4 Temps de Concentration 22
2.5 Intensité Hydraulique Des Sous Bassins 24
2.6 Calculs Des Débits De Pointe 24
2.7 Détermination De La Capacite D'Ecoulement Des Canalisations 27
3 ZONE OUEST DE LA COMMUNE 30
3.1 Etat Des Lieux 30
3.2 Caractéristiques Des Bassins 35
3.3 Coefficient D'Apport 36
3.4 Temps de Concentration 37
3.5 Intensité Hydraulique Des Sous Bassins 38
3.6 Calculs Des Débits De Pointe 38
3.7 Détermination De La Capacite D'Ecoulement Des Canalisations 40
3.8 Exutoire Bassins Et Sous Bassins 40
4 ZONE BOURG DE LA COMMUNE 42
4.1 Etat Des Lieux 42
4.2 Caractéristiques Des Bassins 45
4.3 Coefficient D'Apport 46
4.4 Temps de Concentration 47
4.5 Intensité Hydraulique Des Sous Bassins 48
4.6 Calculs Des Débits De Pointe 48
4.7 Détermination De La Capacite D'Ecoulement Des Canalisations 49
4.8 Exutoire Bassins Et Sous Bassins 50
5 MESURES DE DEBITS SUR LES EXUTOIRES PLUVIAUX 50
5.1 Mise En Œuvre Et Emplacement Des Points de Mesures 51
5.2 Résultats Des Mesures 54
6 CAPACITES POTENTIELLES D'ECOULEMENT ET FLUX HYDRAULIQUES 58

PHASE 3 – PROJET D'AMENAGEMENT 61
1 ZONE NORD 61
1.1 Chemin Rouge 61
1.2 Zone Silo 64
1.3 Aval Bassin Beaumont 68
1.4 Chiffrage Des Projets 69
2 ZONE OUEST ET BOURG DE LA COMMUNE 71
2.1 Rue De La Republique 71
2.2 Rue De L'Eglise 72
2.3 Chemin De La Saulaie 73
2.4 Chiffrage Projet 78
3 SYNTHESE DES PROJETS 79

PREAMBULE

INTRODUCTION

Située à 34 kilomètres au Sud-ouest de Bourg en Bresse et 17 kilomètres au Nord Est de Villefranche sur Saône et 48 kilomètres au Nord de Lyon.

La Commune de Saint Trivier sur Moignans regroupe près de 1 850 habitants.

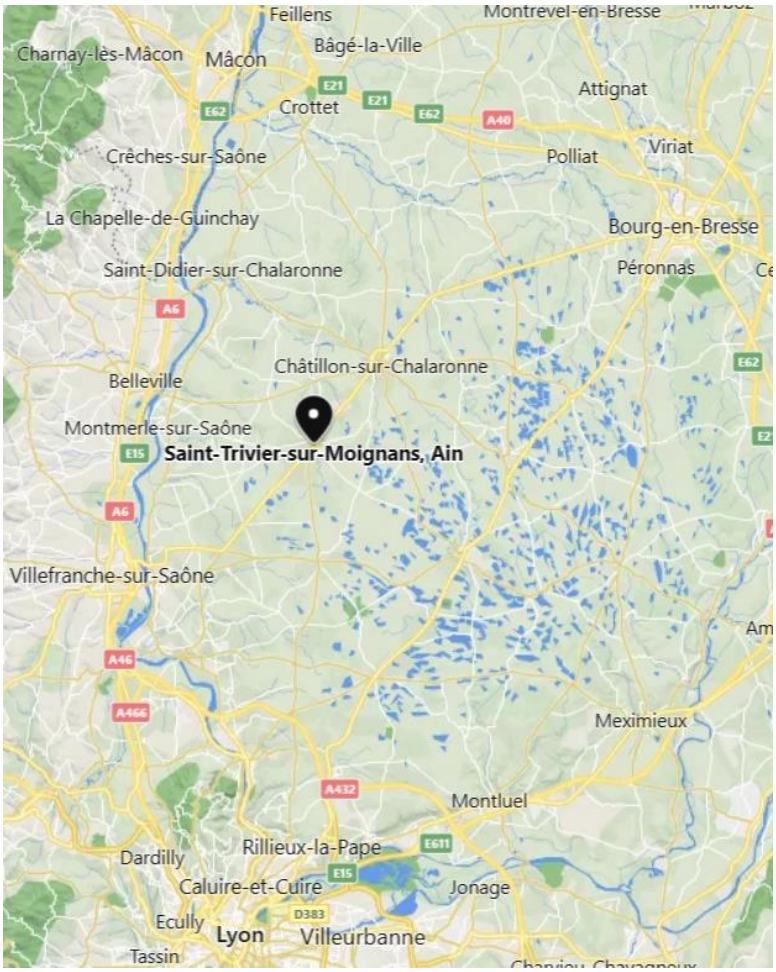


Figure n°1

Soucieuse de la gestion des eaux pluviales de son territoire la commune de Saint Trivier sur Moignans a réalisé un schéma directeur assainissement en 2016 et un premier schéma directeur Eaux pluviales en 2015.

A l'issue du schéma d'assainissement, la commune a réalisé d'importants travaux de mise en séparatif de ces réseaux unitaires et lancé la reconstruction de sa station d'épuration en cours à ce jour.

Les objectifs de ce schéma d'eaux pluviales sont les suivants :



- Réaliser **une mise à jour** des résultats du premier schéma Eaux pluviales réalisé en 2015 suite aux nombreux travaux réalisés tant sur les réseaux que sur les voiries. La commune a vu la création d'une rocade partant du sud de la commune et contournant celle-ci par l'Est pour rejoindre le Nord.

Les travaux de voirie ont profondément modifié les écoulements hydrauliques en particuliers la partie sud du village.

- Réaliser un état des lieux des infrastructures pluviales, et répertorier sur un plan l'ensemble des canalisations d'évacuation des eaux pluviales,

- Définir les limites hydrauliques des ouvrages existants,

- Définir les écoulements de transit des différents bassins versants des zones urbanisées pour une pluie critique, pour les secteurs canalisés,

- Définir les aménagements permettant de limiter les ruissellements en situation actuelle et future, avec établissement d'un plan d'actions classé par priorités ;

- Définir les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement,
- Définir les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et le traitement des eaux pluviales lorsque la pollution apportée au milieu risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement ou au milieu naturel.

Cette étude sera décomposée en 3 volets :

Phase 1

Cette phase a déjà été largement abordée lors du schéma précédent. Seuls quelques éléments seront repris comme :

- Recueil de données, inventaire et repérage complet des réseaux d'eaux pluviales (Mise à jour du SIG) …
- Etude des comportements des ruissellements sur les zones urbanisées de la commune
- Investigations de terrain pour vérification des informations nécessaires aux calculs hydrauliques (nature des sous bassins, topographie, surfaces concernées, occupations des sols…)
- Implantation éventuelle des points de mesures nécessaires à apprécier les volumes hydrauliques,

Phase 2

- Estimation des flux théoriques par sous bassins versants de collecte
- Etude des comportements des écoulements et des ouvrages existants pour des pluies de retour fréquentes et exceptionnelles,
- Estimation des flux hydrauliques mis en jeu grâce aux mesures réalisées in situ,
- Appréciation des conséquences sur le fonctionnement des réseaux,

Phase 3

Définition et chiffrage du programme hiérarchisé des travaux dont les objectifs sont :

- La maitrise des événements courants (techniquement et économiquement réalistes) en favorisant les mesures alternatives à l'évacuation systématique, limite de fonctionnement des ouvrages, plans d'alerte, dispositions urbanistiques, conséquences et synergie avec l'assainissement,
- Réduction des apports (actions préventives, aménagements, stockage, traitements éventuels…),
- Préconisations en matière d'occupation des sols, des activités rencontrées et gestion des risques.
- Rapport final et remise du SIG à la Collectivité.

PHASE 1 - RECUEIL DES DONNEES, ANALYSE DE L'EXISTANT

1 MISE A JOUR DU SIG ET VISITES DE TERRAINS

Le SIG a été mis à jour par rapport aux modifications apportées sur les réseaux depuis le dernier schéma directeur. Il a été transmis au SIEA pour intégration à la base départemental en mars 2023.

Ce SIG intègre :

- Les levés surfaciques des regards EU et EP en classe A,
- Les levés fil d'eau des regards,
- Les Diamètres,
- Les Matériaux,

La base SIG de la commune est disponible en annexe 1 au rapport au format SIG et au format pdf.

Des changements ont été opéré sur les réseaux d'eaux pluviales du fait de la création de la rocade Est de la commune. Ainsi une grande partie des bassins hydrauliques du sud de la commune ne viennent plus se raccorder sur les réseaux du centre Bourg mais sont orientés directement sur le Moignans.

De même, des travaux sur les réseaux unitaires avec des opérations de mise en séparatif limitent fortement les apports d'eaux pluviales en direction du Bourg.

A la suite du schéma directeur assainissement de 2015-2016, des travaux de mise en séparatif du réseau d'assainissement important ont été réalisés à savoir :

- Route de Villefranche – Route de Lyon – Route de Villars
- Champ Soinin – Route de Chaneins
- Rue de la Beurrerie – Rue Des Marais – Rue de la Vache

Ces secteurs représentaient environ 68 000 m² de surfaces déconnectées du réseau d'assainissement.

La figure n°2 ci-dessous représente les bassins qui ont été dévoyés.

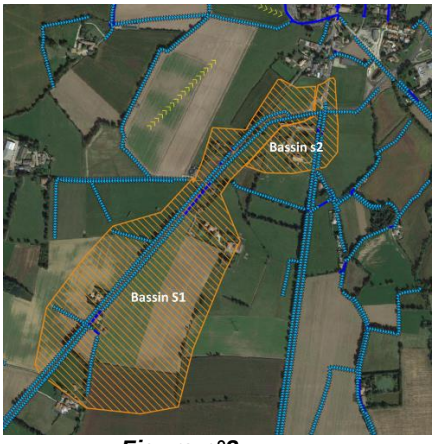


Figure n°2

Le bassin S1 à une surface de près de 42 hectares et le bassin S2 d'un peu plus de 5 hectares. Soit près de 50 hectares de supprimé sur le village.

Les travaux unitaires de cette zone ont restructuré les écoulements vers le fossé de contournement principal.

Sur l'Est de la commune, les travaux de la rocade ont permis une re-canalisation des écoulements vers le Moignans en passant par des bassins d'écrêtement, permettant un lissage des débits vers la rivière.

Au préalable des différents levés topographiques et mise à jour du plan réalisé, des visites des réseaux ont été réalisés afin de valider suite à ces changements structurels profonds depuis le dernier schéma directeur pluvial.

1.1. VISITES PREALABLES

De manière générale, le plan réalisé est dans l'ensemble juste. Toutefois, quelques points sont à corriger :

- Le fossé derrière l'entrepôt du Chemin du « Taconnet » est busé.



- Un fossé est présent au-dessus du lotissement « Beaumont ». L'exutoire reste à trouver car il est busé sur sa partie basse, mais dans tous les cas de figures, l'eau collectée est ramenée sur la route de Chaneins.





- Avec la création du contournement de Saint-Trivier-Sur-Moignans, le réseau de fossés a également été dévoyé en partie route de Villefranche et complétement route d'Ambérieux.

- L'exutoire du collecteur provenant de la route de Chaneins a été modifié lors des travaux de la construction des immeubles route de Montmerle,

- Les réseaux d'assainissement Route de Baneins ont été mis en séparatif avec la création d'un nouvel exutoire en DN500 jusqu'au Moignans.



1.2. AU CENTRE-VILLE

- Un fossé existant a été canalisé depuis le cimetière jusqu'à la route de Ville franche pour permettre la construction de la maison de retraite. Les buses sont des DN1000mm. On peut penser que le débit du fossé a été divisé par 2 : La section de la buse est deux fois plus petite que celle du fossé et une arche du pont a été supprimée.



- Les avaloirs de la rue Montpensier semblent être raccordés au réseau par des tuyaux de diamètre 125mm. **Ce diamètre n'est pas suffisant. L'entretien de ces avaloirs doit aussi être plus régulier**.





- Les grilles de la parcelle cultivée derrière le cimetière sont également hors d'usage. Elles sont recouvertes de terre ce qui empêche l'eau de s'écouler dans le réseau Eaux Pluviales. De ce fait, l'eau rejoint la voirie.



- 2 tampons de visite sont recouverts par de l'enrobé.





1.3. ROUTE DE BANEINS

- Présence d'un bassin de rétention des eaux pluviales constitué de tuyaux DN1000sur environ 15mL. Le débit de fuite est régulé par un trou DN200 en sortie du bassin. Il est ensuite raccordé au nouvel exutoire DN500 à l'aide d'un DN400. Un trop plein relie ce réseau à la canalisation DN400 EP du lotissement « les Tournesols ». L'entretien de cet ouvrage doit aussi être plus régulier (beaucoup de dépôts au fond).







- Le regard de jonction entre le nouveau réseau d'eaux pluviales et le tuyau de sortie du bassin est en très mauvais état. Une grosse infiltration d'eau risque d'affouiller sous la route et entrainer son effondrement.




- La grille placée à l'angle des routes de Baneins et de Beaumont semble raccordée sur 2 réseaux. 1 DN300 mais nous n'avons pas trouvé son exutoire. 1 DN160 raccordé sur le nouvel exutoire DN500. Le DN160 n'est pas conforme aux prescriptions du fascicule 70.





- Le fossé en amont de la grille semble avoir été busé (Route de Beaumont).





A noter que sur ce secteur de Beaumont, des travaux de requalification de voirie sont prévus.

Ces problématiques du secteurs relevés devront être pris en compte mais également les contraintes et travaux prévus à l'aval du secteur jusqu'à la nouvelle station d'épuration.

2 RECUEIL ET ANALYSES DES DONNEES EXISTANTES

L'acquisition d'une bonne connaissance de la zone d'étude est fondamentale pour atteindre les objectifs fixés. Une phase d'enquête a été entreprise par nos équipes en collaboration avec les services techniques de la collectivité afin de rassembler tous les éléments connus, et de définir avec précision les orientations des phases ultérieures de l'étude.

Pour aller plus loin dans la démarche de connaissance « pluviale», **nos équipes ont complété les investigations terrains par des visites sur tout le bassin « hydraulique »** du secteur afin de localiser et répertorier les cours d'eau avec et sans écoulement, les fossés, les « biefs »….

Ces investigations très longues ont permis de définir le bassin hydrographique global de la commune et de le diviser en autant de sous bassins indépendants permettant d'appréhender l'hydraulique général de la commune.

3 CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

Ce chapitre a déjà été très largement abordé lors du schéma d'assainissement et du schéma d'eaux pluviales et ne nécessite pas de mise à jour particulière.

4 HYDROLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE

Il n'y a pas de poste pluviométrique permettant de mesurer et de caractériser les pluies sur la commune de Saint Trivier sur Moignans.

De plus, compte tenu des petites tailles et tailles modérées des bassins versants étudiés, il était nécessaire de disposer de données sur des périodes d'observations assez courtes (de quelques minutes à environ 2 heures) car ce sont les précipitations très intenses sur de faibles durées qui généreront les débits maximums.

L'utilisation des courbes Intensité Durée Fréquence du poste pluviographique de Macon, permet de définir, les intensités pluviométriques et les coefficients de Montana nécessaires aux calculs hydrauliques. Ces données sont représentatives de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin d'étude.

Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 6 minutes à 1 heure

Durée de retour	*a*	*b*
5 ans	248	0,547
10 ans	307	0,56
20 ans	369	0,573
30 ans	408	0,581
50 ans	463	0,592
100 ans	542	0,607

Coefficients de Montana pour des pluies de durée 1 heure à 6 heures

Durée de retour	*a*	*b*
5 ans	389	0,676
10 ans	477	0,681
20 ans	564	0,684
30 ans	620	0,687
50 ans	694	0,689
100 ans	799	0,692

Coefficients de Montana pour des pluies de durée 6 heure à 24 heures

Durée de retour	*a*	*b*
5 ans	643	0,755
10 ans	946	0,793
20 ans	1359	0,831
30 ans	1667	0,853
50 ans	2128	0,879
100 ans	2946	0,916

Les deux premiers tableaux seront utilisés dans les calculs suivants. Les ajustements statistiques ont été effectués pour les périodes de retour 2, 5, 10, 20,30, 50 et 100 ans et pour les durées comprises entre 6 minutes et 24 heures.

Les coefficients de Montana « a » et « b » du tableau ci-dessous permettent de calculer pour une durée « t » donnée (en minutes), l'intensité « i » d'eau précipitée (en millimètres/heure).

Les intensités de pluie i(t) s'expriment en millimètres par heure et les durées t en minutes et son établies à l'aide de la relation :

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

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.

Ils sont réalisés à partir des pas de temps (durées) disponibles entre 6 minutes et 1 heure, entre 1 heure et 6 heures et 6 heures et 24 heures.

Pour ces pas de temps, la taille des échantillons est au minimum de 36 années

Les tableaux suivants donnent une approche des intensités pluviométriques pour l'ensemble des trois échantillonnages sur des pas de temps de réactions différentes.

$i(t) = a \times t^{-b}$						
Durée de la période	**Intensité par période de retour en mm/h (Période 6 min - 1 heure)**					
	5 ans	***10 ans***	***20 ans***	***30 ans***	***50 ans***	***100 ans***
6 min	93,1	112,6	132,2	144,1	160,3	182,7
12 min	63,7	76,3	88,8	96,3	106,3	119,9
15 min	56,4	67,4	78,2	84,6	93,2	104,7
30 min	38,6	45,7	52,6	56,6	61,8	68,8
1 h	26,4	31,0	35,3	37,8	41,0	45,2
2 h	18,1	21,0	23,7	25,3	27,2	29,6
6 h	9,9	11,4	12,7	13,3	14,2	15,2
12 h	6,8	7,7	8,5	8,9	9,4	10,0
24 h	4,6	5,2	5,7	6,0	6,2	6,6

$i(t) = a \times t^{-b}$						
Durée de la période	**Intensité par période de retour en mm/h (1 heure à 6 heures)**					
	5 ans	***10 ans***	***20 ans***	***30 ans***	***50 ans***	***100 ans***
6 min	115,9	140,8	165,6	181,1	201,9	231,2
12 min	72,5	87,8	103,1	112,5	125,3	143,1
15 min	62,4	75,4	88,5	96,5	107,4	122,7
30 min	39,0	47,1	55,1	59,9	66,6	75,9
1 h	24,4	29,3	34,3	37,2	41,3	47,0
2 h	15,3	18,3	21,3	23,1	25,6	29,1
6 h	7,3	8,7	10,1	10,9	12,0	13,6
12 h	4,6	5,4	6,3	6,8	7,5	8,4
24 h	2,9	3,4	3,9	4,2	4,6	5,2

$i(t) = a \times t^{-b}$						
Durée de la période	**Intensité par période de retour en mm/h (Période 6 heures à 24 heures)**					
	5 ans	***10 ans***	***20 ans***	***30 ans***	***50 ans***	***100 ans***
6 min	166,2	228,5	306,6	361,6	440,5	570,8
12 min	98,5	131,9	172,4	200,2	239,5	302,5
15 min	83,2	110,5	143,2	165,5	196,9	246,6
30 min	49,3	63,8	80,5	91,6	107,0	130,7
1 h	29,2	36,8	45,2	50,7	58,2	69,3
2 h	17,3	21,2	25,4	28,1	31,6	36,7
6 h	7,6	8,9	10,2	11,0	12,0	13,4
12 h	4,5	5,1	5,7	6,1	6,6	7,1
24 h	2,7	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8

Dans le cadre des dimensionnements des phases suivantes nous avons utilisé les postulats suivants pour des précipitations remarquables sur des bases de 240 minutes.

Périodes de retour	*5 ans*	*10 ans*	*20 ans*	*100 ans*
Durée totale de la pluie ***(en minutes)***	240	240	240	240
Durée intense de la pluie ***(en minutes)***	15	15	15	15
Cumul pluviométrique total ***(en mm)***	40	47,2	52,5	69,3
Intensité maximale ***(en mm/h)***	59,7	69,3	77,5	99,8
Pic d'intensité ***(en mm/30 min)***	18,6	21,7	24,4	31,5

5 COEFFICIENT D'APPORT

Le coefficient de ruissellement *(d'apport ou d'imperméabilisation)* **C** d'un bassin versant est un coefficient volumétrique mesurant l'importance des pertes de l'écoulement des eaux dans le bassin considéré.

Ce qui implique une notion de pluie nette déduite de la pluie précipitée après abattement des pertes.

Les différents types de pertes sont les suivants :

- ✓ Évaporation : négligeable en hydrologie urbaine, car l'évaporation survient pour l'essentiel dans l'atmosphère au cours du trajet des gouttes de pluie entre le nuage et le sol,
- ✓ Interception par la végétation,
- ✓ Infiltration,
- ✓ Rétention de surface : stockage permanent de l'eau dans les dépressions du sol, des bassins…

Chaque surface de ruissellement peut être assimilée comme un ensemble de transformations variables. Les types de surface seront classés :

- ✓ En fonction du revêtement : perméable/imperméable,
- ✓ En fonction de la morphologie : en liaison directe avec le réseau EP, les fossés…,
- ✓ En fonction du comportement : active/non active

On constate que des surfaces dites non actives le deviennent pour les fortes précipitations *(après saturation des sols)*.

Les instructions techniques interministérielles de 1977 proposent de retenir l'expression :

C = A/A'= IMP

A superficie imperméable

A' superficie du bassin versant

Dans ce modèle le coefficient de ruissellement C est pris égal au taux d'imperméabilisation IMP. Ce modèle est acceptable dans un bassin urbain où les surfaces perméables ne sont pas drainées.

En général on observe une variation de C en fonction de l'intensité de précipitation.

Pour les évènements faibles C < IMP

Pour les évènements forts C > IMP

Pour les évènements moyens I < T < 10 ans C # IMP

Ce coefficient d'apport est donc variable et va dépendre :

- ✓ De l'intensité de la pluie : Fréquence,
- ✓ De l'affectation des sols : urbain/rural, culture : prairie…
- ✓ De la morphologie du bassin versant : pente, vallon…
- ✓ De la perméabilité des sols,
- ✓ De la durée de la pluie,
- ✓ De l'état hydrique des sols

Les coefficients d'apport seront calculés dans la suite du rapport pour chacun des sous bassins versants en fonction des périodes de retours

PHASE 2 – ETUDE HYDRAULIQUE DES BASSINS

1 BASSINS VERSANTS

Définition des zones géographiques

Les visites de terrain ainsi que les études cartographiques montrent que ce secteur de la commune peut être sectorisé en sous bassins versants. La création de ces sous-bassins permettra de définir des flux hydrauliques et de regrouper les bassins sur des exutoires cohérents et efficaces hydrauliquement.

