

## ANNEXE 8

ETUDE MM261809

# AMENAGEMENT D'UN GIRATOIRE ENTRE LA RD14 ET LA RD559 SUR LA COMMUNE DE GRIMAUD

## ETUDE HYDRAULIQUE



CG 83

Avril 2012



une marque  
Ingerop Conseil & Ingénierie



® une marque



**INGEROP Conseil & Ingénierie** ■ Région Méditerranée ■ Agence **d'Aix en Provence**  
**Domaine du Petit Arbois** ■ Pavillon Laennec ■ B.P 20056 ■ 13 545 AIX EN PROVENCE Cedex 04  
 Téléphone : +33 4 42 50 83 00 - Télécopie : +33 4 42 50 83 01  
 E-mail : ipseau@ingerop.com

**Siège Social** : 165/172, boulevard de Verdun ■ 92400 Courbevoie Cedex - France  
 Téléphone : 33 (0) 1 49 00 57 00 - Télécopie : 33 (0) 1 49 00 57 01 - E-mail : ingerop@ingerop.com  
 S.A.S. au capital de 5 000 000 € - R.C.S. Nanterre B 369 228 126 - A.F. Siret 48 3828 156 00011 - ADE 71125 - TVA n° FR 452 899 261 93



NUMERO	DATE	LIBELLE	TECHNIQUE	ACTIVITE	ACTIVITE
1	14/03/2012	Etude hydraulique	MC	DC	SH

## SOMMAIRE

<b>1. INTRODUCTION</b> .....	<b>5</b>
<b>2. CONTEXTE GENERAL</b> .....	<b>6</b>
2.1. LOCALISATION DU PROJET .....	6
2.2. CLIMATOLOGIE – PLUVIOMETRIE .....	7
2.3. CONTEXTE HYDROGRAPHIQUE.....	7
2.4. ETUDE DU RISQUE INONDATION SUR LA COMMUNE DE GRIMAUD.....	8
<b>3. ETUDE HYDROLOGIQUE DE L'ETAT ACTUEL</b> .....	<b>13</b>
3.1. FONCTIONNEMENT HYDROLOGIQUE AU DROIT DU PROJET.....	13
3.2. DESCRIPTION DES BASSINS VERSANTS.....	17
3.3. CALCUL DES DEBITS DE POINTE.....	18
3.3.1. Méthode de calcul.....	18
3.3.2. Résultat du calcul des débits de pointe.....	18
<b>4. ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL</b> .....	<b>19</b>
4.1. DESCRIPTION DES OUVRAGES ROUTIERS.....	19
4.2. METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE DES OUVRAGES ROUTIERS.....	20
4.3. CAPACITE DE L'OUVRAGE ROUTIER OH1 .....	21
4.4. CONCLUSION SUR LA CAPACITE DE L'OUVRAGE OH1.....	22
<b>5. PROPOSITION DE REDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE OH1</b> .....	<b>22</b>
<b>6. ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE LA PLATE-FORME</b> .....	<b>23</b>
6.1. DESCRIPTION DU PROJET.....	23
6.2. RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ACTUEL .....	24
6.3. PRINCIPE D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL PROPOSE : MISE EN PLACE D'UN BASSIN DE RETENTION .....	27
6.4. DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET CALCUL DES DEBITS DE POINTE.....	28
6.4.1. Réseau d'assainissement pluvial géré par le bassin de rétention.....	31
6.4.2. Réseau d'assainissement pluvial non géré par le bassin de rétention.....	31
6.5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PLUVIAL DE LA PLATE-FORME.....	32
6.5.1. Réseau d'assainissement pluvial géré par le bassin de rétention.....	33
6.5.2. Réseau d'assainissement pluvial non géré par le bassin de rétention.....	34
<b>7. LE BASSIN DE RETENTION</b> .....	<b>37</b>
7.1.1. Détermination du volume de rétention.....	37
7.1.2. Dimensionnement du bassin .....	38
7.1.3. Intégration du bassin dans le projet .....	40
<b>8. CONCLUSION</b> .....	<b>43</b>



## Liste des tableaux :

---

<i>Tableau 1 : Quantiles de pluie en mm pour la station météorologique de Fréjus .....</i>	<i>7</i>
<i>Tableau 2 : Caractéristiques du bassin versant considéré.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau 3 : Débits de pointe du bassin versant intercepté.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau 4 : Récapitulatif des ouvrages existants.....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau 5 : Ouvrage et bassin versant associé.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 6 : Capacité de l'ouvrage de franchissement existant au droit du projet.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 7 : Redimensionnement des ouvrages de franchissement.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau 8 : Caractéristiques des nœuds de calcul du réseau géré par le bassin de rétention .....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau 9 : Caractéristiques des nœuds de calcul et des sous bassins versants drainés par le réseau non géré par le bassin de rétention.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau 10 : Dimensions préconisées pour le réseau géré par le bassin de rétention.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau 11 : Dimensions préconisées pour le réseau non géré par le bassin de rétention... </i>	<i>34</i>
<i>Tableau 12 : Calcul du débit de fuite du bassin de rétention.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau 13 : Calcul du volume de rétention du bassin .....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau 14 : Dimensionnement du deversoir .....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau 15 : Conduite d'évacuation du bassin de rétention.....</i>	<i>40</i>

## Liste des figures :

---

<i>Figure 1 : Plan de localisation.....</i>	<i>6</i>
<i>Figure 2 : Cartographie de la zone inondable issue du PPRI de la commune de Grimaud sur le secteur du projet.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure 3 : Fonctionnement hydrologique au droit du projet et bassin versant intercepté.....</i>	<i>15</i>
<i>Figure 4 : Redimensionnement de l'ouvrage de franchissement OH1 .....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 5 : Profil en travers type du giratoire.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 6 : Réseau d'assainissement pluvial actuel .....</i>	<i>25</i>
<i>Figure 7 : Bassins versants interceptés par le réseau d'assainissement pluvial .....</i>	<i>29</i>
<i>Figure 8a : Réseau d'assainissement pluvial proposé 1/2 .....</i>	<i>35</i>
<i>Figure 8b : Réseau d'assainissement pluvial proposé 2/2 .....</i>	<i>36</i>
<i>Figure 9 : Coupes transversales du bassin de rétention .....</i>	<i>41</i>
<i>Figure 10 : Vue en plan du bassin de rétention .....</i>	<i>42</i>

## 1. INTRODUCTION

Le département du Var a pour projet l'aménagement d'un carrefour entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud, dans le Var. L'aménagement consiste en la création d'un carrefour giratoire en remplacement de l'actuel carrefour en T entre la RD14 et la RD559, de type Tourne à gauche. Sur ce carrefour giratoire, une quatrième branche viendra accueillir le rabattement de la RD244, qui se raccorde aujourd'hui à la RD559 plus à l'est.

La commune de Grimaud est soumise au PPRI de la Giscle et de la Garde. D'après ce PPRI réalisé en 2005, le projet n'est pas concerné par des débordements de ces deux rivières.

La présente étude s'inscrit dans le cadre des études préalables et dossiers réglementaires d'environnement pour les infrastructures routières du département du Var. Elle a pour objet de :