2 ZONE NORD DE LA COMMUNE

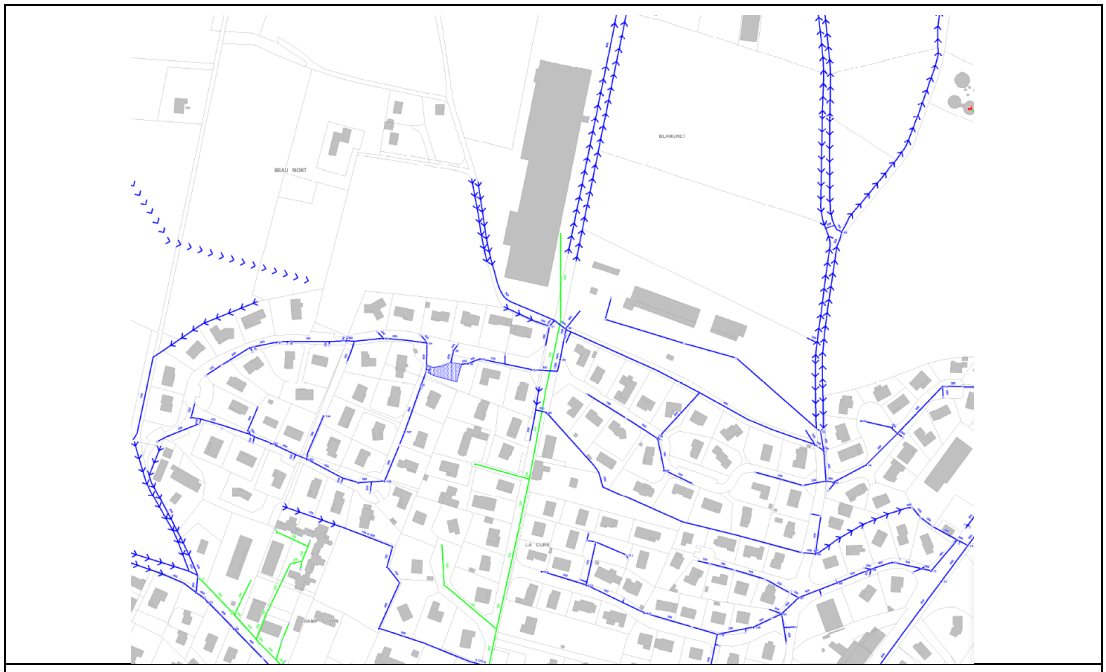


Zone Nord de La Commune

2.1 ETAT DES LIEUX

2.1.1 Réseaux Eaux Pluviales

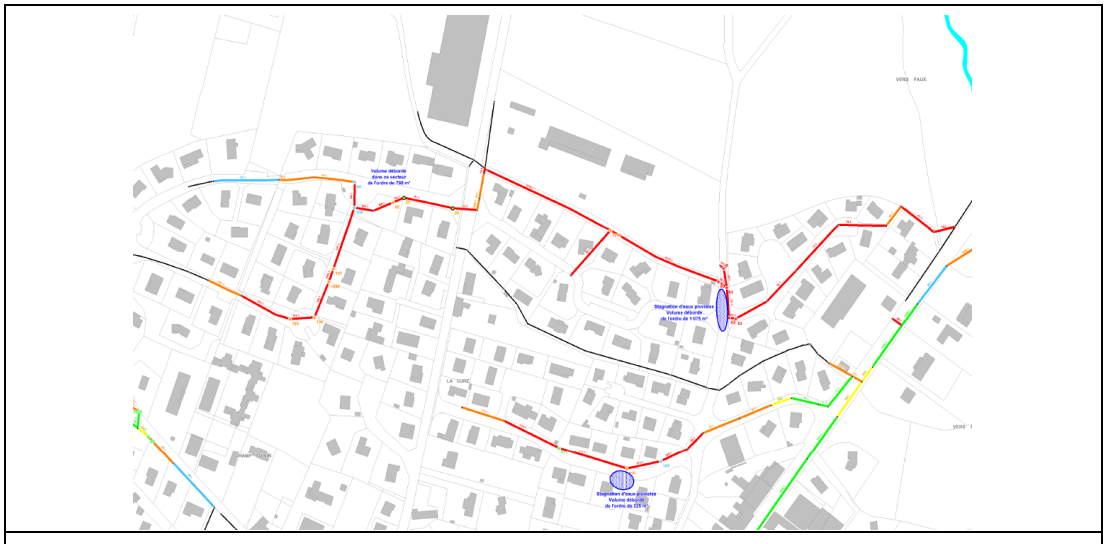
Les cheminements des différents réseaux et fossés permettant l'évacuation des eaux pluviales du secteur ont déjà été établi lors de précédentes études. Les visites de vérifications qui ont été faites dans le cadre de l'étude en cours confirme ces cheminements. Le plan est présenté ci-dessous.



Réseaux et fossés eaux pluviales Zone Nord

2.1.2 Inondations

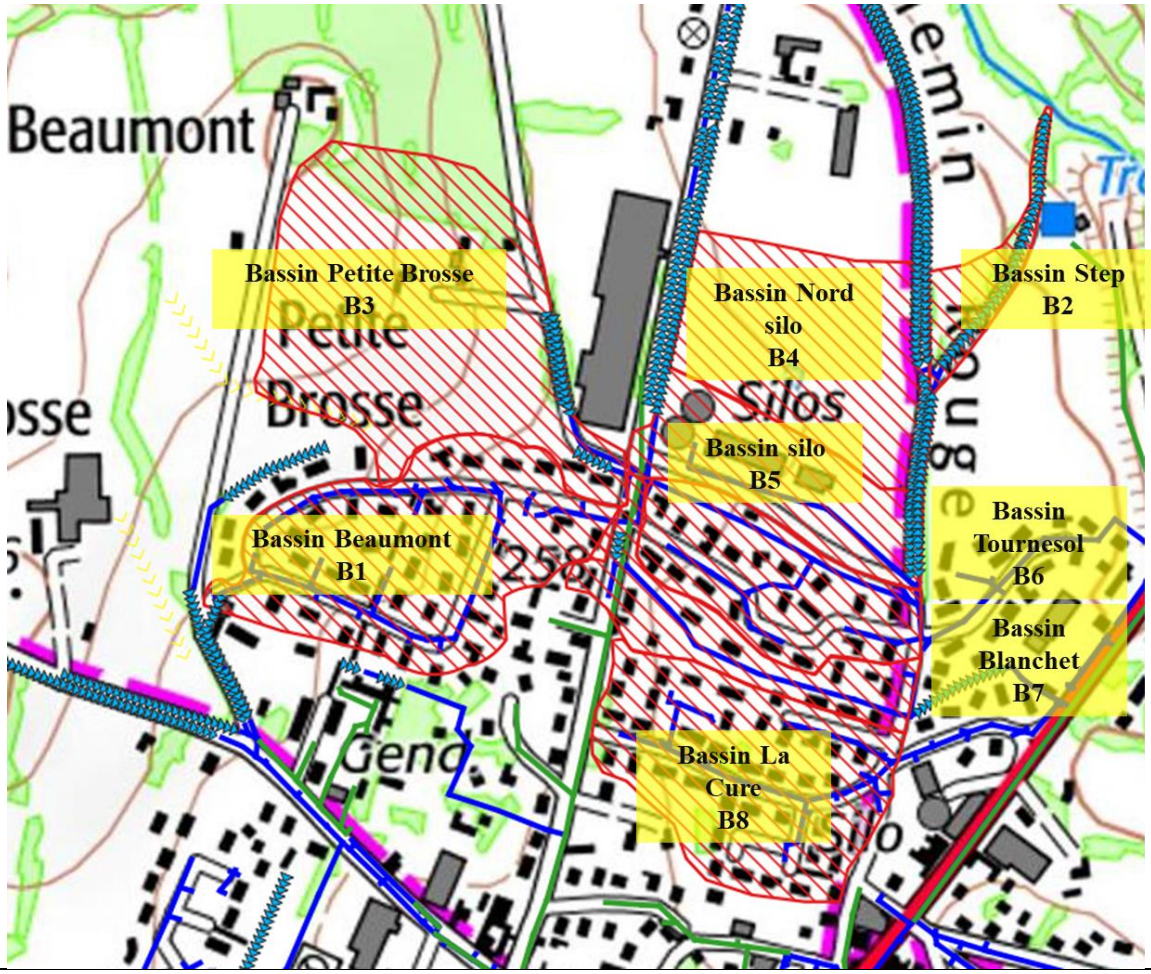
Les études déjà réalisées sur le pluviale ainsi que les observations de terrain effectuées lors des pluies singulières montrent que les cheminements des réseaux et différents fossés de cette zone contribuent à de nombreuses inondations ou mise en charge pour des pluies assez faibles. Mettant ainsi en lumière des sous dimensionnements de réseaux et surtout des exutoires inadaptés



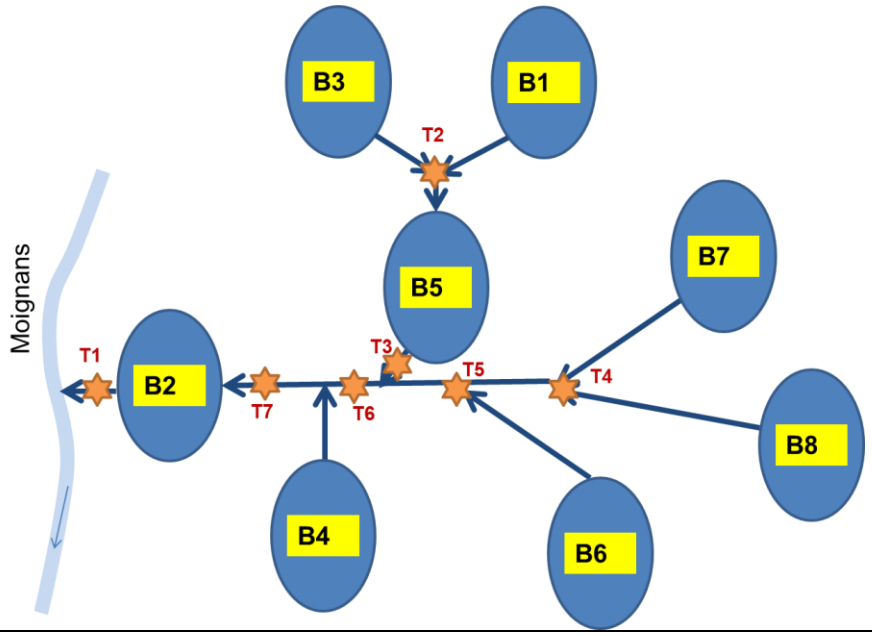
Réseaux et fossés eaux pluviales Zone Nord

2.1.3 Découpage en Sous Bassins

Le plan suivant représente les découpages géographiques et altimétriques de ces différents bassins



Bassins Versants de la zone Nord (Plan)



Bassins Versants de la zone Nord synoptique (fonctionnel)

2.2 CARACTERISTIQUES DES BASSINS

Le tableau présenté ci-dessous synthétise l'ensemble des caractéristiques dimensionnelles des 8 sous bassins hydrauliques constitués sur les cartes précédentes. On y retrouve sa surface en hectare, sa plus grande longueur en ml, les différentiels d'altitude en m (source Géoportail) et sa pente générale.

Bassins versants	Identification	Surface	Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		(Ha)	(m)	(m)	(m)	(m/m)
B1	LOTISSEMENT BEAUMONT	4,4139	446	265,2	256,6	0,019
B2	BASSIN STEP	0,7333	266	252,2	241,3	0,041
B3	PETITE BROSSE	6,0365	407	274,84	256,72	0,045
B4	NORD SILO	3,4873	209	256,2	252,66	0,017
B5	SILO	2,165	261	256,72	252,66	0,016
B6	LOT TOURNESOL	2,2865	286	256,4	252,66	0,013
B7	LOT BLANCHET	1,5896	352	256,52	252,51	0,011
B8	LOT LA CURE	3,8182	303	255,19	252,39	0,009

Le bassin versant complet (T1) de l'ensemble de ces 8 sous bassins forment un secteur hydraulique dont les caractéristiques sont les suivantes :

Bassins versants	Identification	Surface	Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		(Ha)	(m)	(m)	(m)	(m/m)
T1	TOTAL	24,5303	993	274,84	241,3	0,034

Dans le tableau suivant on pourra également retrouver le détail des différentes combinaisons de bassins comme présenté sur le schéma précédent « Bassins Versants de la zone Nord synoptique (fonctionnel) »

Bassins versants	Identification	Surface	Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		(Ha)	(m)	(m)	(m)	(m/m)
T2 = B3+B1	sous bassin combiné	10,4504	446	274,84	256,6	0,041
T3 = B1+B3+B5	sous bassin combiné	12,6154	707	274,84	252,66	0,031
T4 = B7+B8	sous bassin combiné	5,4078	402	256,52	252,39	0,010
T5 = B7+B8+B6	sous bassin combiné	7,6943	452	274,84	252,66	0,049
T6 = B1+B3+B5+B6+B7+B8	sous bassin combiné	20,3097	707	274,84	252,66	0,031
T7=B1+B3+B4+B5+B6+B7+B8	sous bassin combiné	23,797	757	274,84	252,66	0,029

Les détails de ces calculs et définitions de sous bassins vont permettre de dimensionner les futures canalisations sur chacun des tronçons.

2.3 COEFFICIENT D'APPORT

Le tableau ci-dessous donne une évaluation des coefficients et de leurs évolutions en fonction des périodes de retours

Durées de retour / Bassins versants	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans	*Caractéristique de la couverture du sol et de l'habitat*
B1	0,4	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*lotissement*
B2	0,4	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*lotissement*
B3	0,11	**0,12**	0,14	0,15	0,16	0,18	*pâturage, culture*
B4	0,1	**0,11**	0,11	0,12	0,13	0,15	*pâturage, culture*
B5	0,35	**0,36**	0,36	0,37	0,38	0,4	*pâturage, culture*
B6	0,4	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*lotissement*
B7	0,4	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*lotissement*
B8	0,4	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*lotissement*
T1	0,28	**0,30**	0,31	0,32	0,32	0,34	*ensemble*
T2 = B3+B1	0,23	**0,25**	0,26	0,27	0,28	0,29	*ensemble*
T3 = B1+B3+B5	0,25	**0,27**	0,28	0,29	0,30	0,31	*ensemble*
T4 = B7+B8	0,40	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*ensemble*
T5 = B7+B8+B6	0,40	**0,42**	0,43	0,44	0,44	0,45	*ensemble*
T6 = B1+B3+B5+B6+B7+B8	0,30	**0,31**	0,32	0,33	0,34	0,35	*ensemble*
T7=B1+B3+B4+B5+B6+B7+B8	0,28	**0,29**	0,30	0,31	0,32	0,33	*ensemble*

Les coefficients qui seront utilisés pour les calculs de dimensionnement suivants sont ceux de la récurrence décennale (en rouge foncé dans les tableaux)

2.4 TEMPS DE CONCENTRATION

Le temps de concentration correspond à la caractérisation précise de la réaction hydraulique d'une précipitation sur le bassin versant.

Ce paramètre traduit le temps mis par une goutte d'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de ce bassin et son exutoire.

Il correspond au temps de réponse du bassin pour atteindre le débit de pointe sous l'action d'une pluie constante.

L'estimation de ce paramètre est réalisée au travers de formules empiriques établies aux travers de nombreuses études (PASSINI, TURRASA, KIRPICH, VENTURA, VEN TE CHOW…).

Chacune de ces formules sont basées sur la pente du terrain, la forme du bassin versant, sa surface…

Elles donnent toute une valeur du temps de concentration (Tc) en heure.

Le tableau ci-dessous donne les résultats des temps de concentration pour l'ensemble des sous bassins étudiés à l'aide de plusieurs formules empiriques.

La dernière colonne donnant la moyenne de ces différents calculs.

Bassins versants	Identification	Temps de concentration (min)			
		Passini / Turrasa	*Ventura*	*Kirpich*	TEMPS MOYEN
B1	***LOTISSEMENT BEAUMONT***	13	12	10	**11**
B2	***BASSIN STEP***	4	3	5	**4**
B3	***PETITE BROSSE***	9	9	7	**8**
B4	***NORD SILO***	10	11	6	**9**
B5	***SILO***	9	9	7	**8**
B6	***LOT TOURNESOL***	11	10	8	**10**
B7	***LOT BLANCHET***	11	9	10	**10**
B8	***LOT LA CURE***	15	16	10	**14**
T1	***TOTAL***	21	20	13	**19**
T2 = B3+B1	***sous bassin combiné***	12	12	7	**11**
T3 = B1+B3+B5	***sous bassin combiné***	16	16	12	**15**
T4 = B7+B8	***sous bassin combiné***	18	18	12	**16**
T5 = B7+B8+B6	***sous bassin combiné***	22	23	13	**16**
T6 = B1+B3+B5+B6+B7+B8	***sous bassin combiné***	19	20	12	**17**
T7=B1+B3+B4+B5+B6+B7+B8	***sous bassin combiné***	21	22	13	**19**

2.5 INTENSITE HYDRAULIQUE DES SOUS BASSINS

A partir des « temps de concentration » et des données pluviométriques précédentes nous allons pouvoir définir les intensités pluviométriques applicables pour chacun des sous bassins hydrauliques en utilisant les coefficients de Montana adaptés au temps de réactions calculés pour des récurrences connues.

BASSINS	$i(t) = a \times t^{-b}$						
	Tc en minute	Intensité par période de retour en mm/h *(Période 6 min - 1 heure ou 6 heures)*					
		5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
B1	11	75,1	**91,0**	106,8	116,5	129,8	148,4
B2	4	150,6	**183,4**	215,9	236,3	263,8	302,4
B3	8	93,8	**113,8**	133,7	146,0	162,8	186,2
B4	9	89,0	**108,0**	126,8	138,5	154,4	176,6
B5	8	91,6	**111,1**	130,5	142,6	158,9	181,8
B6	10	84,0	**101,8**	119,6	130,5	145,5	166,3
B7	10	82,1	**99,5**	116,8	127,6	142,1	162,5
B8	14	66,7	**80,7**	94,7	103,3	115,0	131,4
T1	19	53,2	**64,2**	75,3	82,0	91,3	104,1
T2=$_{B3+B1}$	10	79,7	**96,6**	113,4	123,7	137,9	157,6
T3=$_{B1+B3+B5}$	15	63,8	**77,1**	90,5	98,7	109,9	125,5
T4=$_{B7+B8}$	16	60,3	**73,0**	85,6	93,3	103,9	118,6
T5=$_{B7+B8+B6}$	9	89,9	**109,0**	128,1	139,9	155,9	178,3
T6=$_{B1+B3+B5+B6+B7+B8}$	17	57,3	**69,3**	81,2	88,5	98,5	112,5
T7=$_{B1+B3+B4+B5+B6+B7+B8}$	19	53,7	**64,9**	76,1	82,9	92,2	105,3

2.6 CALCULS DES DEBITS DE POINTE

2.6.1 Les Méthodes Potentielles

Il existe plusieurs formules empiriques permettant de calculer les débits de pointe sur les bassins hydrauliques :

- **La méthode rationnelle**, fondée sur le concept du temps de concentration *tc* du bassin versant en amont du point ou s'effectue le calcul. Cette méthode admet trois hypothèses de base :
  - ✓ Le débit de pointe ne peut s'observer que si les précipitations ont une durée au moins égale au temps de concentration,
  - ✓ Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse, déterminée sur le temps de concentration,
  - ✓ Le débit de pointe aura la même période de retour que l'intensité qui a provoqué l'évènement.

Cette méthode est utilisée sur des surfaces de bassins assez importantes et ne conviendra pas dans notre étude de cas sur la zone Nord.

$$Q=C\ I\ A/3.6$$

Q : débit instantané de la période considérée en m^3/s
C : coefficient de ruissellement sans unité
I : intensité de la pluie en mm/h
A : surface du bassin versant en km^2

- **La méthode superficielle de CAQUOT**. La méthode, différente de la précédente, tient compte de la distribution spatiale des précipitations, de l'effet stockage sur le bassin versant.

Cette dernière méthode a permis de définir les instructions techniques INT 77 reprisent encore de nos jours dans la littérature hydraulique. Le domaine de validité de ces méthodes est limité.

La surface d'un sous bassin ne doit pas dépasser 200 à 250 ha. Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1. Les pentes des bassins doivent également être contenues entre 0.2% et 5%. Au-delà de ces limites il existe d'autres méthodes empiriques (SOCOSE, CRUPEDIX…).

$$Q= K^{\beta}\ C^{\beta}\ I^{\alpha}\ A^{\gamma}$$

α, β et γ sont des coefficients tenant compte des précipitations, des effets stockage, du temps de concentration…

Q : débit instantané de la période considérée en m^3/s
C : coefficient de ruissellement sans unité
I : pente du bassin versant en m/m
A : surface du bassin versant en ha
K : coefficient sans dimension calculé à partir des intensités de précipitations.

- **La méthode de CRUPEDIX**

Elaborée pour des bassins de plus grande taille (jusqu'à 2000 km2), cette méthode donne le débit instantané de crue à une fréquence décennale en m3/s.

$$Q_{10}=R*(P_{j10}/80)^{2}*A^{0.8}$$

A : surface du bassin en km2
P_j10 : pluie décennale journalière (prise ici sur la moyenne des stations environnante à 80 mmm)
R : coefficient régional (égal à 1 dans le département)

De la même manière que pour la méthode rationnelle, ce mode de calcul n'est pas adapté à notre étude de cas sur la zone Nord.

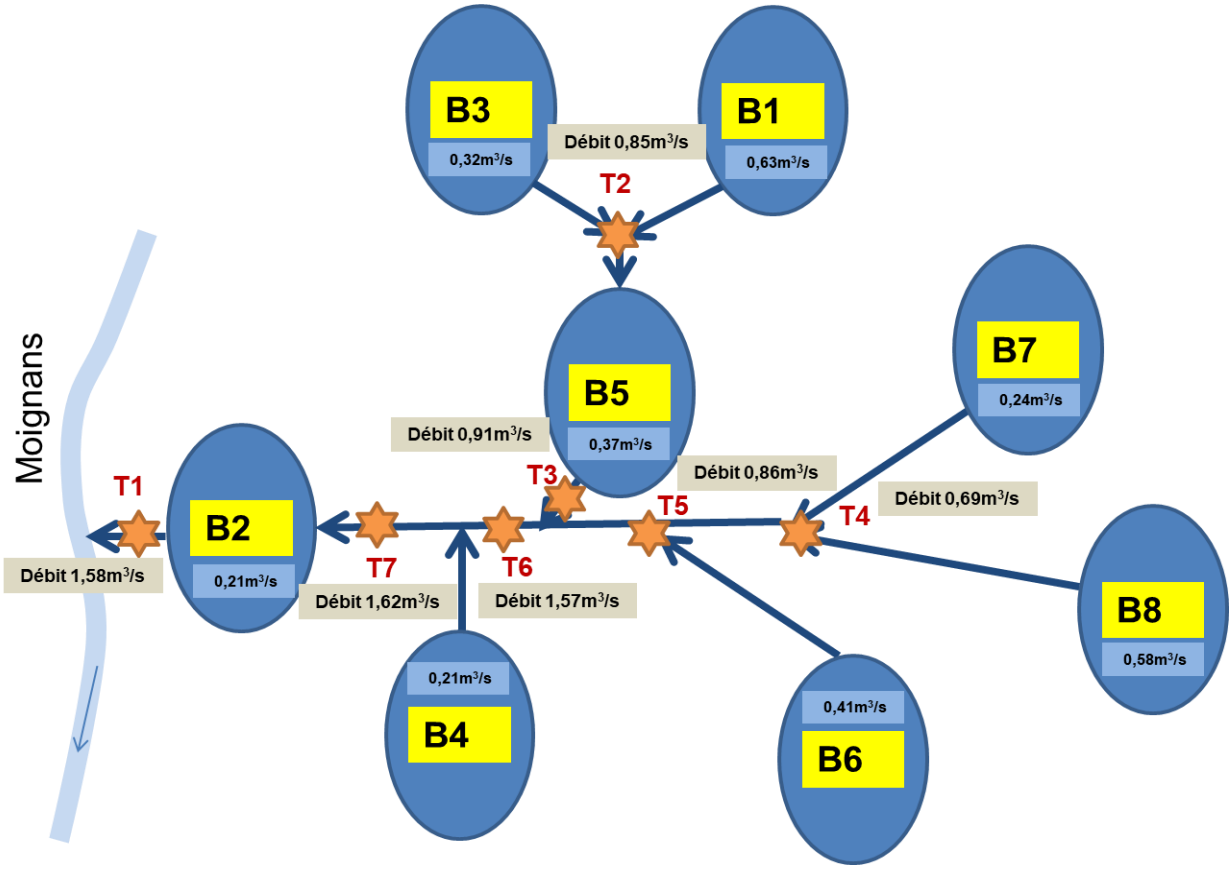
2.6.2 La Méthode Superficielle de CAQUOT

De la même manière que précédemment nous retrouvons les valeurs caractéristiques de débits (uniquement décennales) avec la correction appliquée sur la forme du bassin.

BASSINS	Tc	C	I	A	Q_{10}	m	Q_{10} corrigé
B1	11	0,420	0,019	4,4	**0,66**	0,96	**0,63**
B2	4	0,420	0,041	0,7	**0,27**	0,80	**0,21**
B3	8	0,120	0,045	6,0	**0,28**	1,14	**0,32**
B4	9	0,110	0,017	3,5	**0,14**	1,51	**0,21**
B5	8	0,360	0,016	2,2	**0,34**	1,09	**0,37**
B6	10	0,420	0,013	2,3	**0,39**	1,04	**0,41**
B7	10	0,420	0,011	1,6	**0,30**	0,80	**0,24**
B8	14	0,420	0,009	3,8	**0,49**	1,20	**0,58**
T1	19	0,297	0,037	24,5	**1,59**	1,06	**1,68**
T2=B3+B1	11	0,247	0,041	10,5	**0,80**	1,05	**0,85**
T3=B1+B3+B5	15	0,266	0,031	12,6	**0,90**	1,1	**0,99**
T4=B7+B8	16	0,420	0,010	5,4	**0,62**	1,11	**0,69**
T5=B7+B8+B6	16	0,420	0,009	7,7	**0,74**	1,16	**0,86**
T6=B1+B3+B5+B6+B7+B8	17	0,312	0,031	20,3	**1,43**	1,15	**1,64**
T7=B1+B3+B4+B5+B6+B7+B8	19	0,293	0,029	23,8	**1,45**	1,08	**1,56**

Le coefficient m correspond au coefficient de correction basé sur l'allongement et la forme du bassin versant. Les débits corrigés sont limités à 0.8 en cas de coefficient inférieur et à 2 pour les coefficients supérieurs.

Le synoptique suivant synthétise les résultats de quantification des débits tout au long du cheminement des différents bassins hydrauliques



2.7 DETERMINATION DE LA CAPACITE D'ECOULEMENT DES CANALISATIONS

Les calculs précédents nous ont permis d'appréhender les apports générés par des pluies de récurrence décennales. Il semble important également de connaitre la capacité de transit aux exutoires de l'ensemble de ces bassins hydrauliques.

La capacité du réseau pluvial existant à l'exutoire est déterminée en fonction de la géométrie des collecteurs (dimensions), de leur état (coefficient de rugosité) et de leur pente.
Le débit est estimé par la formule de MANNING-STRICKLER

$$Q = K \times S_h \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i}$$

avec :

Q : débit en m³/s
K : coefficient de Strickler
Sh : section hydraulique
Rh : rayon hydraulique
i : pente

La comparaison des débits incidents déterminés précédemment avec les capacités du réseau à l'exutoire, permettent de caractériser les insuffisances des réseaux ou fossés ou « biefs » et de quantifier leur fréquence de dysfonctionnement.

Ces informations sont présentées dans les tableaux des projets présentés dans le chapitre suivant. Pour chaque projet ils sont calculés avec les caractéristiques suivantes :

2.7.1 Chemin Rouge

De l'amont vers l'aval :

Bassins B6-B7-B8		De la jonction B5 à la STEP		De la STEP à l'exutoire	
Coef de la conduite :	70	Coef de la conduite :	70	Coef de la conduite :	70
Diamètre de la conduite :	800 mm	Diamètre de la conduite :	1000 mm	Diamètre de la conduite :	1000 mm
Hauteur d'eau :	751 mm	Hauteur d'eau :	937 mm	Hauteur d'eau :	937 mm
Pente :	6 mm/m	Pente :	6 mm/m	Pente :	10 mm/m
Section mouillé :	0,490 m²	Section mouillé :	0,765 m²	Section mouillé :	0,765 m²
Périmètre mouillé :	2,113 m	Périmètre mouillé :	2,634 m	Périmètre mouillé :	2,634 m
Rayon hydraulique :	0,232 m	Rayon hydraulique :	0,290 m	Rayon hydraulique :	0,290 m
vitesse :	2,046 m/s	vitesse :	2,377 m/s	vitesse :	3,069 m/s
Débit :	1,003 m3/s	Débit :	1,818 m3/s	Débit :	2,347 m3/s
	3610 m3/h		6545 m3/h		8449 m3/h



De l'exutoire du silo à la descente de la STEP



Angle descente STEP



Descente vers entrée STEP



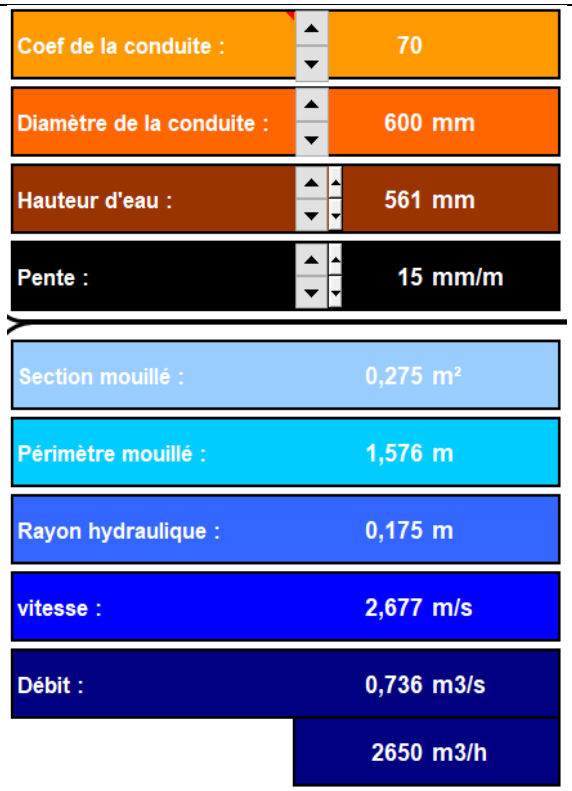
Descente vers le Moignans



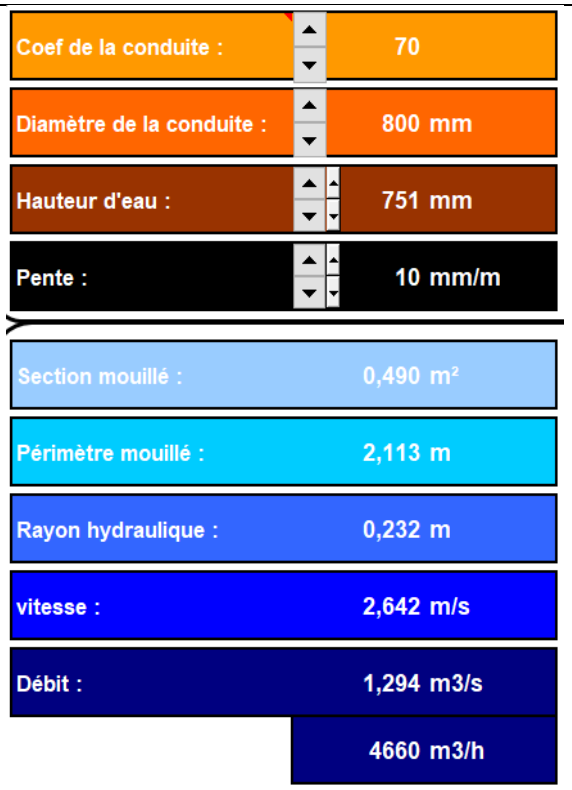
Arrivée sur le Moignans

2.7.2 Zone Silo

De l'amont vers l'aval :



De la route de Baneins à la jonction Tournesols



Tournesols au raccordement ϕ1000mm

3 ZONE OUEST DE LA COMMUNE



Zone Ouest de La Commune

3.1 ETAT DES LIEUX

3.1.1 Réseaux Eaux Pluviales

Les études de terrain ont été effectué pour vérifier les tracés réalisés lors du dernier schéma directeur eaux pluviales. De nombreuses précisions ont été apportés lors de ces visites pour bien définir les emprises des zones hydrauliques.

Des modifications structurelles ont été apportées sur ces secteurs du fait en partie des travaux de la rocade Est de la commune qui a généré des changements d'orientations dans les écoulements.

Le plan de fonctionnement de cette zone est présenté page suivante.



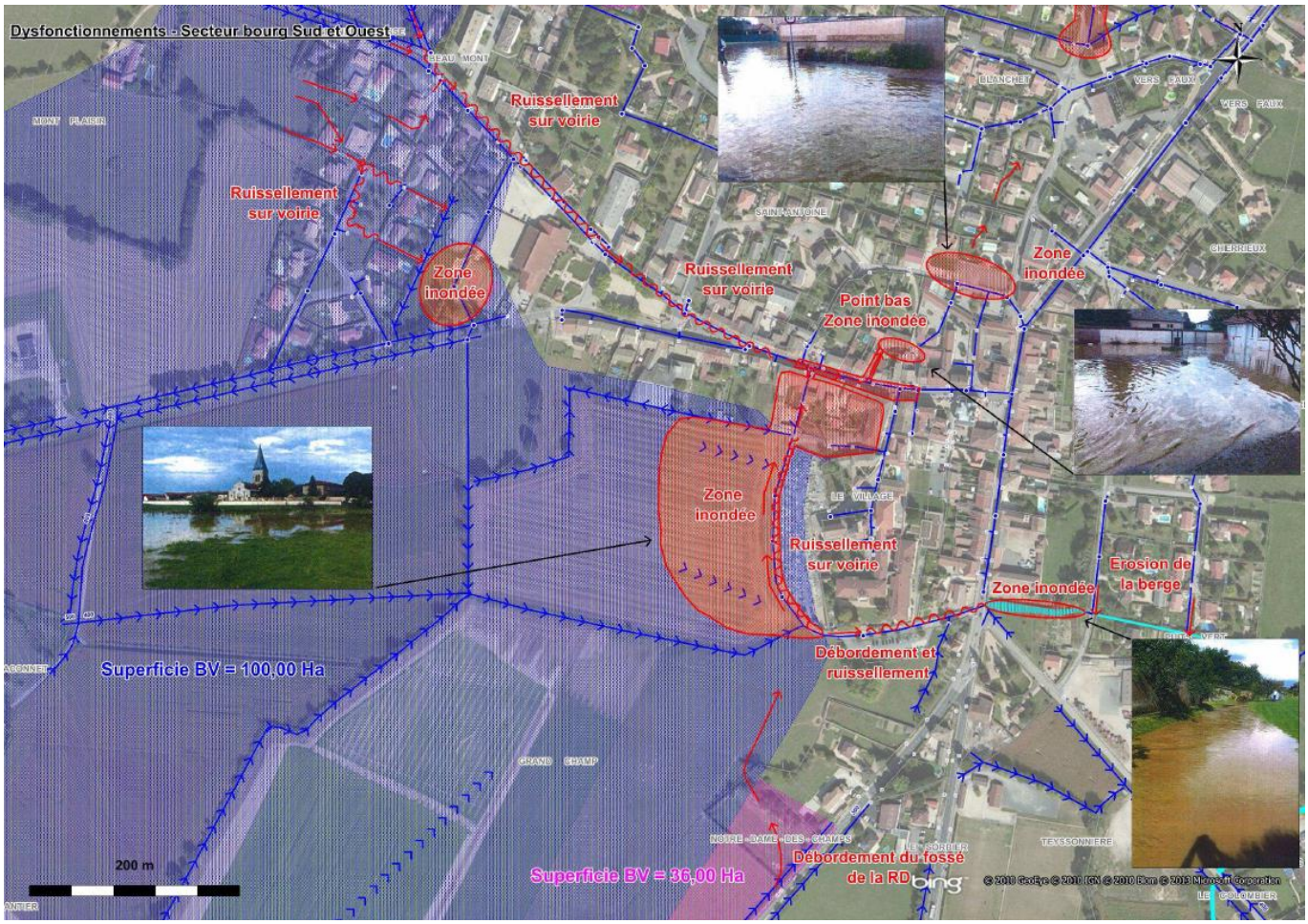


Réseaux et fossés eaux pluviales Zone Ouest

3.1.2 Inondations

Les études déjà réalisées sur le pluvial ainsi que les observations de terrain effectuées lors des pluies singulières montrent que les cheminements des réseaux et différents fossés de cette zone contribuent à de nombreuses inondations ou mise en charge en particulier sur la partie finale du tracé.

Les observations réalisées sur la zone ouest ont été présentées lors du schéma précédent et sont synthétisées ci-après.



Les zones d'inondations relevées sont en générale situées sur :

- La route de Chaneins au niveau des réseaux et fossés de la route de Chaneins et provenant du secteur Beaumont qui a été étudier sur la zone Nord de la commune mais dont une partie des écoulements pourraient être dirigés vers le bourg de la commune lors des fortes pluies (déficit de capacité d'écoulement),

- Les hameaux « Montplaisir » et « Grande Brosse », une partie des eaux de ruissellements s'écoule en direction des habitations puis en direction de la route de Chaneins,

- Le lotissement Montplaisir suite à l'absence de réseau de collecte des eaux pluviales provenant du bassin versant amont,

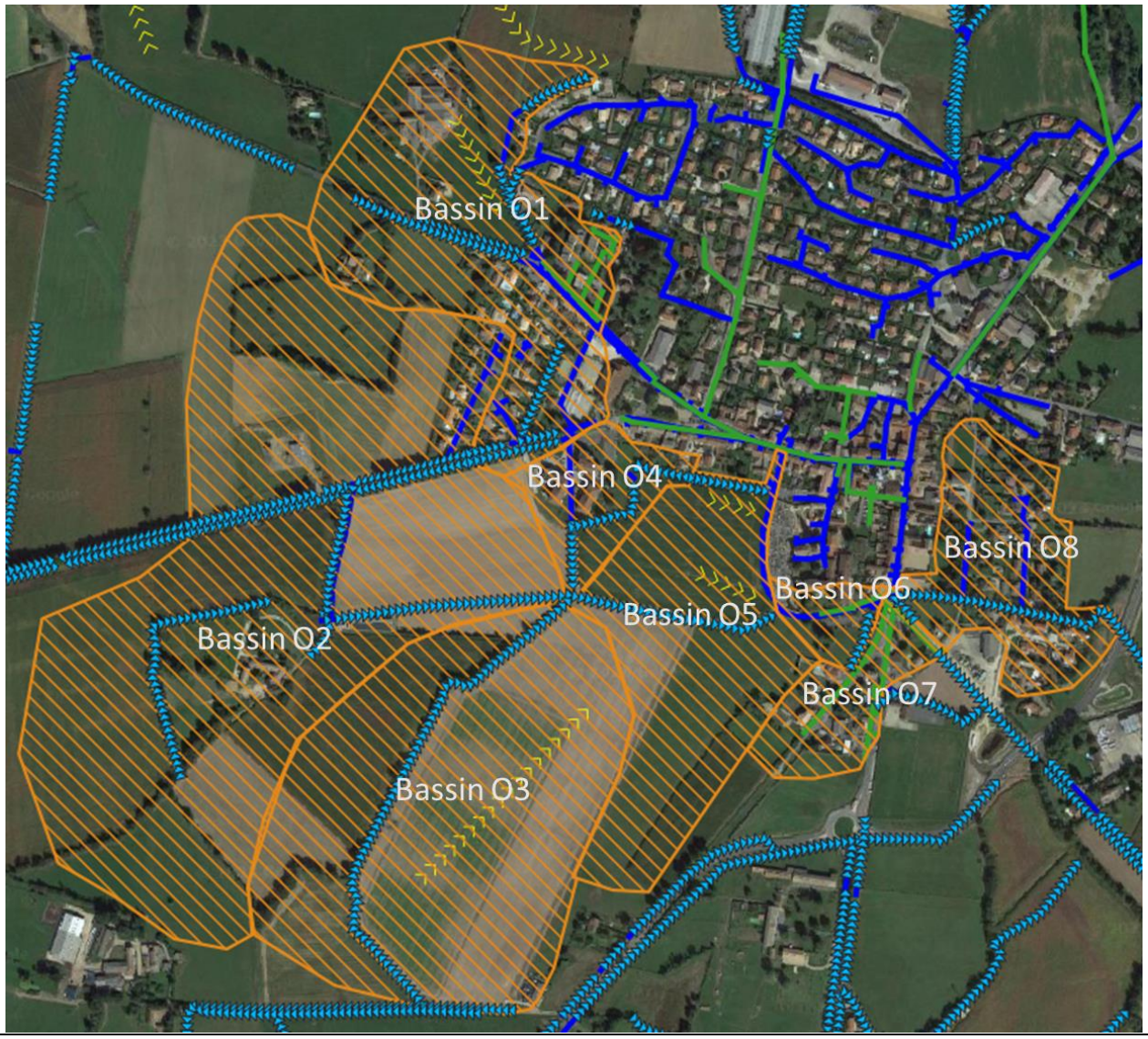
- L'aval du lotissement Montplaisir au niveau d'une partie des fossés de la route départementale 27 et de la route de Chaneins,

- Le chemin des saulaies (cimetière communal). Le bassin versant de cette zone avait une superficie de 100 ha pouvant générer des débits de pointe importants lors d'évènements pluvieux (avec les travaux de la rocade la totalité de ce bassin a été réduit à environ 88 ha),

- L'aval du chemin des Saulaies collectant les eaux de ruissellement des fosses de drainage du bassin versant amont. Avec un étranglement lié à la capacité hydraulique d'évacuation des collecteurs (Φ 300 mm, Φ 800 mm puis Φ 1000 mm)

3.1.3 Découpage en sous Bassin

Le plan suivant représente les découpages géographiques et altimétriques de ces différents bassins

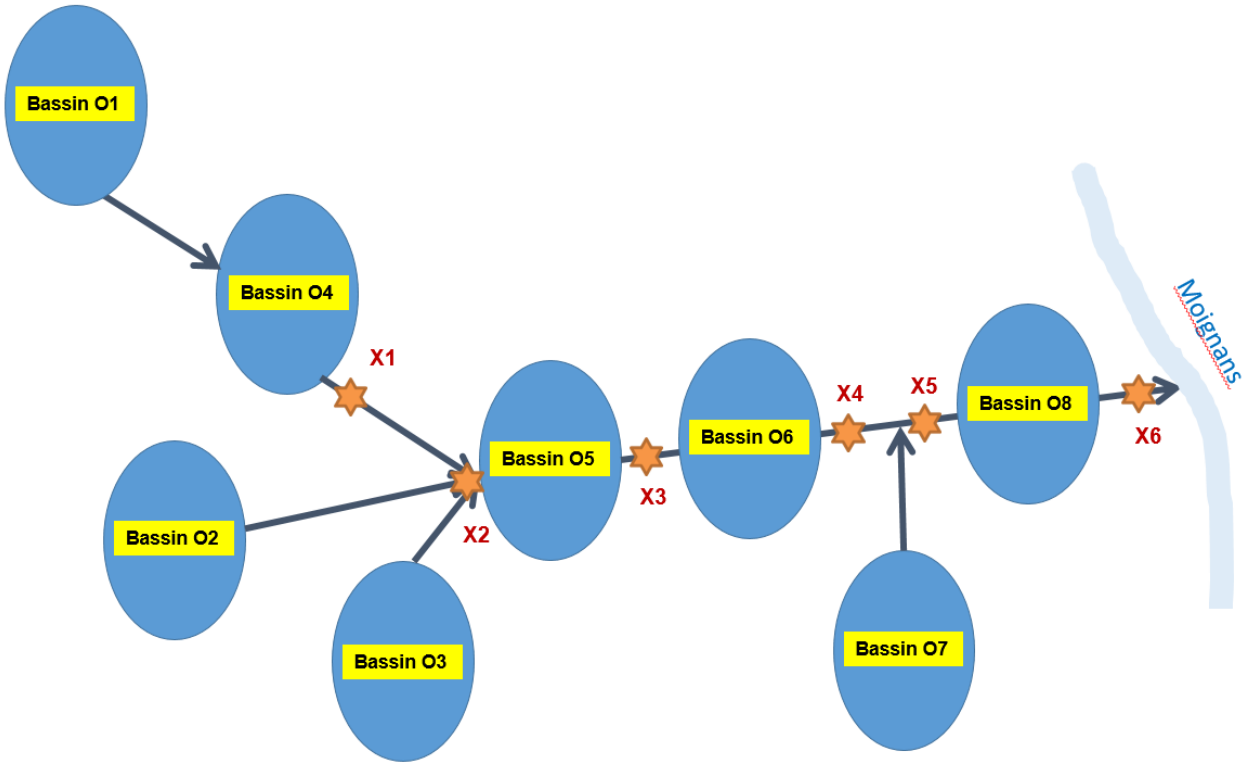


Bassins Versants de la zone Ouest (Plan)

Le synoptique suivant reprend de manière synthétique le mode de fonctionnement de chaque sous bassin les uns avec les autres.

Quels sont les bassins indépendants ayant un exutoire commun et fonctionnant en mode parallèle et les bassins fonctionnant en série et se déversant les uns dans les autres (*fonctionnement en chainage comme pour les étangs Dombistes)* ?

Le synoptique suivant permet de visualiser l'enchainement de ces Bassins du secteurs Ouest de la Commune.



Bassins Versants de la zone Ouest synoptique (fonctionnel)

3.2 CARACTERISTIQUES DES BASSINS

Le tableau présenté ci-dessous synthétise l'ensemble des caractéristiques dimensionnelles des 8 sous bassins hydrauliques constitués sur les cartes précédentes. On y retrouve la surface en hectare, la plus grande longueur en ml (plus grande distance que devra parcourir une goutte d'eau qui tombe sur le secteur, les différentiels d'altitudes en m (source Géo portail) et la pente générale moyenne de la zone du plus grand cheminement.

Bassins versants	Identification	Surface		Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		En Ha	*En m²*	*(m)*	*(m)*	*(m)*	*(m/m)*
O1	**Amont salle des fêtes routes de Chaneins/Montmerle**	14,49	144 882	630	268	255,8	0,0194
O2	**Champs entre Route de Villefranche et Montmerle**	37,59	375 863	1 042	263	255,2	0,0075
O3	**Champs**	21,60	215 955	837	262,8	255,2	0,0091
O4	**Allée des érables**	3,05	30 515	320	257,9	255,2	0,0084
O5	**Rue de la République + chemin des Saulais**	11,02	110 246	508	259,4	254,2	0,010
O6	**Transit vers maison retraite**	1,22	12159	170	254,2	254	0,0012
O7	**Secteur garage Renault**	2,95	29536	306	257,4	254	0,0111
O8	**bassin aval**	6,24	62 438	448	256,43	252,6	0,0085

Dans le tableau suivant on pourra également retrouver le détail des différentes combinaisons de bassins comme présenté sur le schéma précédent « Bassins Versants de la zone ouest synoptique (fonctionnel) »

Bassins versants	Identification	Surface		Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		En Ha	*En m²*	*(m)*	*(m)*	*(m)*	*(m/m)*
X1=O1+O4	**Bassins composés**	17,54	175 397	950	268	255,2	0,013
X2=X1+O2+O3	**Bassins composés**	76,72	767 215	1 042	263	255,2	0,007
X3=X2+O5	**Bassins composés**	87,75	877 461	1 242	263	254,2	0,007
X4=X3+O6	**Bassins composés**	88,96	889 620	1 412	263	254	0,006
X5=X4+O7	**Bassins composés**	91,92	919 156	1 412	263	254	0,006
X6=X5+O8	**Bassins composés**	98,16	981 594	1 860	263	252,6	0,006
X1=O1+O4	**Bassins composés**	17,54	175 397	950	268	255,2	0,013
X2=X1+O2+O3	**Bassins composés**	76,72	767 215	1 042	263	255,2	0,007

Les détails de ces calculs et définitions de sous bassins va permettre de dimensionner les futures canalisations et bassins devant éventuellement être crées sur chacun des tronçons.

3.3 COEFFICIENT D'APPORT

Le tableau ci-dessous donne une évaluation des coefficients et de leurs évolutions en fonction des périodes de retours

Durées de retour / Bassins versants	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans	*Caractéristique de la couverture du sol et de l'habitat*
O1	0,2	**0,22**	0,24	0,26	0,3	0,3	Lotissement + voirie + pâturage
O2	0,15	**0,18**	0,2	0,22	0,24	0,26	pâturage, culture, voiries
O3	0,1	**0,12**	0,15	0,18	0,2	0,23	pâturage, culture
O4	0,2	**0,22**	0,24	0,26	0,3	0,3	pâturage, culture, voiries, bâtiments
O5	0,1	**0,12**	0,15	0,18	0,2	0,23	pâturage, culture
O6	0,2	**0,22**	0,24	0,26	0,3	0,3	Lotissement + voirie + pâturage
O7	0,22	**0,25**	0,28	0,30	0,33	0,35	Lotissement + voirie + pâturage
O8	0,30	**0,32**	0,35	0,37	0,40	0,43	Lotissement + voirie + pâturage
X1=O1+O4	0,20	**0,22**	0,24	0,26	0,30	0,30	ensemble
X2=X1+O2+O3	0,15	**0,17**	0,20	0,22	0,24	0,26	ensemble
X3=X2+O5	0,14	**0,17**	0,19	0,21	0,24	0,26	ensemble
X4=X3+O6	0,14	**0,17**	0,19	0,21	0,24	0,26	ensemble
X5=X4+O7	0,14	**0,17**	0,19	0,22	0,24	0,26	ensemble
X6=X5+O8	0,15	**0,18**	0,20	0,23	0,25	0,27	ensemble

Les coefficients qui seront utilisés pour les calculs de dimensionnement suivants sont ceux de la récurrence décennale (en rouge foncé dans les tableaux)

3.4 TEMPS DE CONCENTRATION

Le temps de concentration correspond à la caractérisation précise de la réaction hydraulique d'une précipitation sur le bassin versant.

Ce paramètre traduit le temps mis par une goutte d'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de ce bassin et son exutoire.

Il correspond au temps de réponse du bassin pour atteindre le débit de pointe sous l'action d'une pluie constante.

L'estimation de ce paramètre est réalisée au travers de formules empiriques établies aux travers de nombreuses études (PASSINI, TURRASA, KIRPICH, VENTURA, VEN TE CHOW…).

Chacune de ces formules sont basées sur la pente du terrain, la forme du bassin versant, sa surface…

Elles donnent toute une valeur du temps de concentration (Tc) en heure.

Le tableau ci-dessous donne les résultats des temps de concentration pour l'ensemble des sous bassins étudiés à l'aide de plusieurs formules empiriques.

La dernière colonne donnant la moyenne de ces différents calculs.

Bassins versants	Identification	Temps de concentration (min)			
		Passini / Turrasa	***Ventura***	***Kirpich***	**TEMPS MOYEN**
O1	*Amont salle des fêtes routes de Chaneins/Montmerle*	21	21	13	**18**
O2	*Champs entre Route de Villefranche et Montmerle*	55	55	27	**46**
O3	*Champs*	38	38	21	**33**
O4	*Allée des érables*	15	15	10	**13**
O5	*Rue de la République + chemin des Saulais*	25	26	14	**21**
O6	*Transit vers maison retraite*	24	25	14	**21**
O7	*Secteur garage Renault*	13	13	9	**12**
O8	*bassin aval*	21	21	13	**19**
X1 = O1+O4	*Bassins composés*	31	28	20	**26**
X2 = X1+O2+O3	*Bassins composés*	70	79	27	**59**
X3 = X2+O5	*Bassins composés*	79	87	32	**66**
X4 = X3+O6	*Bassins composés*	88	92	36	**72**
X5 = X4+O7	*Bassins composés*	89	94	36	**73**
X6 = X5+O8	*Bassins composés*	106	103	47	**86**

3.5 INTENSITE HYDRAULIQUE DES SOUS BASSINS

A partir des « temps de concentration » et des données pluviométriques précédentes nous allons pouvoir définir les intensités pluviométriques applicables pour chacun des sous bassins hydrauliques en utilisant les coefficients de Montana adaptés au temps de réactions calculés pour des récurrences connues.

Pour les deux dernières combinaisons de bassins (X2 et X3), les temps de concentrations sont proches ou dépassent 1 heure. Nous calculerons donc les intensités hydrauliques sur le pas de temps T2 avec les coefficients de Montana de la période supérieur à une pluie de 1 heure. (Voir Phase 1 chap. 4).

Le tableau suivant synthétise les résultats des calculs.

BASSINS	$i(t) = a \times t^{-b}$							Tc Moyen
	Tc en minute	Intensité par période de retour en mm/h *(Période 6 min - 1 heure ou 6 heures)*						
		5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans	
O1	18	50,5	60,2	69,7	75,3	82,7	92,7	T1
O2	46	30,7	36,1	41,3	44,3	48,2	53,3	T1
O3	33	36,9	43,6	50,1	53,9	58,9	65,4	T1
O4	13	59,9	71,7	83,3	90,2	99,4	112,0	T1
O5	21	46,5	55,4	64,0	69,0	75,7	84,7	T1
O6	21	47,0	55,9	64,6	69,7	76,5	85,6	T1
O7	12	65,1	78,1	90,9	98,6	108,9	122,9	T1
O8	19	50,1	59,7	69,1	74,7	82,1	91,9	T1
X1=O1+O4	26	41,5	49,2	56,7	61,0	66,8	74,5	T1
X2=X1+O2+O3	59	24,8	29,9	34,9	37,9	42,0	47,8	T2
X3=X2+O5	66	22,9	27,5	32,2	34,9	38,7	44,1	T2
X4=X3+O6	72	21,6	25,9	30,3	32,8	36,4	41,4	T2
X5=X4+O7	73	21,4	25,7	30,0	32,6	36,2	41,1	T2
X6=X5+O8	86	19,2	23,1	26,9	29,2	32,4	36,8	T2

3.6 CALCULS DES DEBITS DE POINTE

3.6.1 Les Méthodes Potentielles

Ces différentes méthodes ont été abordées au point précédent du chapitre 2 de la Phase 2 pour la zone Nord de la commune. De manière identique à la zone Nord, seule la méthode de Caquot permettra de donner des résultats de calculs cohérents compte tenu de la taille des bassins versants.

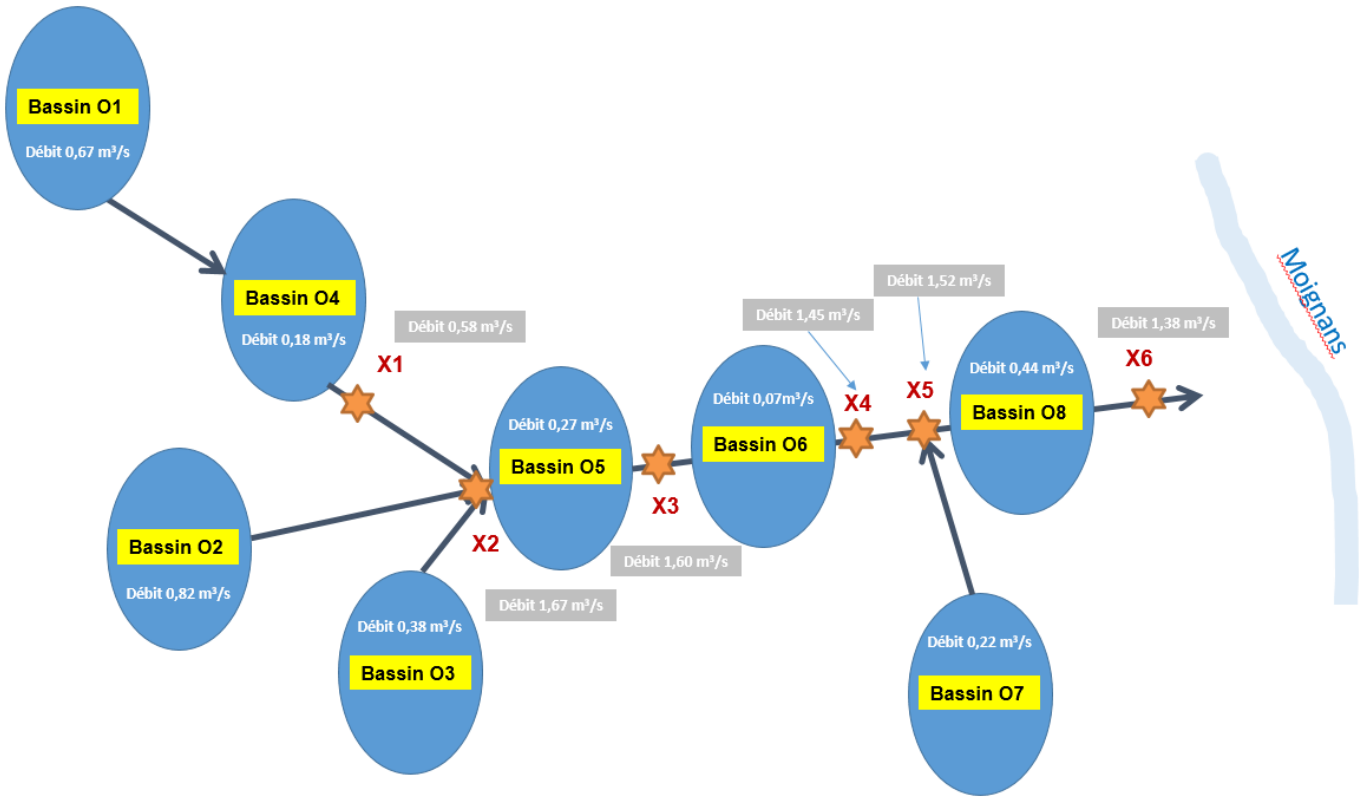
3.6.2 La Méthode Superficielle de CAQUOT

De la même manière que précédemment nous retrouvons les valeurs caractéristiques de débits (uniquement décennales) avec la correction appliquée sur la forme du bassin.

BASSINS	Tc	C	I	A	Q_{10}	m	Q_{10} corrigé
O1	18	0,220	0,019	14,5	**0,60**	1,11	**0,67**
O2	46	0,180	0,007	37,6	**0,75**	1,10	**0,82**
O3	33	0,120	0,009	21,6	**0,35**	1,06	**0,38**
O4	13	0,220	0,008	3,1	**0,17**	1,05	**0,18**
O5	21	0,120	0,010	11,0	**0,23**	1,16	**0,27**
O6	21	0,220	0,001	1,2	**0,06**	1,16	**0,07**
O7	12	0,250	0,011	3,0	**0,20**	1,07	**0,22**
O8	19	0,320	0,009	6,2	**0,41**	1,06	**0,44**
X1=O1+O4	26	0,220	0,013	17,5	**0,63**	0,93	**0,58**
X2=X1+O2+O3	59	0,172	0,007	76,7	**1,17**	1,42	**1,67**
X3=X2+O5	66	0,166	0,007	87,7	**1,21**	1,32	**1,60**
X4=X3+O6	72	0,166	0,006	89,0	**1,19**	1,22	**1,45**
X5=X4+O7	73	0,169	0,006	91,9	**1,23**	1,23	**1,52**
X6=X5+O8	86	0,179	0,006	98,2	**1,31**	1,04	**1,36**

Le coefficient m correspond au coefficient de correction basé sur l'allongement et la forme du bassin versant. Les débits corrigés sont limités à 0.8 en cas de coefficient inférieur et à 2 pour les coefficients supérieurs.

Le synoptique suivant synthétise les résultats de quantification des débits tout au long du cheminement des différents bassins hydrauliques



3.7 DETERMINATION DE LA CAPACITE D'ECOULEMENT DES CANALISATIONS

Les calculs précédents nous ont permis d'appréhender les apports générés par des pluies de récurrence décennales. Il semble important également de connaitre la capacité de transit aux exutoires de l'ensemble de ces bassins hydrauliques.

La capacité du réseau pluvial existant à l'exutoire est déterminée en fonction de la géométrie des collecteurs (dimensions), de leur état (coefficient de rugosité) et de leur pente.

Le débit est estimé par la formule de MANNING-STRICKLER

$$Q = K \times S_h \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i}$$

avec :

Q : débit en m³/s
K : coefficient de Strickler
Sh : section hydraulique
Rh : rayon hydraulique
i : pente

La comparaison des débits incidents déterminés précédemment avec les capacités du réseau à l'exutoire, permettent de caractériser les insuffisances des réseaux ou fossés ou « biefs » et de quantifier leur fréquence de dysfonctionnement.

Ces informations sont présentées dans les tableaux des projets présentés dans le chapitre suivant. Pour chaque projet ils sont calculés avec les caractéristiques suivantes :

3.8 EXUTOIRE BASSINS ET SOUS BASSINS

Le tableau suivant permet d'évaluer les caractéristiques dimensionnelles des exutoires, la pente moyenne et la capacité hydraulique de transit maximale.

Bassins versants	Dimension exutoire	Capacité hydraulique en m³/s
O2	Fossé	*2,0*
O1	Ø800	*0,94*
O3	Fossé	*2,0*
O4	Fossé	*2,5*
O5	Ø800	*0,6*
O6	Ø 1000 puis Dalot 1000*1000 vers RD936	*1,04 puis 0,75*
O7	Ø 300	*0,113*
O8	Dalot 1500*1500 puis fossé	*5,3*
X1=O1+O4	Fossé	*2,5*
X2=X1+O2+O3	Fossé	*2.5*
X3=X2+O5	Ø 800	*0.6*
X4=X3+O6	Dalot 1000*1000	*1,49*
X5=X4+O7	Fossé 1100*1700	*2,2*
X6=X5+O8	Dalot 1500*3000 sous rocade	*10,5*

Le plan et les photos suivantes illustrent les singularités des différentes zones d'écoulement de la zone ouest de la commune.



4 ZONE BOURG DE LA COMMUNE

4.1 ETAT DES LIEUX

4.1.1 Réseaux Eaux Pluviales

Les études de terrain ont été effectué pour vérifier les tracés réalisés lors du dernier schéma directeur eaux pluviales. De nombreuses précisions ont été apportés lors de ces visites pour bien définir les emprises des zones hydrauliques.

Quelques modifications structurelles ont été apportées sur ces secteurs du fait en partie des travaux de la rocade Est de la commune au niveau du Nord de la zone qui a générée des changements d'orientations dans les écoulements.

Nous avons également un impact non négligeable lié à l'installation par la commune d'une bute d'enrobé au niveau du chemin de Saulaie qui permet d'éviter les débordements de la zone ouest et le retour des eaux pluviales dans le cœur du village en particulier chemin des Amourettes.

Le plan de fonctionnement de cette zone est présenté ci-dessous.



On pourra également constater que des travaux sur la voirie et les réseaux eaux pluviales sur le secteur Nord de la salle des fêtes route de Baneins montrent de nombreuses anomalies de conception *(photo à gauche ci-dessus)* : regard CB 40, réalisations douteuses, réseaux très encrassés avec dépôt y compris ciment….

La capacité hydraulique de ces réseaux n'est pas fonctionnelle en l'état.

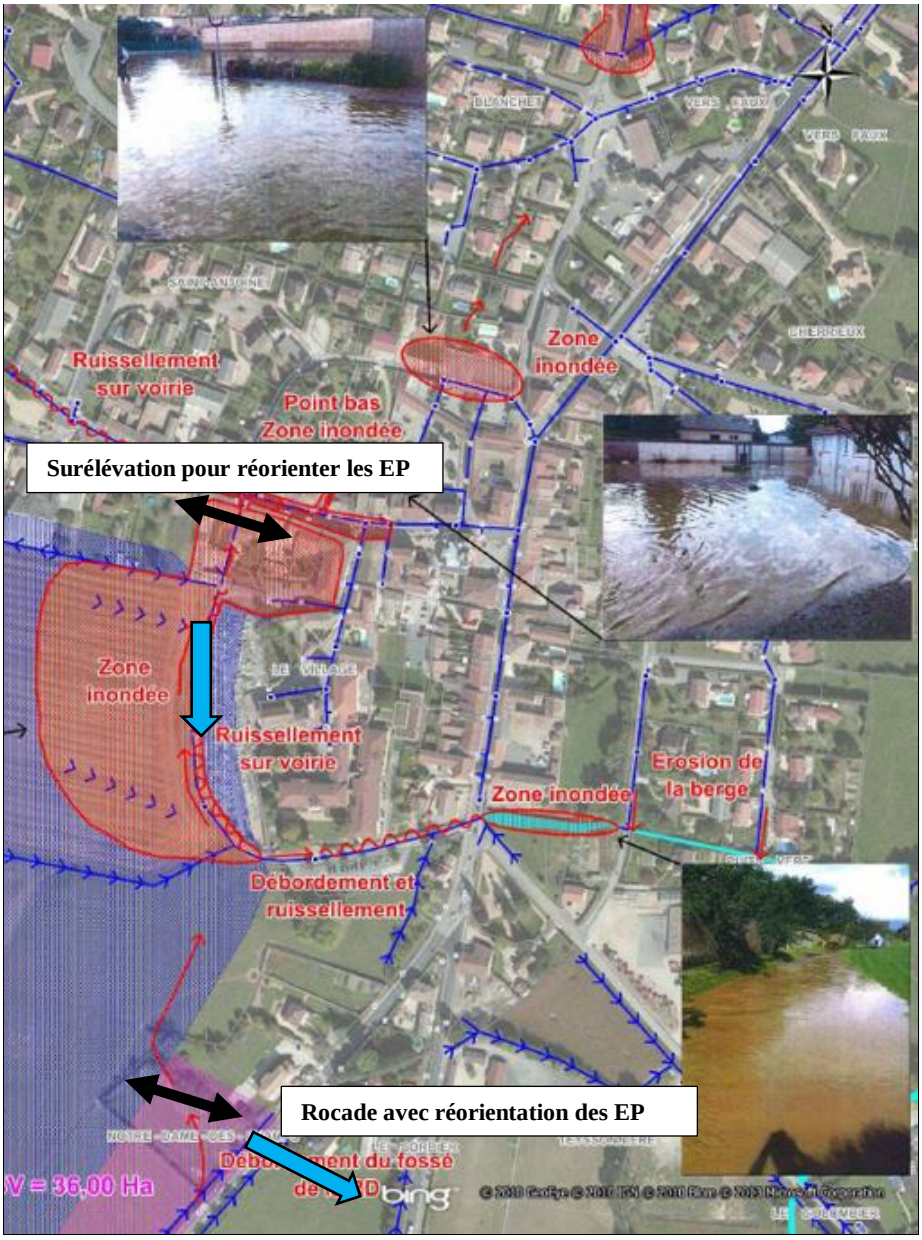
4.1.2 Inondations

Les études déjà réalisées sur le pluviale ainsi que les observations de terrain effectuées lors des pluies singulières montrent que les cheminements des réseaux et différents fossés de cette zone contribuent à de nombreuses inondations ou mise en charge.

Les observations réalisées sur la zone du Bourg ont été présenté lors du schéma précédent et sont synthétisées ci-dessous.

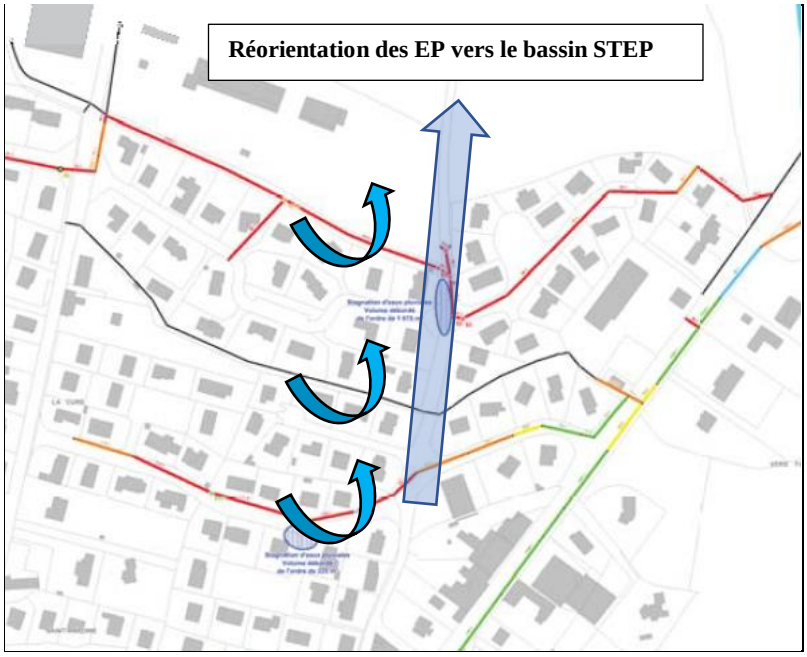
La partie Sud, pour la partie réseaux unitaires a été modifiée et les réseaux ont été transformés en mode séparatifs. La partie pluviale est rejetée sur la partie Exutoire des bassins ouest.

La zone liée aux bassins ouest chemin de Saulaie a été en partie limitée par la mise en place d'une surélévation sur la voirie afin d'éviter les transferts d'eaux pluviales vers le centre du village rue de la république.



Compte tenu des propositions d'aménagements faites sur la zone Nord *(réalisation d'un nouvel exutoire vers la station d'épuration)*, bons nombres des inondations inventoriées lors du schéma précédent n'auront plus lieux.

Sur la partie Nord de la zone, la succession des trois bassins versants (Tournesol / Blanchet / la cure, Bassins B6, B7 et B8) ne provoqueront plus d'inondations sur leurs parties aval.



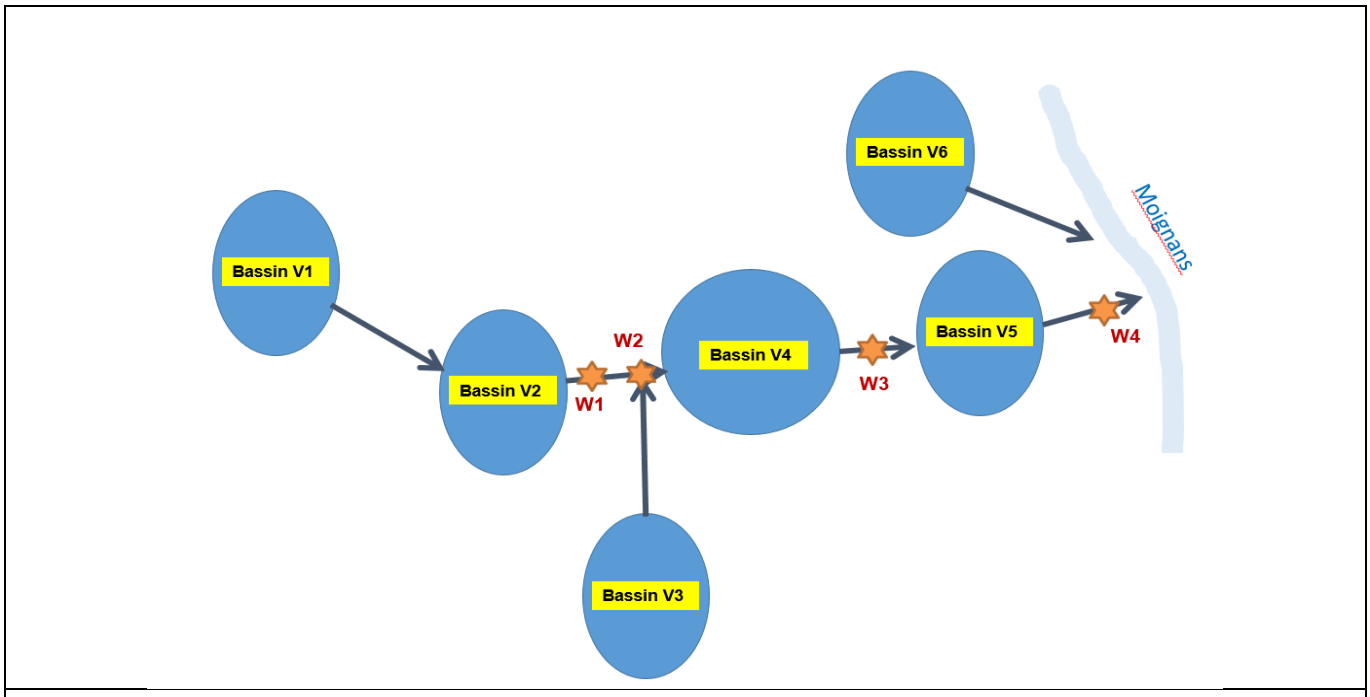
4.1.3 Découpage en Sous Bassins



Bassins Versants de la zone Bourg de la Commune (Plan)

Le synoptique suivant reprend de manière synthétique le mode de fonctionnement de chaque sous bassin les uns avec les autres.

Les bassins indépendants ayant un exutoire commun et fonctionnant, les bassins fonctionnant en mode parallèle et les bassins fonctionnant en série et se déversant les uns dans les autres (fonctionnement en chainage).



Bassins Versants de la zone Bourg de la Commune synoptique (fonctionnel)

4.2 CARACTERISTIQUES DES BASSINS

Le tableau présenté ci-dessous synthétise l'ensemble des caractéristiques dimensionnelles des 8 sous bassins hydrauliques constitués sur les cartes précédentes. On y retrouve la surface en hectare, la plus grande longueur en ml (plus grande distance que devra parcourir une goutte d'eau qui tombe sur le secteur, les différentiels d'altitudes en m (source Géo portail) et la pente générale moyenne de la zone du plus grand cheminement.

Bassins versants	Identification	Surface		Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		En Ha	*En m²*	*(m)*	*(m)*	*(m)*	*(m/m)*
V1	**Rue de la République/Rte de Baneins**	8,8858	590	259	254,3	0,0080	V1
V2	**Eglise Cimetière**	2,6467	275	257,5	254,3	0,0116	V2
V3	**Rte de Lyon**	1,2616	180	255,1	254,3	0,0044	V3
V4	**Rte de Sandrans / ch. des amoureux**	5,4255	360	257,3	254	0,0092	V4
V5	**Rte de Chatillon**	5,5711	470	254,4	248	0,0136	V5
V6	**Ch. Rouge**	2,1123	325	253,4	248	0,0166	V6

Dans le tableau suivant on pourra également retrouver le détail des différentes combinaisons de bassins comme présenté sur le schéma précédent « Bassins Versants de la zone ouest synoptique (fonctionnel) »

Bassins versants	Identification	Surface		Longueur	Altitude maxi	Altitude mini	Pente
		En Ha	*En m²*	*(m)*	*(m)*	*(m)*	*(m/m)*
W1=V1+V2	**Bassins composés**	11,5325	680	260	254,3	0,0084	W1=V1+V2
W2=V3+W1	**Bassins composés**	12,7941	680	260	254,3	0,0084	W2=V3+W1
W3=W2+V4	**Bassins composés**	18,2196	830	260	254	0,0072	W3=W2+V4
W4=W3+V5	**Bassins composés**	23,7907	1300	260	248	0,0092	W4=W3+V5
W1=V1+V2	**Bassins composés**	11,5325	680	260	254,3	0,0084	W1=V1+V2
W2=V3+W1	**Bassins composés**	12,7941	680	260	254,3	0,0084	W2=V3+W1

Les détails de ces calculs et définitions de sous bassins va permettre de dimensionner les futures canalisations et bassins devant éventuellement être crées sur chacun des tronçons.

4.3 COEFFICIENT D'APPORT

Le tableau ci-dessous donne une évaluation des coefficients et de leurs évolutions en fonction des périodes de retours

Durées de retour / Bassins versants	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans	*Caractéristique de la couverture du sol et de l'habitat*
V1	0,27	**0,3**	0,32	0,34	0,37	0,4	Village, Lotissement, voirie
V2	0,35	**0,38**	0,4	0,42	0,45	0,48	Village, Lotissement, voirie
V3	0,35	**0,38**	0,4	0,42	0,45	0,48	Village, Lotissement, voirie
V4	0,27	**0,3**	0,32	0,34	0,37	0,4	Village, Lotissement, voirie
V5	0,35	**0,38**	0,4	0,42	0,45	0,48	Village, Lotissement, voirie
V6	0,35	**0,38**	0,4	0,42	0,45	0,48	Village, Lotissement, voirie
W1=V1+V2	0,31	**0,34**	0,36	0,38	0,41	0,44	ensemble
W2=V3+W1	0,32	**0,35**	0,37	0,39	0,42	0,45	ensemble
W3=W2+V4	0,31	**0,34**	0,36	0,38	0,41	0,44	ensemble
W4=W3+V5	0,32	**0,35**	0,37	0,39	0,42	0,45	ensemble

Les coefficients qui seront utilisés pour les calculs de dimensionnement suivants sont ceux de la récurrence décennale (en rouge foncé dans les tableaux)

4.4 TEMPS DE CONCENTRATION

Le temps de concentration correspond à la caractérisation précise de la réaction hydraulique d'une précipitation sur le bassin versant.

Ce paramètre traduit le temps mis par une goutte d'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de ce bassin et son exutoire.

Il correspond au temps de réponse du bassin pour atteindre le débit de pointe sous l'action d'une pluie constante.

L'estimation de ce paramètre est réalisée au travers de formules empiriques établies aux travers de nombreuses études (PASSINI, TURRASA, KIRPICH, VENTURA, VEN TE CHOW…).

Chacune de ces formules sont basées sur la pente du terrain, la forme du bassin versant, sa surface…

Elles donnent toute une valeur du temps de concentration (Tc) en heure.

Le tableau ci-dessous donne les résultats des temps de concentration pour l'ensemble des sous bassins étudiés à l'aide de plusieurs formules empiriques.

La dernière colonne donnant la moyenne de ces différents calculs.

Bassins versants	Identification	Temps de concentration (min)			
		Passini / Turrasa	***Ventura***	***Kirpich***	**TEMPS MOYEN**
V1	*Rue de la République/Rte de Baneins*	27	26	17	**23**
V2	*Eglise Cimetière*	12	12	8	**11**
V3	*Rte de Lyon*	13	13	9	**11**
V4	*Rte de Sandrans / ch. des amoureux*	18	19	11	**16**
V5	*Rte de Chatillon*	16	16	12	**15**
V6	*Ch. Rouge*	10	9	8	**9**
W1=V1+V2	*Bassins composés*	30	29	19	**26**
W2=V3+W1	*Bassins composés*	31	30	19	**27**
W3=W2+V4	*Bassins composés*	41	39	23	**34**
W4=W3+V5	*Bassins composés*	46	40	30	**38**

4.5 INTENSITE HYDRAULIQUE DES SOUS BASSINS

A partir des « temps de concentration » et des données pluviométriques précédentes nous allons pouvoir définir les intensités pluviométriques applicables pour chacun des sous bassins hydrauliques en utilisant les coefficients de Montana adaptés au temps de réactions calculés pour des récurrences connues.

Pour l'ensemble des différents bassins, y compris les bassins composés, les temps de concentrations sont inférieurs à l'heure. Nous calculerons donc les intensités hydrauliques sur le pas de temps T1 avec les coefficients de Montana de la période inférieure à une pluie de 1heure. (Voir Phase 1 chap. 4).

Le tableau suivant synthétise les résultats des calculs.

BASSINS	$i(t) = a \times t^{-b}$							Tc Moyen
	Tc en minute	Intensité par période de retour en mm/h *(Période 6 min - 1 heure ou 6 heures)*						
		5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans	
V1	**23**	44,2	**52,5**	60,6	65,3	71,6	79,9	T1
V2	**11**	68,4	**82,1**	95,8	103,9	114,9	129,8	T1
V3	**11**	65,2	**78,2**	91,1	98,8	109,1	123,1	T1
V4	**16**	54,3	**64,8**	75,1	81,2	89,4	100,4	T1
V5	**15**	57,1	**68,3**	79,3	85,8	94,6	106,3	T1
V6	**9**	75,4	**90,7**	106,0	115,2	127,6	144,6	T1
W1=V1+V2	**26**	41,8	**49,6**	57,1	61,5	67,4	75,1	T1
W2=V3+W1	**27**	41,0	**48,7**	56,0	60,3	66,0	73,6	T1
W3=W2+V4	**34**	35,9	**42,4**	48,7	52,4	57,1	63,4	T1
W4=W3+V5	**38**	33,8	**39,9**	45,7	49,1	53,5	59,3	T1

4.6 CALCULS DES DEBITS DE POINTE

4.6.1 Les Méthodes Potentielles

Ces différentes méthodes ont été abordées au point précédent du chapitre 2 de la Phase 2 pour la zone Nord de la commune.

4.6.2 La Méthode Superficielle de Caquot

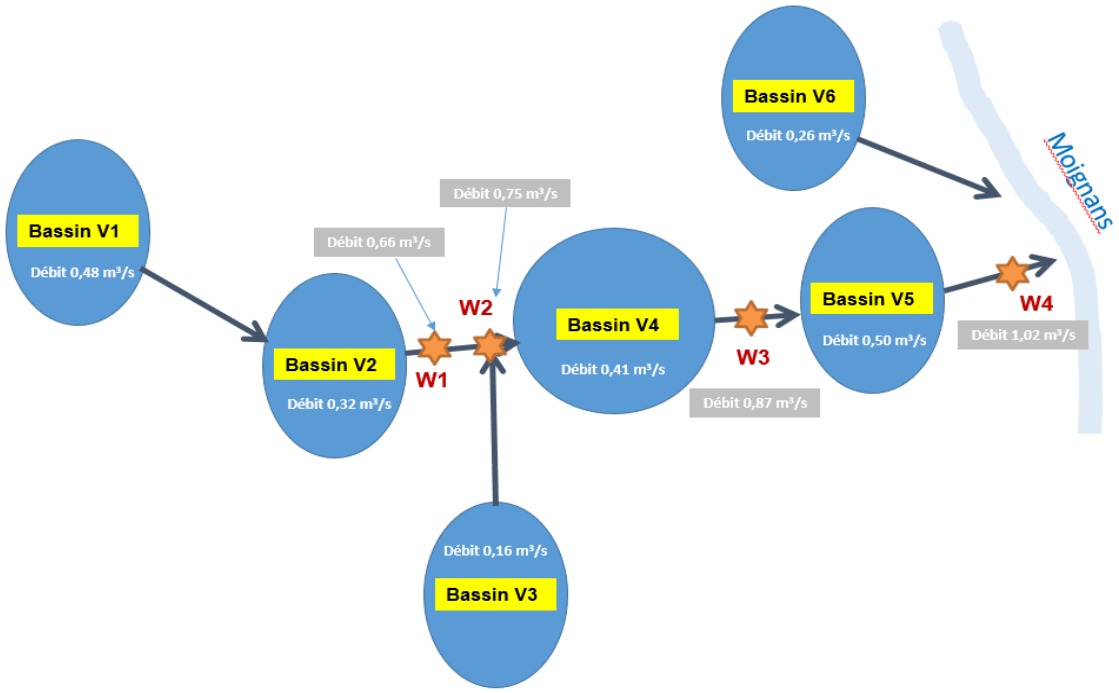
De manière identique à la zone Nord et la zone Ouest, seule la méthode de Caquot permettra de donner des résultats de calculs cohérents compte tenu de la taille des bassins versants.

BASSINS	Tc	C	I	A	Q_{10}	m	Q_{10} corrigé
V1	23	0,300	0,008	8,9	**0,48**	1,01	**0,48**
V2	11	0,380	0,012	2,6	**0,29**	1,10	**0,32**
V3	11	0,380	0,004	1,3	**0,14**	1,13	**0,16**
V4	16	0,300	0,009	5,4	**0,35**	1,16	**0,41**
V5	15	0,380	0,014	5,6	**0,50**	1,00	**0,50**

V6	9	0,380	0,017	2,1	**0,27**	0,94	**0,26**
W1=V1+V2	26	0,340	0,008	11,5	**0,66**	1,00	**0,66**
W2=V3+W1	27	0,351	0,008	12,8	**0,73**	1,03	**0,75**
W3=W2+V4	34	0,338	0,007	18,2	**0,86**	1,02	**0,87**
W4=W3+V5	38	0,346	0,009	23,8	**1,23**	0,82	**1,02**

Le coefficient m correspond au coefficient de correction basé sur l'allongement et la forme du bassin versant. Les débits corrigés sont limités à 0.8 en cas de coefficient inférieur et à 2 pour les coefficients supérieurs.

Le synoptique suivant synthétise les résultats de quantification des débits tout au long du cheminement des différents bassins hydrauliques



4.7 DETERMINATION DE LA CAPACITE D'ECOULEMENT DES CANALISATIONS

Les calculs précédents nous ont permis d'appréhender les apports générés par des pluies de récurrence décennales. Il semble important également de connaitre la capacité de transit aux exutoires de l'ensemble de ces bassins hydrauliques.

La capacité du réseau pluvial existant à l'exutoire est déterminée en fonction de la géométrie des collecteurs (dimensions), de leur état (coefficient de rugosité) et de leur pente.

Le débit est estimé par la formule de MANNING-STRICKLER

$$Q = K \times S_h \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i}$$

avec :

Q : débit en m³/s
K : coefficient de Strickler
Sh : section hydraulique
Rh : rayon hydraulique
i : pente

La comparaison des débits incidents déterminés précédemment avec les capacités du réseau à l'exutoire, permettent de caractériser les insuffisances des réseaux ou fossés ou « biefs » et de quantifier leur fréquence de dysfonctionnement.

Ces informations sont présentées dans les tableaux des projets présentés dans le chapitre suivant. Pour chaque projet ils sont calculés avec les caractéristiques suivantes :

4.8 EXUTOIRE BASSINS ET SOUS BASSINS

Le tableau suivant permet d'évaluer les caractéristiques dimensionnelles des exutoires, la pente moyenne et la capacité hydraulique de transit maximale.

Bassins versants	Dimension exutoire	Capacité hydraulique en m^3/s
V1	Ø600	*0,53*
V2	Ø600 et Ø800	*0,63 et 1,3*
V3	Ø 300	*0,07*
V4	Ø 600	*0,57*
V5	Ø 800	*1,4*
V6	Ø 600	*0,76*
W1=V1+V2	Ø 600 et Ø 800	*0,51 et 1,08*
W2=V3+W1	Ø 300 et Ø 600	*0,08 et 0,5*
W3=W2+V4	Ø 600 et Ø 800	*0,47 et 1,0*
W4=W3+V5	Ø 800	*1,15*

5 MESURES DE DEBITS SUR LES EXUTOIRES PLUVIAUX

La **nécessité de réaliser une campagne de mesures des débits sur différents emplacements des réseaux eaux pluviales** va permettre de corréler la théorie avec la réalité.

Cette campagne, indispensable, permettra d'apprécier les réactions hydrographiques réelles des réseaux, connaitre leurs capacités d'écoulement et de débitance réelles et permettra de recaler la théorie si nécessaire.

Afin de vérifier les réactions hydrauliques des exutoires de bassins, nous avons donc réalisé des campagnes de mesures de débits.

Ces mesures, couplées à des enregistrements de précipitations ont pour objectif d'appréhender les différentes cinématiques de l'hydrauliques des réseaux et vérifier le potentiel d'évacuation pluviale.

La campagne de mesures Temps Sec et Temps de Pluie a notamment pour objectif :

- D'estimer les apports d'eaux claires permanentes, (eaux d'infiltration, captage de sources, drainages…)
- De quantifier les apports d'eaux d'origine pluviale,

5.1 MISE EN ŒUVRE ET EMPLACEMENT DES POINTS DE MESURES

Pour répondre à ces objectifs plusieurs points de débit ont été installés sur le réseau :

- **10 points de mesures de débit** ont été installé sur les collecteurs avec 7 points équipés de technologie de mesures hauteurs/vitesses et 3 points équipés de seuils jaugeur avec, sondes piezorésistives de gamme 150 mbar,
- **1 pluviomètre enregistreur** à auget basculant sur le cimetière

Les emplacements des points de mesures ont été choisi de manière stratégique afin de bien comprendre les effets des écoulements et vérifier les potentiels de différents exutoires.

Le plan suivant permet de visualiser les emplacements de ces points de mesures.



Les appareillages et dispositifs de mesures mis en place sont spécifiés pour chaque point sur les photos suivantes :

La campagne de mesure a été réalisée, du **8 juillet au 9 septembre 2022** dans le but de mesurer les débits collectés par temps sec, et saisir des périodes de pluie significatives afin de quantifier les apports dus au ruissellement. Les points de mesures sont répertoriés comme ci-après :

POINTS DE MESURE		
REFERENCE	**TYPE DE MESURE**	**PHOTOS DU SITE**
Point 1	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse Ø800***	 
Point 2	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur dalot 1500*1500***	
Point 3	***Mesures de débit sur seuil jaugeur selon norme NF X10-311***	

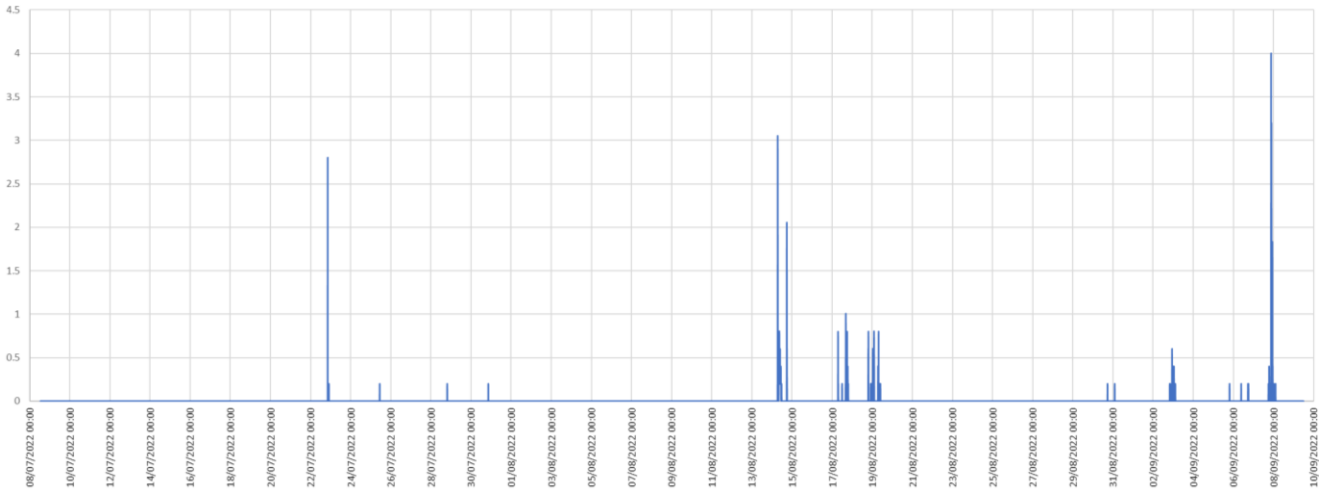
POINTS DE MESURE		
REFERENCE	**TYPE DE MESURE**	**PHOTOS DU SITE**
Point 4	***Mesures de débit sur seuil jaugeur selon norme NF X10-311***	
Point 5	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur Ø 500***	
Point 6	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur Ø 600***	
Point 7	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur Ø 800***	
Point 8	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur Ø 600***	

POINTS DE MESURE		
REFERENCE	**TYPE DE MESURE**	**PHOTOS DU SITE**
Point 9	***Mesures de débit Hauteur/Vitesse sur Ø 600***	
Point 10	***Mesures de débit sur seuil jaugeur selon norme NF X10-311***	
Pluviomètre	***Pluviomètre à augets basculant***	

5.2 RESULTATS DES MESURES

5.2.1 Pluviométrie

Les résultats de la pluviométrie sont présentés sur l'histogramme suivant et le tableau de synthèse des résultats des mesures.

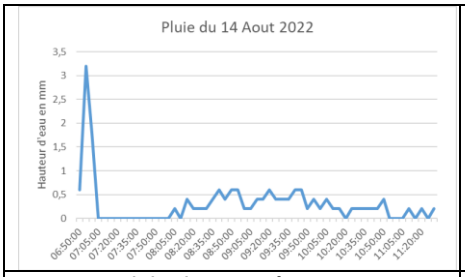


Les valeurs d'intensité sont présentées en pas de temps 5 minutes.

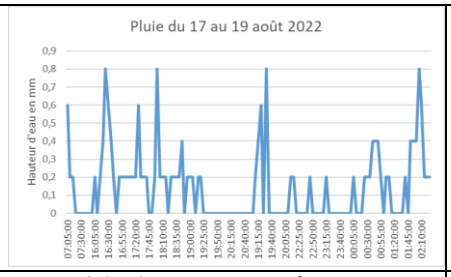
Type de mesure	Pluviomètre
Valeur Minimale	0,00 mm
Valeur Maximale	3,80 mm
Valeur Moyenne	0,00 mm
Hauteur Totale	68,6 mm

Malgré des mesures réalisées sur plus de deux mois les précipitations n'ont pas été très intenses. Seules trois séries de pluies assez représentatives mais de récurrences faibles sont survenues durant la période.

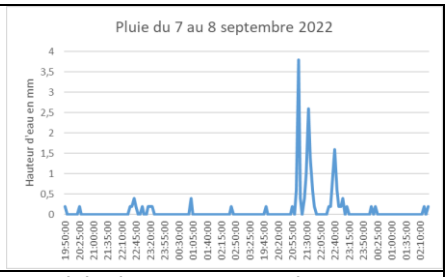
Pluviométrie 2022	*Hauteur d'eau en mm*	*Durée en h*	*Intensité horaire*
Du 14/08 6h50-11h30	17,2	4h40	0,3
du 17 au 19/08 7h05-2h25	19	19h20	0,14
du 7 au 8/09 19h50-2h30	16,8	15h02	0,21



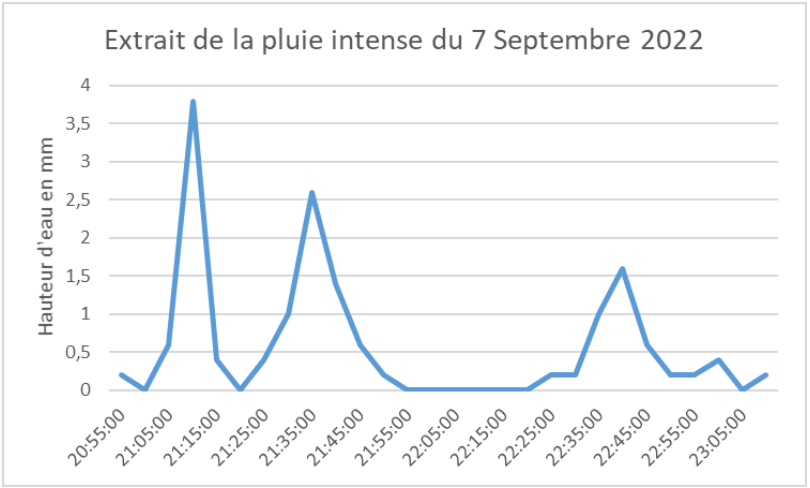
Pluie du 14 Août 2022



Pluie du 17 au 19 Août 2022



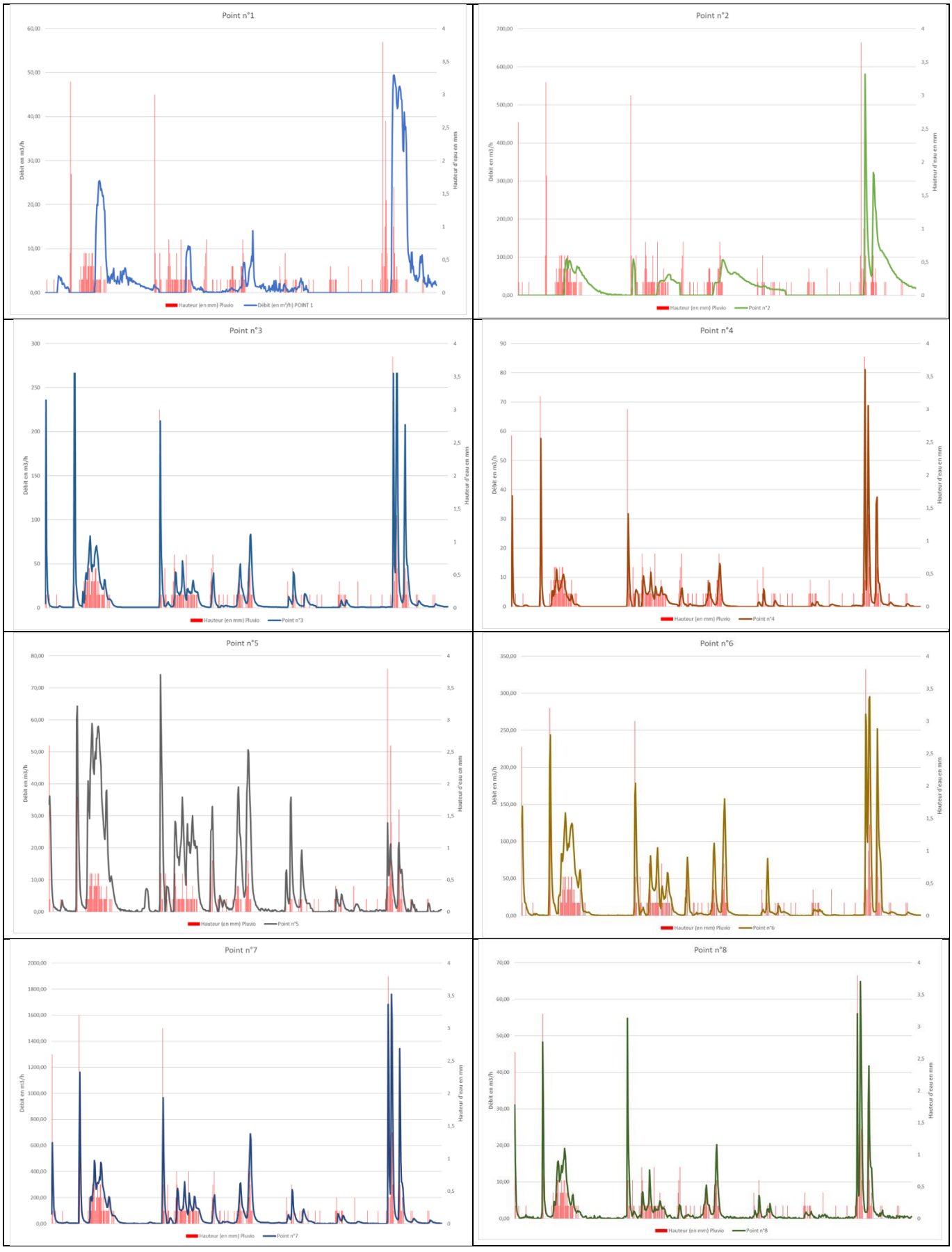
Pluie du 7 au 8 septembre 2022

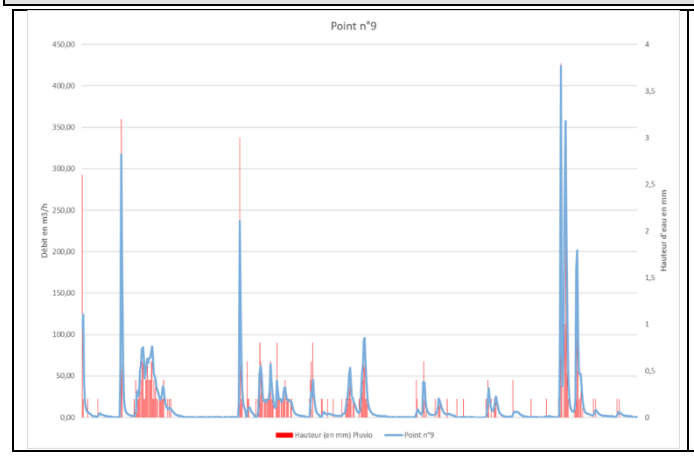


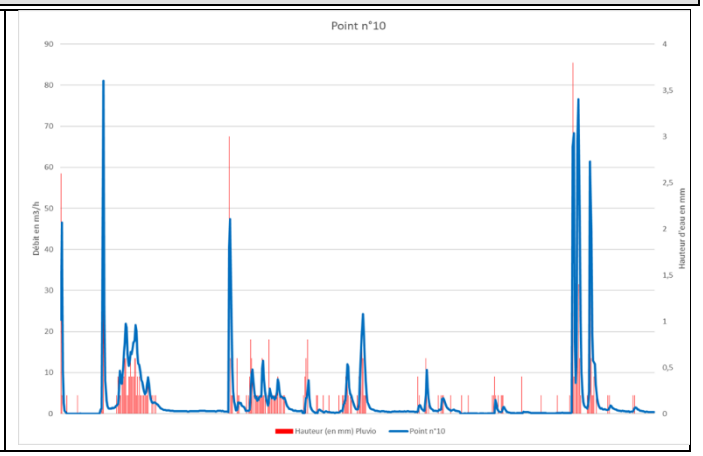
Lorsqu'on zoom sur la pluie du mois de septembre on peut constater que nous avons une période de plus forte intensité. Ainsi cet intervalle de temps nous donne une pluie plus intense de 15,8 mm en 2h15 (intensité de 7 mm/h) correspondant à une pluie d'occurrence mensuelle. D'où les réactions des hydrogrammes que nous verrons ci-dessous.

5.2.2 Débitmétrie

Les graphiques suivants reprennent les données de débits caractéristiques en comparaison des précipitations pour les trois pluies caractéristiques mesurées.







Le tableau suivant donne les valeurs caractéristiques de l'écoulement durant les précipitations majeures enregistrées durant la campagne de mesures.

POINT DE MESURES	BASSIN	Qmax	Hauteur	Volume	Surface active mesurée	Surface réelle des bassins	Coefficient C
		en m3/h	*en mm*	*en m3*	*en m2*	*en m2*	
P1	X3	53	66,78	175	3 302	877 461	0,05
P2	X4	581	127,34	1376	25 962	889 620	0,03
P3	B6	266	350	649	12 245	22 865	0,54
P4	B7	81	126,7	114	2 151	15 896	0,14
P5	B8	74	111	389	7 340	38 182	0,19
P6	V6+B6	295	129,45	988	18 642	43 988	0,42
P7	W4+B7+B8	1761	410,2	3992	75 321	291 985	0,26
P8	O1	65	123,4	132	2 491	144 882	0,02
P9	V1+V2	424	386,14	753	14 208	115 325	0,12
P10	V1	81	136,58	175	3 302	88 858	0,04

On pourra noter que d'une manière générale les réactions de réseaux sont assez faibles sur les zones plus « rurales » de cultures, champs, drainées par une majorité de fossés.

Par contre sur les secteurs urbanisés à forte dominance de canalisations les réactions de réseaux sont plus rapides et fidèles aux estimations de coefficients d'imperméabilisations.

Sur les zones « rurales » les réactions prennent toute leur ampleur lorsque la durée de précipitation est suffisante pour que le sol puisse réagir et que le temps de concentration (durée que mettre une goutte d'eau pour atteindre son exutoire) soit atteint ou même dépassé. Seules les pluies significatives peuvent entrainer des effets correspondants aux calculs théoriques.

Le tableau suivant quant à lui répertorie les caractéristiques dimensionnelles de chaque exutoire :

POINT DE MESURES	BASSIN	Dimensions des exutoires
P1	X3	Ø 800
P2	X4	DALLOT 1500X1500
P3	B6	Ø 300
P4	B7	Ø 400
P5	B8	Ø 500
P6	V6+B6	Ø 600
P7	W4+B7+B8	Ø 800
P8	O1	Ø 600
P9	V1+V2	Ø 600
P10	V1	Ø 300

6 CAPACITES POTENTIELLES D'ECOULEMENT ET FLUX HYDRAULIQUES

Les secteurs de la zone Nord ont déjà été abordé dans le cadre du projet de création du nouvel exutoire crée pour évacuer l'ensemble des écoulements en direction de la station d'épuration.

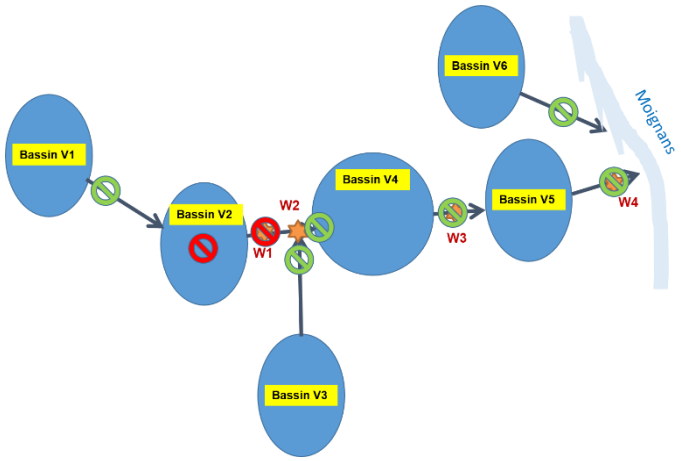
Ci-après on retrouve dans le tableau, les caractéristiques de chaque sous bassins avec les dimensions des exutoires ainsi que leurs capacités hydrauliques d'écoulement.

Dans la colonne en comparatif, on retrouve les calculs théoriques pour des occurrences décennales.

Bassins versants	Dimension exutoire	Localisation	Capacité hydraulique	Débit décennal	
			en m3/s	*en m3/s*	*en m3/s*
V1	Ø 600	*Rue de la République/Rte de Baneins*	0,53	0,48	Oui
V2	Ø 300	*Eglise Cimetière*	0,07	**0,32**	**Non**
V3	Ø 600	*Rte de Lyon*	0,63	0,16	Oui
V4	Ø 600	*Rte de Sandrans / ch. des amoureux*	0,57	0,41	Oui
V5	Ø 800	*Rte de Chatillon*	1,4	0,50	Oui
V6	Ø 600	*Ch. Rouge*	0,76	0,26	Oui
W1=V1+V2	Ø 600 et Ø 800	*Bassins composés*	0,51 et 1,08	**0,66**	**Non sur le début oui sur l'exutoire**
W2=V3+W1	Ø 300 et Ø 800	*Bassins composés*	0,08 et 1.08	0,75	Oui
W3=W2+V4	Ø 800	*Bassins composés*	1,0	0,87	Oui
W4=W3+V5	Ø 800	*Bassins composés*	1,15	1,02	Oui
O1	Ø 800	*Amont salle des fêtes routes de Chaneins/Montmerle*	0,94	0,67	Oui
O2	Fossé	*Champs entre Route de Villefranche et Montmerle*	2	0,82	Oui
O3	Fossé	*Champs*	2	0,38	Oui
O4	Fossé	*Allée des érables*	2,5	0,18	Oui
O5	Ø 800	*Rue de la République + chemin des Saulais*	0,6	0,27	Oui
O6	Ø 1000 puis Dalot 1000*1000	*Transit vers maison retraite*	1,04 puis 0,75	0,07	Oui
O7	Ø 300	*Secteur garage Renault*	0,113	**0,22**	**Non**
O8	Dalot 1500*1500 puis fossé	*bassin aval*	4.5	0,44	Oui
X1=O1+O4	Fossé	*Bassins composés*	2	0,58	Oui
X2=X1+O2+O3	Fossé	*Bassins composés*	2	1,67	Oui
X3=X2+O5	Ø 800 et Ø 1000	*Bassins composés*	0.6 / 1	**1,60**	**Non**
X4=X3+O6	Dalot 1000*1000	*Bassins composés*	0.75	**1,45**	**Non**
X5=X4+O7	Fossé 1100*1700	*Bassins composés*	1.6	1,52	Oui
X6=X5+O8	Dalot 1500*3000 sous rocade	*Bassins composés*	10	1,36	Oui

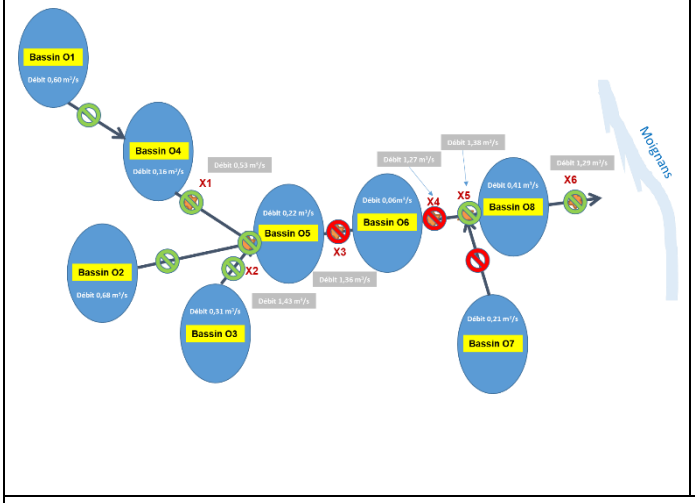
Le tableau montre que pour une pluie décennale nous avons quelques secteurs ou la capacité hydraulique de l'écoulement des exutoires de bassins ou sous bassins versants est insuffisante pour permettre le transfert des débits.

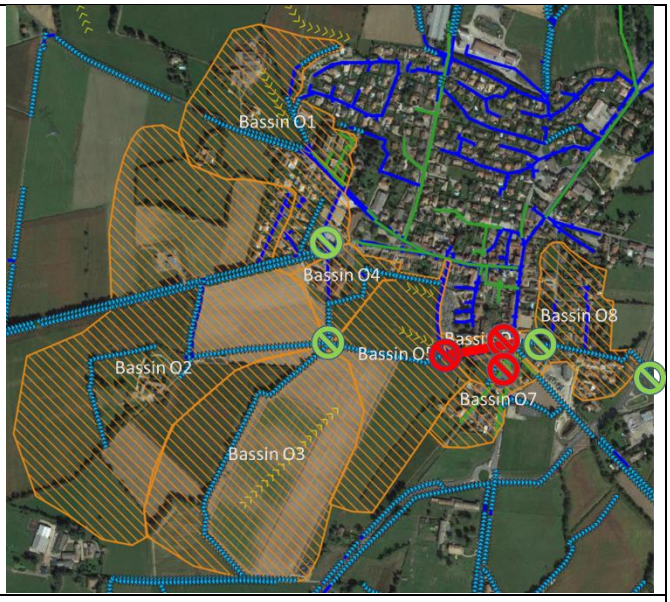
Les synoptiques suivants donnent un aperçu des zones à problèmes :





Sur le secteur village nous avons un point d'étranglement au niveau du collecteur Ø600 mm rue de la République mais également sur le réseau constitué par le bassin V2 dans le secteur de l'église.





Sur le secteur ouest nous avons également quelques points d'étranglement qui se trouvent à l'exutoire du bassin V5 rue Saulaie et au niveau du dalot carré au niveau du pont de la RD 936. Nous avons également une légère sous capacité du collecteur situé le long de la RD 936 vers le garage Renault.

Face à ces résultats, nous allons devoir mettre en place des aménagements permettant de supprimer ces disfonctionnements.

PHASE 3 – PROJET D'AMENAGEMENT

1 ZONE NORD

Afin de permettre l'évacuation des eaux pluviales de l'ensemble de ces bassins versants, il va être nécessaire d'implanter des canalisations de diamètres suffisants pour accepter le transit des débits d'eaux pluviales d'occurrence à minima décennale.

Les premières approches de dimensionnement et d'implantation fournies lors de la version n°1 du rapport étaient réalisées à l'aide des données de Géoportail. La collectivité ayant fait réaliser les levés topographiques des sites nous avons pu affiner les projets.

Le projet peut être compartimenté en 3 parties différentes :

- ✓ **Chemin rouge** : Mise en place d'un collecteur d'évacuation des eaux pluviales sur le chemin rouge entre l'exutoire du bassin de la cure et le Moignans vers la station d'épuration,
- ✓ **Bassin Silo** : Mise en place d'un collecteur d'eaux pluviales entre les exutoires des bassins Beaumont et Petite Brosse,
- ✓ **Exutoire du bassin d'orage** du bassin Beaumont

1.1 CHEMIN ROUGE

Ce collecteur correspond au **projet stratégique de l'ensemble des trois projets**. Il peut constituer **un nouvel exutoire de l'ensemble de la zone nord de la commune de Saint Trivier sur Moignans** en réorientant l'ensemble des eaux pluviales de la zone directement dans la rivière du Moignans

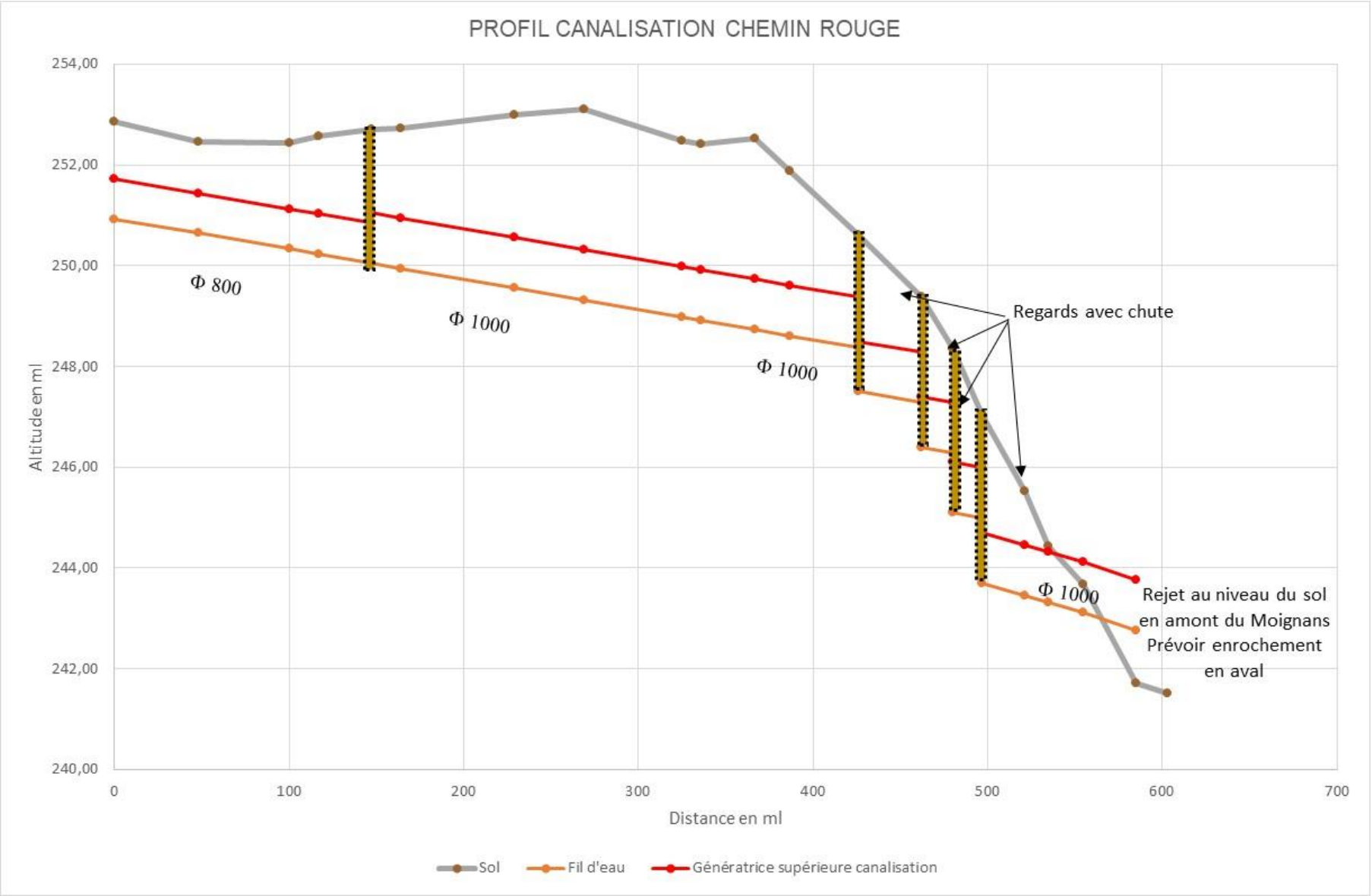
Pour installer un tel collecteur il va être nécessaire de lever l'ensemble des contraintes tant hydrauliques (dimensionnement) que topographiques. Entre la contrainte de profondeur de l'exutoire du lotissement de la cure située à 1.91 ml de profondeur et l'exutoire (Moignans) en passant par les collecteurs situés sur le tracé, il faut trouver une adéquation permettant à la fois de limiter les coûts d'investissement et la fonctionnalité hydraulique.

Le tableau suivant synthétise l'ensemble des données issues de cette approche. Sur ce tableau on peut retrouver l'ensemble des caractéristiques d'écoulement des différents bassins, leurs positions sur la conduite, les côtes altimétriques du sol, de la génératrice supérieure des collecteurs, les fils d'eau et les pentes moyennes entre chaque tronçon.

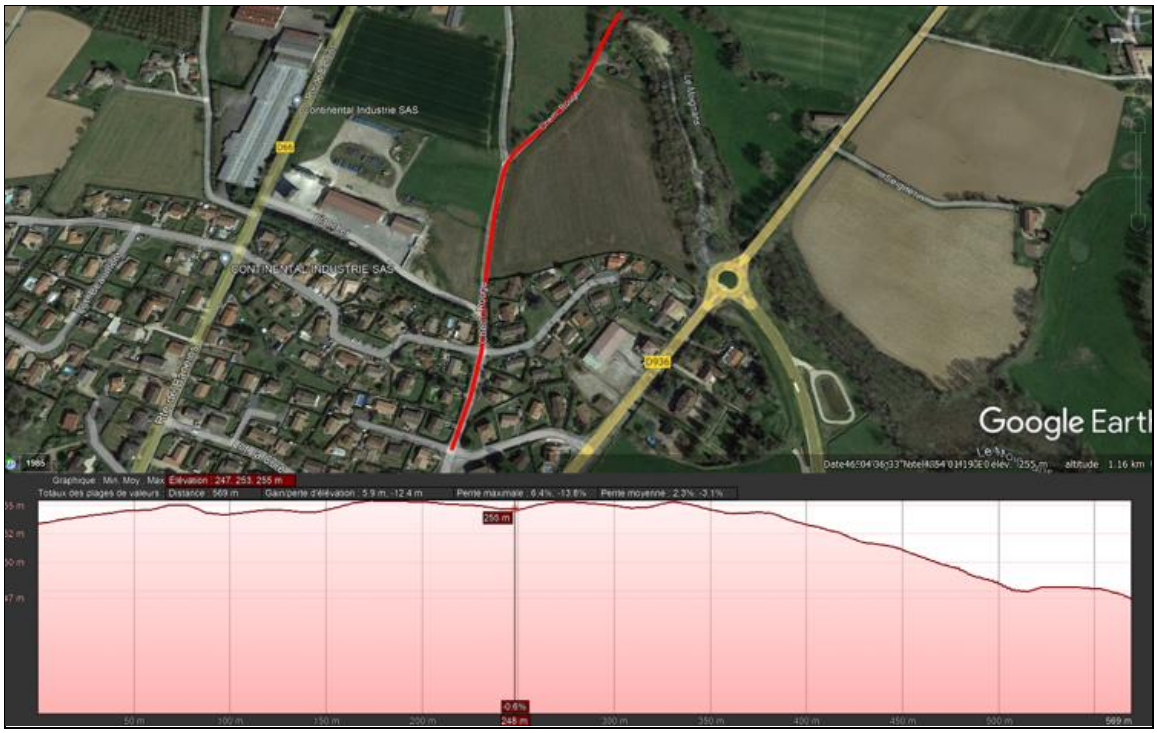
Numéro de regard Autocad	Situation	DISTANCE CUMULEE	Sol	Fil d'eau	Génératrice supérieure canalisation	d	pente	Ecart sol/génératrice sup	Diamètre en mm	Profondeur canalisation	Q capable	Bassin	Q10
R1	Angle lotissement de la cure	0	**252,86**	*250,93*	*251,73*	0		-1,13	*800*	*-1,93*	1	B8	0,58
R2	route	48	**252,46**	*250,64*	*251,44*	48	0,0060	-1,02	*800*	*-1,82*	1	B7	0,69
R3	niveau impasse EP DN 400	100	**252,44**	*250,33*	*251,13*	52	0,0060	-1,31	*800*	*-2,11*	1		
R4	aval impasse	117	**252,56**	*250,23*	*251,03*	17	0,0060	-1,53	*800*	*-2,33*	1	B6	0,86
R5	Descente EP LOT TOURNESOL	147	**252,70**	*250,05*	*250,85*	30	0,0060	-1,85	*800*	*-2,65*	1,818	T6	1,57
R6	Descente EP SILO AMONT	164	**252,73**	*249,95*	*250,95*	17	0,0060	-1,78	*1000*	*-2,78*	1,818		
R7	VC104	229	**253,00**	*249,56*	*250,56*	65	0,0060	-2,44	*1000*	*-3,44*	1,818		
R8	Descente EP SILO Aval	269	**253,11**	*249,32*	*250,32*	40	0,0060	-2,79	*1000*	*-3,79*	1,818		
R9	VC104	325	***252,49***	*248,98*	*249,98*	56	0,0060	-2,51	*1000*	*-3,51*	1,818		
R10	angle chemin Step	336	***252,41***	*248,91*	*249,91*	11	0,0060	-2,50	*1000*	*-3,50*	1,818	T7	1,62
R11	ch. step	367	**252,52**	*248,73*	*249,73*	31	0,0060	-2,79	*1000*	*-3,79*	1,818		
R12	ch. step	387	**251,88**	*248,61*	*249,61*	20	0,0060	-2,27	*1000*	*-3,27*	1,818		
R13	ch. step	426	**250,61**	*248,37*	*249,37*	39	0,0060	-1,24	*1000*	*-2,24*	1,818		
R14	ch. step	462	**249,39**	*247,28*	*248,28*	36	0,0060	-1,11	*1000*	*-2,11*	1,818		
R15	ch. step	480	**248,35**	*246,29*	*247,29*	18	0,0060	-1,06	*1000*	*-2,06*	1,818		
R16	Début aire de retournement	497	**247,03**	*245,00*	*246,00*	17	0,0060	-1,03	*1000*	*-2,03*	1,818		
R17	Fin aire de retournement	521	**245,53**	*243,46*	*244,46*	24	0,0100	-1,07	*1000*	*-2,07*	2,347		
R18	Arrivée EP existant	535	**244,43**	*243,32*	*244,32*	14	0,0100	-0,11	*1000*	*-1,11*	2,347		
R19	ch. step	555	**243,68**	*243,12*	*244,12*	20	0,0100	0,44	*1000*	*-0,56*	2,347		
	ch. step	585	**241,71**	*242,77*	*243,77*	35	0,0100	2,06	*1000*	*1,06*	2,347	Rejet	1,68
	rejet Moignans	603	**241,52**			18			*1000*			sol	

Le graphique suivant permet de visualiser la canalisation par rapport au sol naturel sous forme de profil en long

Le graphique suivant permet de visualiser la canalisation par rapport au sol naturel sous forme de profil en long



Le tracé se développe sur environ 600 ml de canalisation DN 800mm sur sa partie amont pour rapidement se transformer en DN 1000mm au fur et à mesure de la collecte des bassins hydrauliques latéraux.



Implantation du projet

La profondeur moyenne se situe à environ 2,70 m de profondeur avec un maximum à 4,3 m.

La fin du parcours vers la STEP actuelle se termine par des successions de chutes en regard afin de casser la vitesse avant rejet et éviter l'érosion tant du collecteur que de la zone de l'exutoire. Cette dernière ne se fera pas directement dans le Moignans mais en amont (environ 35 ml) dans le bois existant.

Un enrochement sera toutefois nécessaire pour limiter l'érosion.

Il y a très peu de différence entre les levés du géomètre et Géoportail. Seuls quelques regards avec des chutes ont été rajoutés.

1.2 ZONE SILO

De la même que pour le projet précédent, on retrouve ici le projet d'implantation d'une nouvelle conduite ayant pour objectif de permettre le transit des eaux pluviales des Bassins :

- ✓ Beaumont, B1
- ✓ Petite Brosse B3,
- ✓ Tournesol B5

Cette nouvelle canalisation pourrait être implantée en lieu et place de la conduite existante dans le chemin situé entre le silo et le Lotissement des Tournesols.

Sur sa partie amont, la conduite est légèrement sous dimensionnée par rapport aux débits décennaux à collecter mais l'amont de ce secteur bénéficie de l'implantation de deux zones de stockage des eaux pluviales :

- ✓ Le bassin d'orage du Lotissement Beaumont,
- ✓ La conduite DN 1000 mm située route de Baneins.

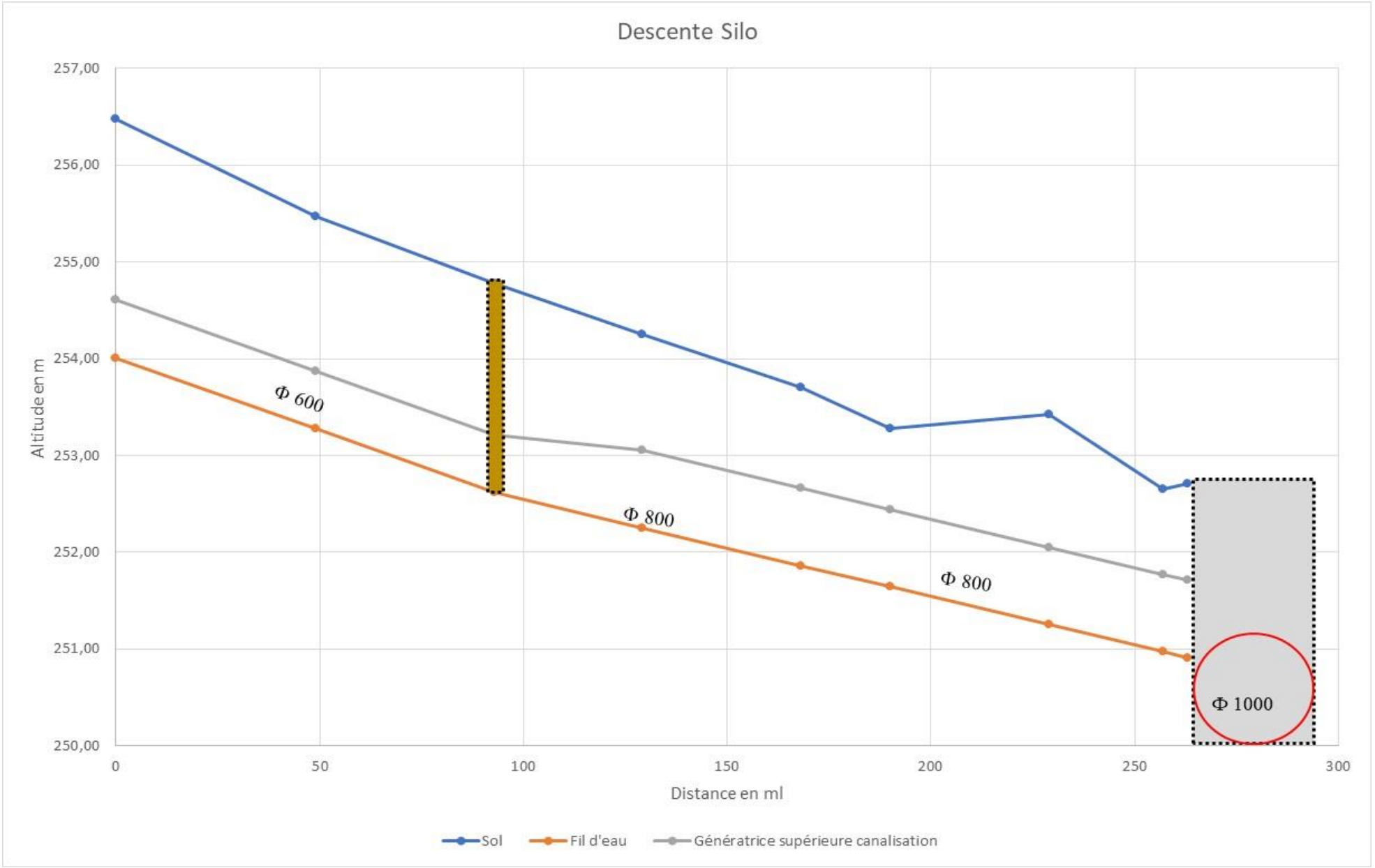
De plus, il sera nécessaire de prévoir un trop plein de sécurité sur l'amont de cette connexion qui sera reliée sur la conduite Eaux pluviales de la route de Baneins qui part en direction du Nord.

Des caniveaux grilles seront installés sur la descente du chemin d'Aleins et route de Baneins pour permettre de bien capter les eaux de voirie et éviter qu'elles ne s'orientent vers le cœur de la commune.

Pour installer ce collecteur il va être nécessaire de lever les mêmes contraintes que pour le projet Chemin Rouge. A savoir partir des collecteurs existants en amont du projet. Mettre en place environ 270 ml de conduite DN 600 et 800mm, et se raccorder au nouveau collecteur □1000 mm Chemin rouge.

Le tableau suivant synthétise l'ensemble des données issues de cette approche. Sur ce tableau on peut retrouver l'ensemble des caractéristiques d'écoulement des différents bassins, leurs positions sur la conduite, les côtes altimétriques du sol, de la génératrice supérieure des collecteurs, les fils d'eau et les pentes moyennes entre chaque tronçon.

Numéro de regard Autocad	DISTANCE CUMULEE	Sol	Fil d'eau	Génératrice supérieure canalisation	d	pente	Ecart sol/génératrice sup	Diamètre en mm	Profondeur canalisation	Profondeur regard existant	Q capable	Bassin	Q10
S9	0	**256,48**	*254,01*	*254,61*	0	0,0150	-1,87	*600*	*-2,47*	254,01	0,736		0,85
S8	49	**255,47**	*253,28*	*253,88*	49	0,0150	-1,60	*600*	*-2,20*		0,736		0,85
S7	93	**254,78**	*252,62*	*253,22*	44	0,0100	-1,57	*600*	*-2,17*	253,7	1,294	B5	0,85
S6	129	**254,25**	*252,26*	*253,06*	36	0,0100	-1,20	*800*	*-2,00*		1,294		0,99
S5	168	**253,70**	*251,87*	*252,67*	39	0,0100	-1,04	*800*	*-1,84*	252,57	1,294		0,99
S4	190	***253,28***	*251,65*	*252,45*	22	0,0100	-0,84	*800*	*-1,64*		1,294		0,99
S3	229	***253,42***	*251,26*	*252,06*	39	0,0100	-1,36	*800*	*-2,16*	252,29	1,294		0,99
S2	257	**252,65**	*250,98*	*251,78*	28	0,0100	-0,88	*800*	*-1,68*		1,294		0,99
S1	263	**252,71**	*250,92*	*251,72*	6	0,0100	-1,00	*800*	*-1,80*	250,01	1,294		0,99


Descente Silo
257,00
256,00
255,00
254,00
253,00
252,00
251,00
250,00
Altitude en m
0
50
100
150
200
250
300
Distance en ml
Φ 600
Φ 800
Φ 800
Φ 1000
Sol
Fil d'eau
Génératrice supérieure canalisation

Le tracé se développe sur environ 270 ml de canalisation DN 600mm sur sa partie amont pour se transformer en DN 800mm après la collecte du bassin hydraulique B6 Les Tournesols.



Implantation du projet

La profondeur moyenne se situe à environ 2,20 m de profondeur avec un maximum à 2,5 m.

A l'amont de ce projet, il sera nécessaire de mettre en place des grilles transversales sur la descente du chemin d'Aleins et sur la route de Baneins afin de collecter l'ensemble des écoulements des eaux pluviales et les orienter vers ce nouvel exutoire

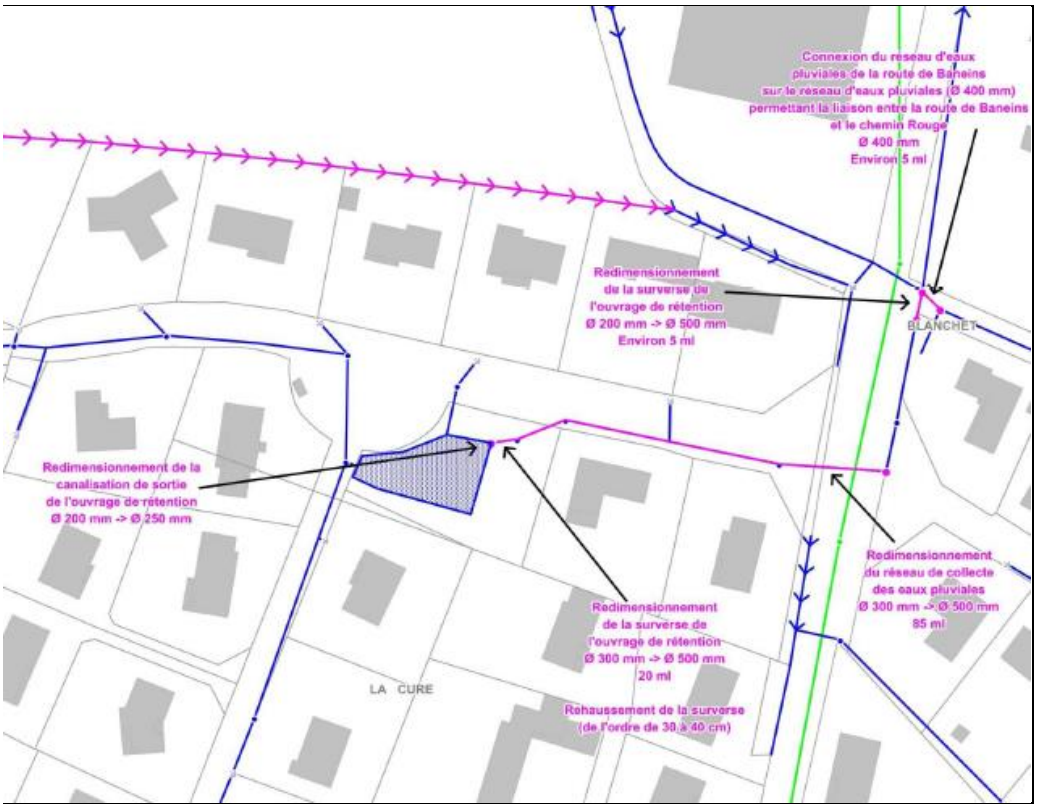
1.3 AVAL BASSIN BEAUMONT

Ce secteur correspond à la zone aval du bassin d'orage existant sur le lotissement Beaumont. Cette zone a fait l'objet de propositions d'aménagement lors du schéma d'eaux pluviales précédemment réalisé avec la mise en place d'une canalisation DN 500 mm en sortie du bassin d'orage avec une surélévation du trop-plein du bassin pour permettre de supprimer les débordements lors des précipitations.

La note de calcul du dimensionnement de ce bassin n'a pas été fournie. L'historique de son fonctionnement et l'étude de Réalité environnement ont montré son sous dimensionnement.

Le projet d'aménagement prévu par le bureau d'étude repose sur la mise en place d'un collecteur Ø500mm partant du trop-plein du bassin afin d'éviter les débordements, puis un raccordement sur le Ø1000mm aval servant de bassin d'écrêtement. La suite du projet repose sur un redimensionnement de la surverse de l'ouvrage de rétention situé en aval.

A noter que les travaux dans le lotissement Beaumont sont à la charge du lotissement *(Lotissement privée)*.



Projet Réalité Environnement

Nous prévoyons dans le projet proposé de raccorder le Ø 1000mm par un Ø 500mm sur le Ø 600mm mis en place sur le projet précédent et la création d'un trop plein complémentaire sur le Ø 1000mm allant vers le collecteur Nord de la route de Baneins.

1.4 CHIFFRAGE DES PROJETS

Le chiffrage des trois secteurs est présenté ci-dessous.

Dans un premier temps il sera nécessaire de démarrer les travaux par l'exutoire de l'actuelle STEP du regard R19 et suivant non représenté sur les plans **(absence de levés Topo sur la partie finale)** pour aller jusqu'au regard n°1 situé à la sortie du lotissement de la Cure.

Dans un deuxième temps le secteur Silo pourra être réalisé, puis le secteur correspondant à l'exutoire du Lotissement Beaumont.

Le lotissement Beaumont est un réseau privé et le coût d'aménagement devra donc être supporté par le lotissement, il sera donc à la charge du lotissement le raccordement en Ø500mm du bassin jusqu'à l'entrée du lotissement soit 80 000 € HT.

Il reste à la charge de la commune sur ce secteur la mise en place d'une grille transversale en sortie de lotissement pour protéger des retours d'écoulements vers le centre du village *(comme chemin d'Aleins)* et si les travaux ne sont pas faits dans le lotissement.

Coûts des travaux secteur Chemin Rouge : 350 000 € HT

Coûts des travaux secteur Silo : 135 000 € HT

Coûts des travaux aval lotissement Beaumont : 15 000 € HT

Coût total du programme *(hors réseau interne Lotissement)* **: 500 000 € HT**

Remarque :

La canalisation en Ø1000m au niveau de la STEP a déjà été posée en partie et est en attente de raccordement du secteur à l'amont.

Un dossier loi sur l'eau pour ce nouveau rejet pluvial devra également être réalisé (en cours).

Lors de la pose dans l'enceinte de la future STEP, la conduite Ø1000 a été posée à une profondeur plus importante que le projet ci-dessus. La pente a été cependant respectée.

Ceci devra être pris en compte dans les travaux qui seront réalisée à l'amont.

A noter que les travaux sur la route de Beaumont vont être réalisé très prochainement. Il sera nécessaire de prendre le projet dans son ensemble (de l'amont jusqu'au point de rejet aval) afin d'éviter toute déconvenue technique *(notamment le raccordement des EP du lotissement des Tournesols)* **et des coûts supplémentaires non prévus et surtout évitable.**

Complément suite à la réunion du 04/05/2023 :

Actuellement il y a un réseau qui part au Nord Route de Beaumont et un trop plein qui va dans le stockage encrassé en Ø1000mm en cas de mise en charge du Ø300mm route de Beaumont.

L'exutoire futur va être modifier et aller à l'exutoire de la nouvelle STEP.

Le réseau derrière le lotissement Tournesol sera le circuit privilégié pour les EP de ce secteur avec un Trop sur l'exutoire actuel, Route de Beaumont.

Quid de l'ancien réseau en Ø300mm ? Est-ce que le lotissement Beaumont se raccorde directement sur stockage Ø1000mm avec un abandon du système de surverse (et chemin d'Aleins directement sur la jonction de la conduite Tournesol) ?

La nouvelle conduite qui sera posée en DN 500 remplacera bien le DN300 qui sera abandonnée.

2 ZONE OUEST ET BOURG DE LA COMMUNE

Nous avons vu que sur ce secteur il existait des zones de saturation au niveau des écoulements, en période de fortes pluies. La capacité d'écoulement n'est pas suffisante pour permettre le débit de transit.

Ces zones sont situées :

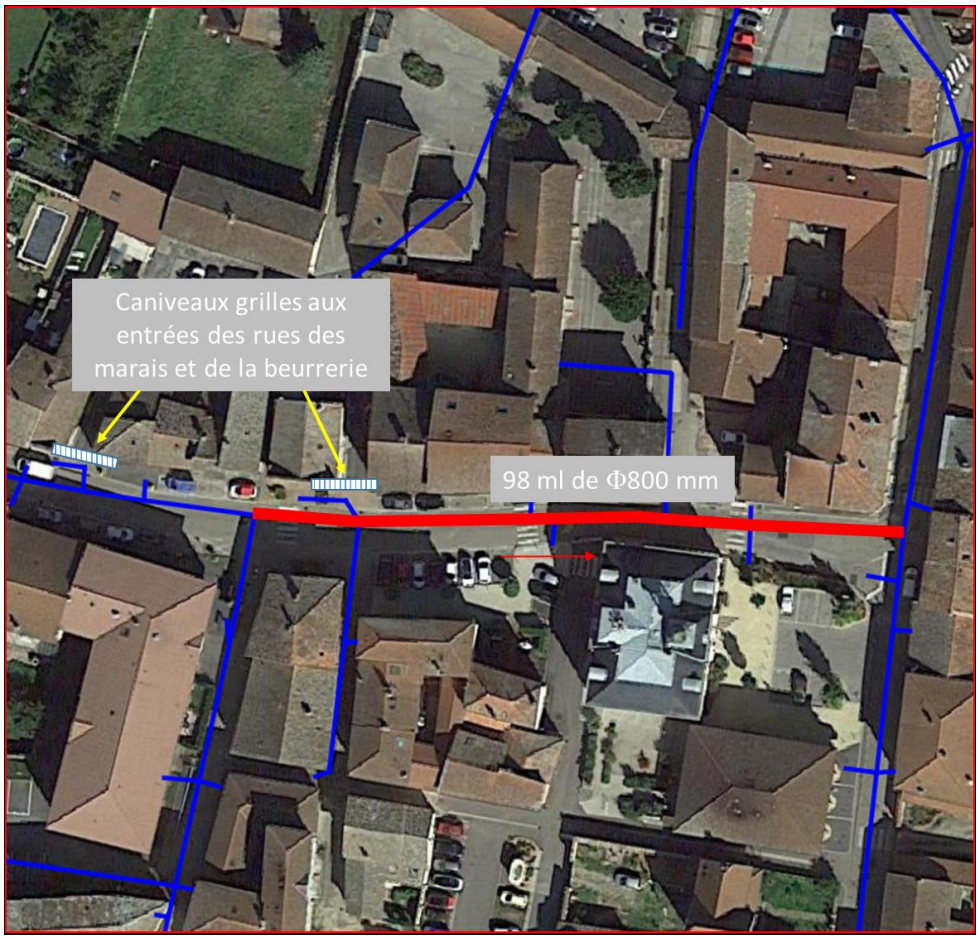
- A l'exutoire de la rue de la République entre la rue de L'église et la route de Lyon,
- A l'exutoire de la rue de l'Eglise,
- Au niveau de la rue Saulaie vers les canalisations DN 800 et DN 1000 mm permettant l'évacuation des bassins ouest,
- Au niveau du Dalot passant sous la RD 936

2.1 RUE DE LA REPUBLIQUE

La capacité hydraulique du collecteur Ø 600 situé rue de la république entre les rues de l'église et de Lyon ne permet pas le transfert des effluents lors des pluies décennales. Cet étranglement provoque des mises en charges en amont de ce point en accentuant les débordements chemin des Amoureux.

Pour supprimer cette anomalie un **redimensionnement du collecteur** est nécessaire d'autant que sur la rue de Lyon le collecteur Ø 800 mm est correctement dimensionné pour permettre le transfert des eaux pluviales jusqu'à son exutoire.

Le plan page suivante illustre les aménagements à mettre en place sur le secteur concerné.



Afin de protéger les rues des Marais et de la Beurrerie des retours d'eaux pluviales provenant de la rue de la République il sera également nécessaire d'installer des barrages hydrauliques de type caniveaux grilles qui seront raccordés côté rue de la République.

Raccordement sur le Ø600 existant pour la rue du Marais et sur le nouveau collecteur Ø800 pour la rue de la Beurrerie.

2.2 RUE DE L'EGLISE

De la même façon que pour la partie finale de la rue de la République, la partie finale des réseaux de la rue de l'Eglise, entre le Parking Nord du cimetière et la rue de la république est sous dimensionné pour permettre le transfert hydraulique des eaux pluviales lors d'un épisode décennal.

Ce réseau en Ø300 mm devra être repris en Ø400 mm pour être raccordé sur le collecteur Ø800 mm de la rue de la république.



Complément suite à la réunion du 04/05 pour le redimensionnement du Ø300mm en Ø400mm :

La capacité hydraulique du collecteur actuel est faible au vu des débits décennaux à faire transiter. Il y a sur le secteur le parking et également le cimetière qui est pris dans le périmètre. Le temps de concentration étant très court tout arrive en même temps au même endroit. Actuellement si rien n'est fait l'eau ruissellera sur la voirie et viendra inonder la rue de la république et probablement les maisons sur la partie basse de la rue de l'église

2.3 CHEMIN DE LA SAULAIE

2.3.1 Aménagements

L'ensemble des eaux pluviales des sous bassins Ouest aboutit au niveau du collecteur Ø800 mm situé à l'angle du chemin de Saulaie pour être évacués en direction du Pont de la route de Lyon avant de rejoindre le Moignans.

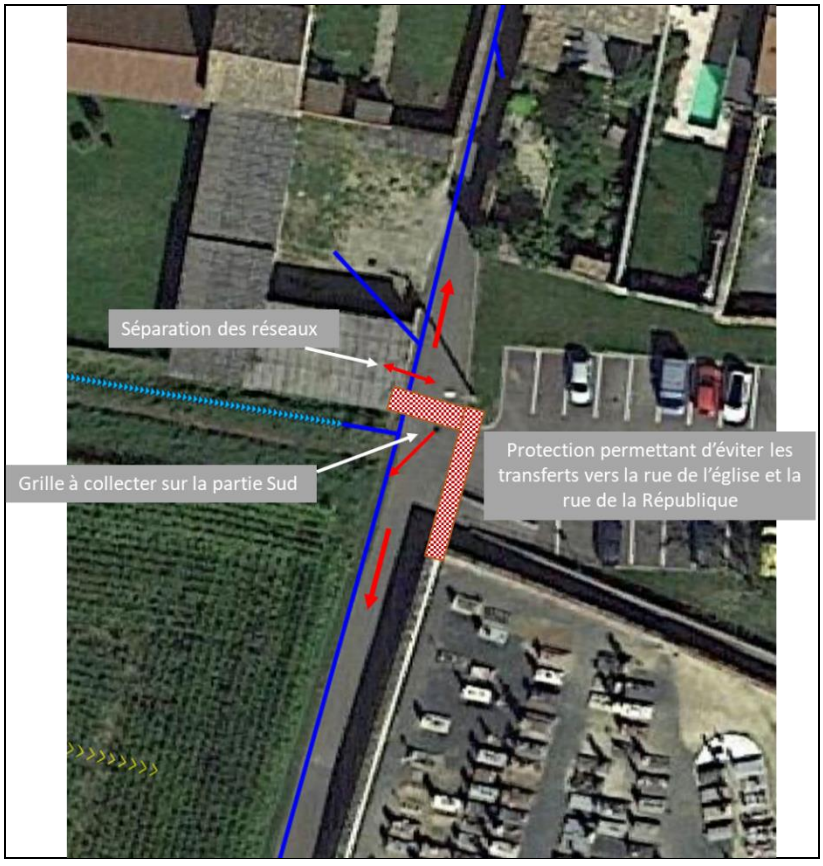
Ce point singulier correspond au point de convergence de 87,5 hectares de bassins versants.

Sur ce secteur le goulot d'étranglement que constitue ce collecteur va provoquer des débordements d'eaux pluviales.

Ces dernières vont débordées sur la route pour s'évacuer en grande partie vers son exutoire naturel en direction de la route de Lyon, mais également retourner vers la rue de la République pour aggraver les inondations du Bourg en particulier vers les rues du Marais et de la beurrerie pour remonter vers le Nord.

Pour limiter ces retours d'eaux pluviales, la collectivité a mis en place une surélévation de la voirie de type « dos d'âne ».

Pour éviter que ces eaux pluviales transitent par le parking situé au Nord du cimetière et rejoigne la rue de la République via la rue de l'Eglise il sera nécessaire de mettre en place le même type de protection (surélévation).



Ces aménagements seront complétés par la connexion des grilles de voiries sur les bons bassins versants afin d'éviter les communications souterraines. Mais également par la mise en place d'une séparation du réseau de la rue Saulaie depuis la rue de la république. Cet emplacement sera défini précisément après mesure des niveaux.

Les fossés provenant du champs, côté ouest du parking seront refait pour être orienté correctement vers l'exutoire Ø800 mm

Pour limiter les flux hydrauliques au niveau de cette exutoire il existe plusieurs solutions qui peuvent être complémentaires :

- Création de bassins écréteurs en amont de ce point,
- Redimensionnement du collecteur d'évacuation

Pour ce qui concerne les bassins de stockage, deux solutions sont possibles, voire complémentaires :

- Création d'un bassin uniquement sur la partie finale,
- Création de plusieurs bassins sur le parcours.

2.3.2 Bassin de Stockage Unique

Le dimensionnement d'un seul bassin d'écrêtement sur la partie exutoire du champ, situé juste en amont du Ø 800 mm sera dimensionné sur la base d'une pluie de retour 20 ans compte tenu de la spécificité des sous bassins versant qui sont à dominante agricole. Ce dimensionnement permettra d'éviter les débordements qui pourraient survenir lors de pluies successives avec la saturation des sols.

La méthode de calcul est basée sur l'**Instruction Technique INT 77-284.** Les bassins versants visés par cette méthode sont ceux qui présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Surface inférieure à 200 hectares
- ✓ Pente moyenne comprise entre 2 et 50 mm/m
- ✓ Coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1
- ✓ Période de retour de 1, 2, 5, 10, 20, 30 ou 50 ans.

Les Hypothèses de calcul prises sont :

- ✓ Surface totale du bassin : 87,50 ha
- ✓ Surface imperméable du bassin : 14,9 ha
- ✓ Coefficient de ruissellement majoré à : 0,20
- ✓ Autre surface du bassin : 72,60 ha
- ✓ Coefficient de ruissellement : 0,20
- ✓ Période de retour (en années) : 20 années
- ✓ Pente moyenne : 6,00 mm/m
- ✓ Plus long parcours de l'eau : 1 250,00 m
- ✓ Choix de la région : Région 2

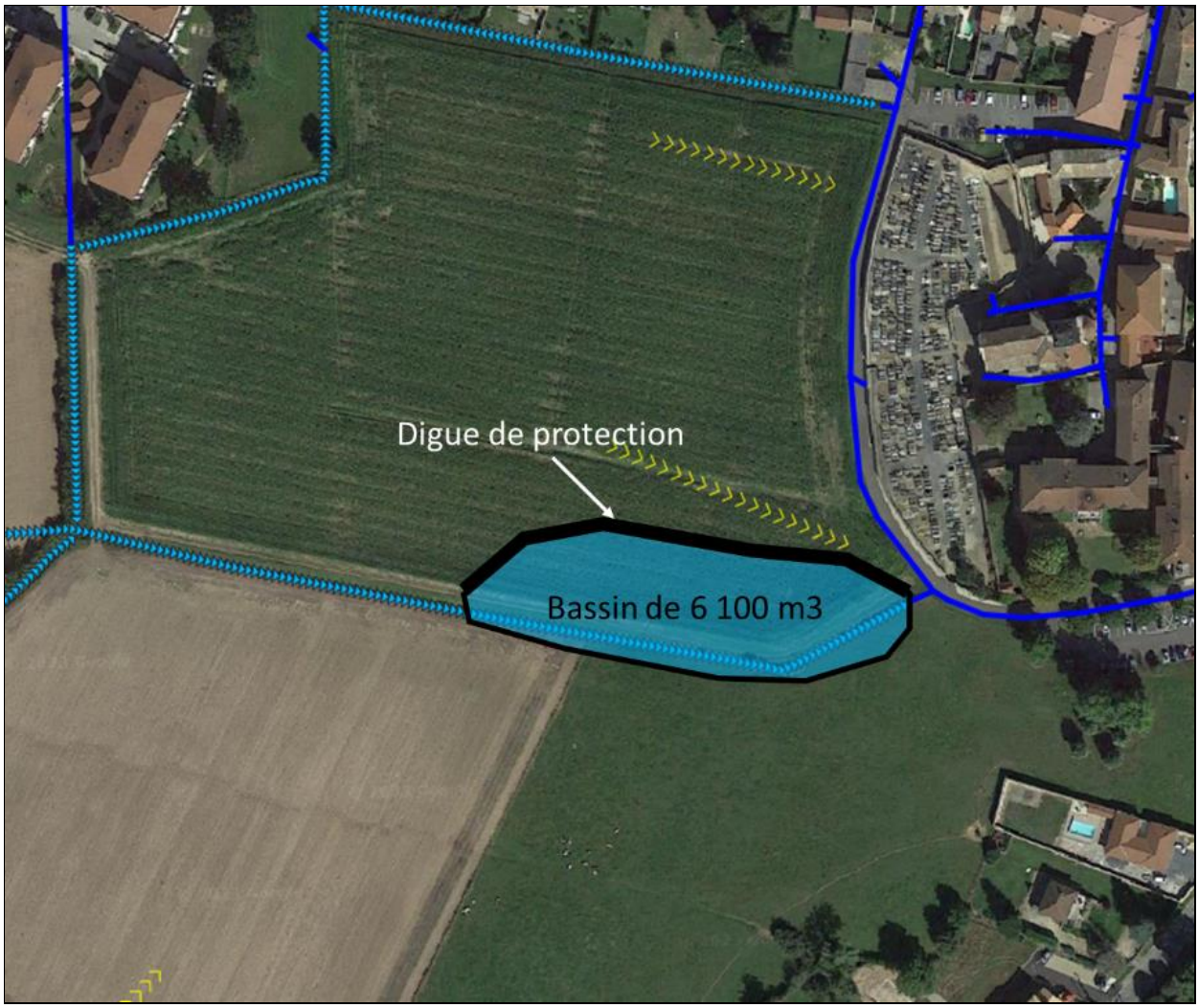
Résultats

Coefficient d'allongement du bassin	1,26
Débit de sortie du bassin de rétention	0,6 m³/s
Volume de stockage	6 084,00 m³

Le bassin à mettre en place juste avant l'exutoire constitué par le collecteur Ø800 mm sera de 6 100 m³.

En considérant que la profondeur moyenne du bassin soit de 1.2 ml il faudra implanter un bassin de 5085 m² de surface.

Le plan suivant donne un exemple d'emplacement de ce bassin. Pour son implantation des travaux de reprofilage du terrain seront nécessaire. La pente naturelle étant orientée vers le Nord de la parcelle, il faudra réaliser une bute de terre sur toute la partie Nord du bassin.



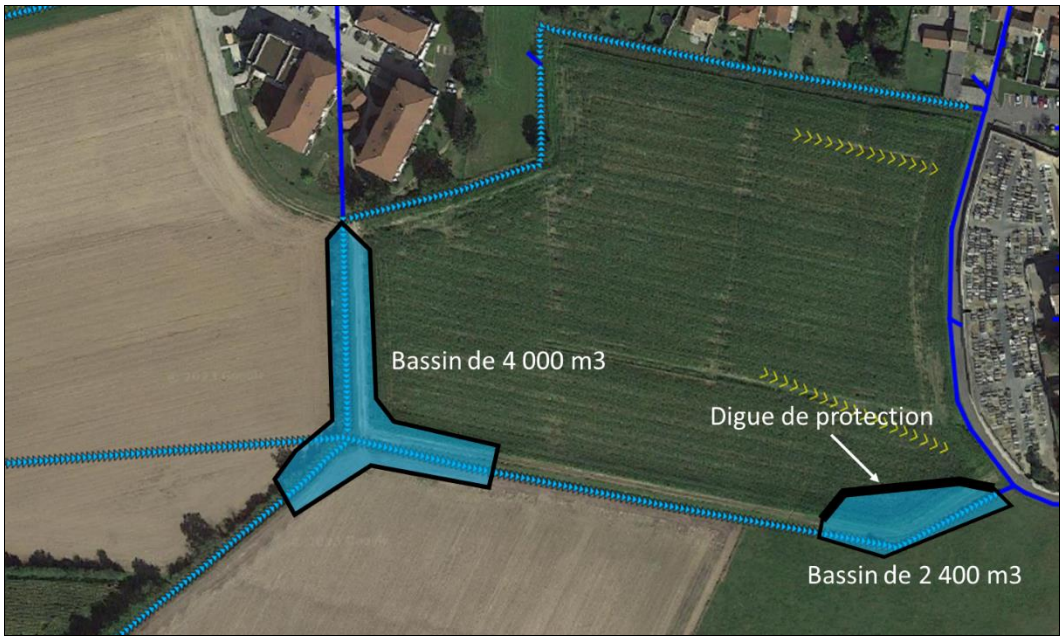
2.3.3 Bassin de Stockage Multiple

Sur la même base des hypothèses précédentes, nous pouvons également envisager de créer plusieurs bassins de stockage restitution.

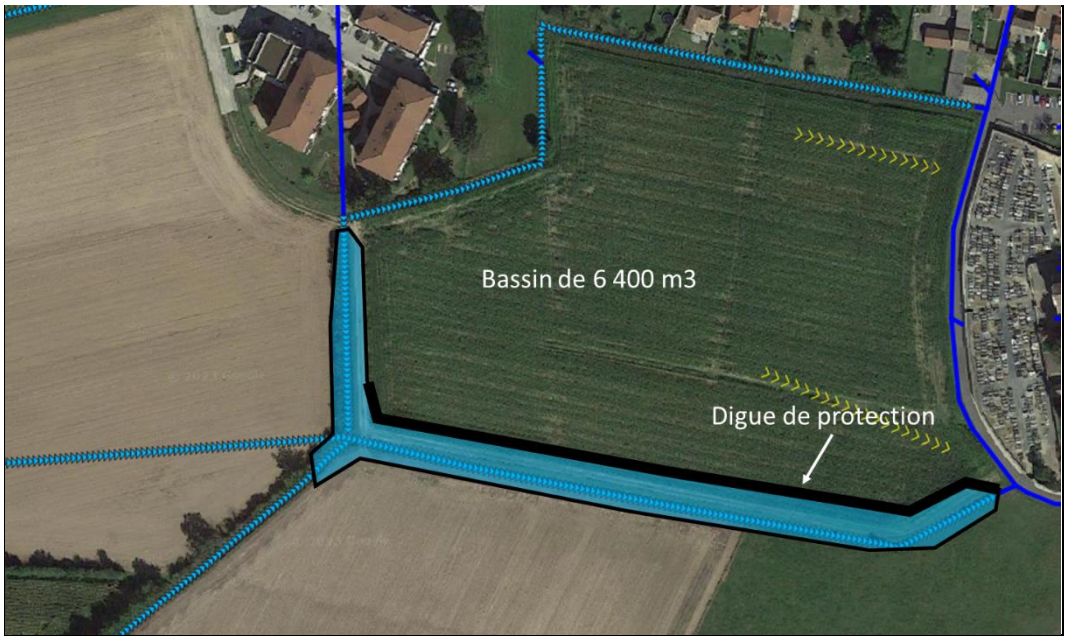
- Un sur l'exutoire et un plus en amont au niveau de la convergence des bassins O1, O2, O3, O4 (Point X2),
- Le deuxième sur le même exutoire que précédemment au Point X3 juste vers le chemin Saulaie.

Compte tenu des temps de concentration une légère majoration semble nécessaire de l'ordre de 5% soit un total de stockage de **6 400 m³**.

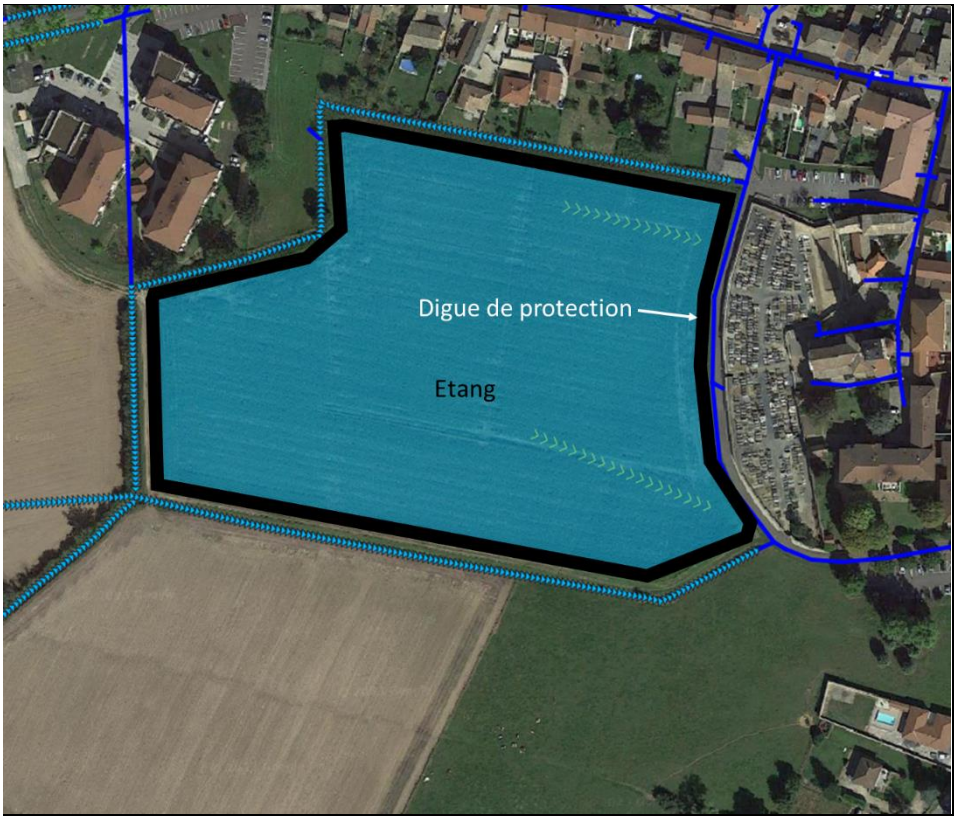
Afin d'avoir un impact le plus faible possible sur le terrain l'implantation pourrait être la suivante (base 1.2 ml de profondeur moyenne)



Une autre variante pourrait porter sur un bassin unique allongé sur les deux zones.



Une dernière variante pourrait voir se mettre en place un étang permanent sur la majorité de la parcelle en gardant un volume de 6 400 m3 ou plus de stockage de sécurité, des aménagements de régulation sur la sortie.



Au préalable de ces aménagements la totalité de la zone devra faire l'objet de relevés topographiques.

2.3.4 Redimensionnement Collecteur

Afin de limiter la taille du ou des bassins de stockages restitution, une alternative consisterait à redimensionner le collecteur DN 800 mm existant jusqu'au collecteur DN 1000 mm rejoignant la route de Lyon. La longueur exacte de ce collecteur n'est pas parfaitement connue compte tenu des regards sous enrobés présents sur le chemin de Saulaie. Une mise à niveau reste à faire.

Cette alternative permettrait de transférer une quantité plus importante d'eaux pluviales en passant de 0.6 m³/s à environ 1 m³/s sur un collecteur DN 1000.

Cette solution aurait toutefois un inconvénient majeur, un nouvel étranglement hydraulique au niveau du Pont de la RD. Le dalot carré ne permet le transit que de 0.75 m³/s. ce qui conduirait à redimensionner le dalot 1000*1000 existant ou rouvrir le deuxième dalot bouché.

Avec cette solution le bassin de stockage restitution à créer, il ne serait plus que de 3 500 m³.



2.4 CHIFFRAGE PROJET

Coûts des travaux rue de la République : *200 000 € HT*

Coûts des travaux rue de l'Eglise : *40 000 € HT*

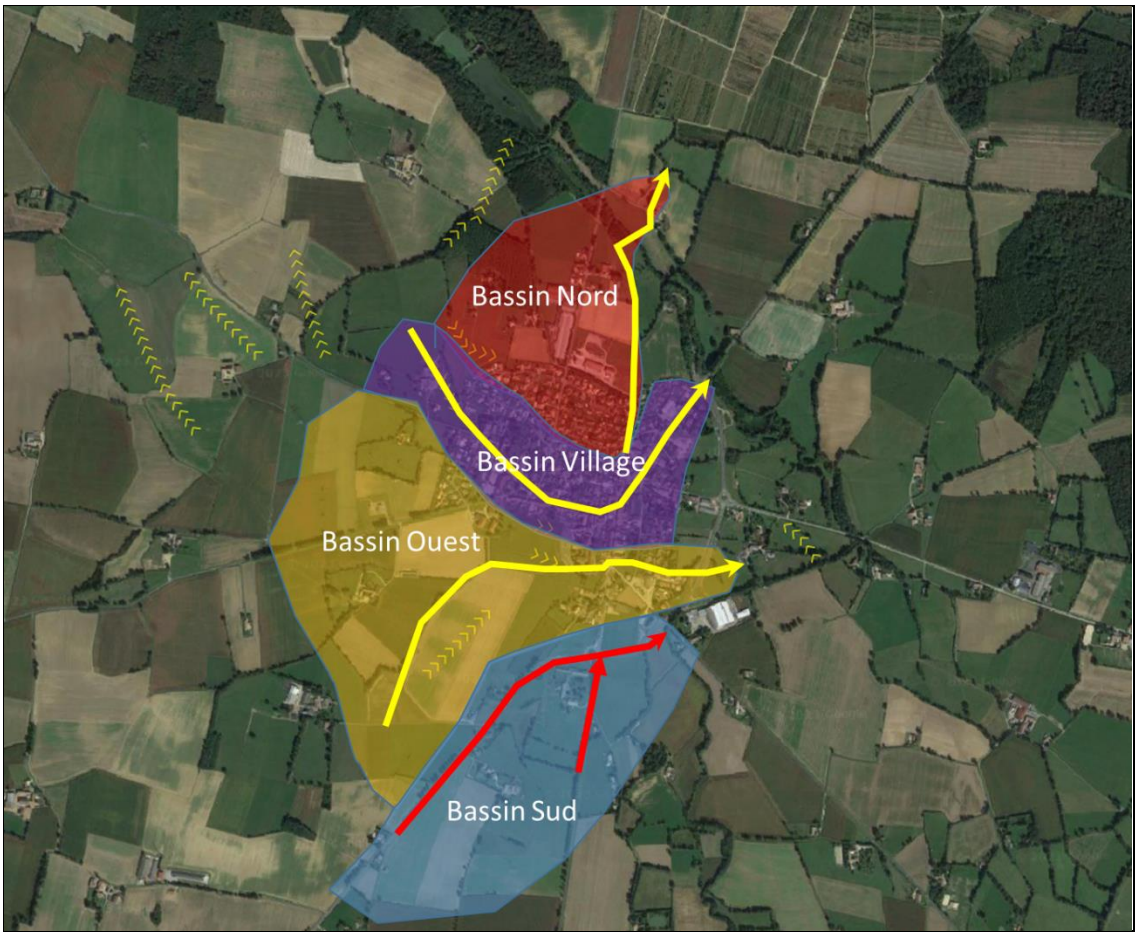
Coûts des travaux chemin Saulaie :

- Aménagements : ***10 000 € HT***
- Bassin unique 6 100 m3 : ***183 000 € HT***
- Bassins multiples
    - Solution n°1 : ***192 000 € HT*****,**
    - Solution n°2 **: *180 000 € HT*****,**
    - Solution n°3 Etang **: *250 000 € HT*****,**
- Redimensionnement collecteurs et Travaux Dalot + Bassin 3 500 m^3 **: *400 000 € HT***

3 SYNTHESE DES PROJETS

Le tableau suivant synthétique l'ensemble des propositions à mettre en œuvre sur la commune de St Trivier sur Moignans pour permettre l'évacuation des eaux pluviales du village dans des conditions acceptables pour des pluies d'occurrence décennales.

Les projets proposés permettent l'évacuation de ces eaux pluviales au niveau de quatre grands axes d'évacuation. Le schéma suivant reprend la philosophie de ces écoulements qui pour celui de la STEP sera créer en totalité.



Le bassin sud a été créé lors de la construction de la rocade Est de Saint Trivier sur Moignans. Les trois autres bassins font l'objet de l'étude.

Le tableau page suivante synthétise l'ensemble des propositions qui ont été proposée lors de cette étude.

BASSINS	Montant des travaux par solutions
Nord	
Secteur Chemin rouge	350 000 €
Secteur Silo	135 000 €
Secteur Beaumont	15 000 €
Village	
Rue de la République	200 000 €
Rue de l'Eglise	40 000 €
Ouest	
Chemin Saulaie	
Aménagements	10 000 €
Bassin de stockage unique	183 000 €
Bassins de stockage multiples	
Solution n°1	192 000 €
Solution n°2	180 000 €
Solution Etang	250 000 €
Redimensionnement collecteur + Bassin + Dalot Route de Lyon	400 000 €

Le coût final des travaux va dépendre des choix qui seront fait par la collectivité en particulier sur le secteur Ouest ou de nombreuses variantes existent.

Au global les montants des travaux se répartissent de la façon suivante :

Coût total ZONE NORD : 500 000 € HT

Coût total ZONE VILLAGE: 240 000 € HT

Coût total ZONE OUEST : 190 000 € HT à 410 000 € HT selon les choix

Pour les autres aménagements qui ont été évoqué au niveau des écarts de la commune par le schéma directeur précédent, ils restent réalistes mais sont nettement moins urgents que pour le cœur du village.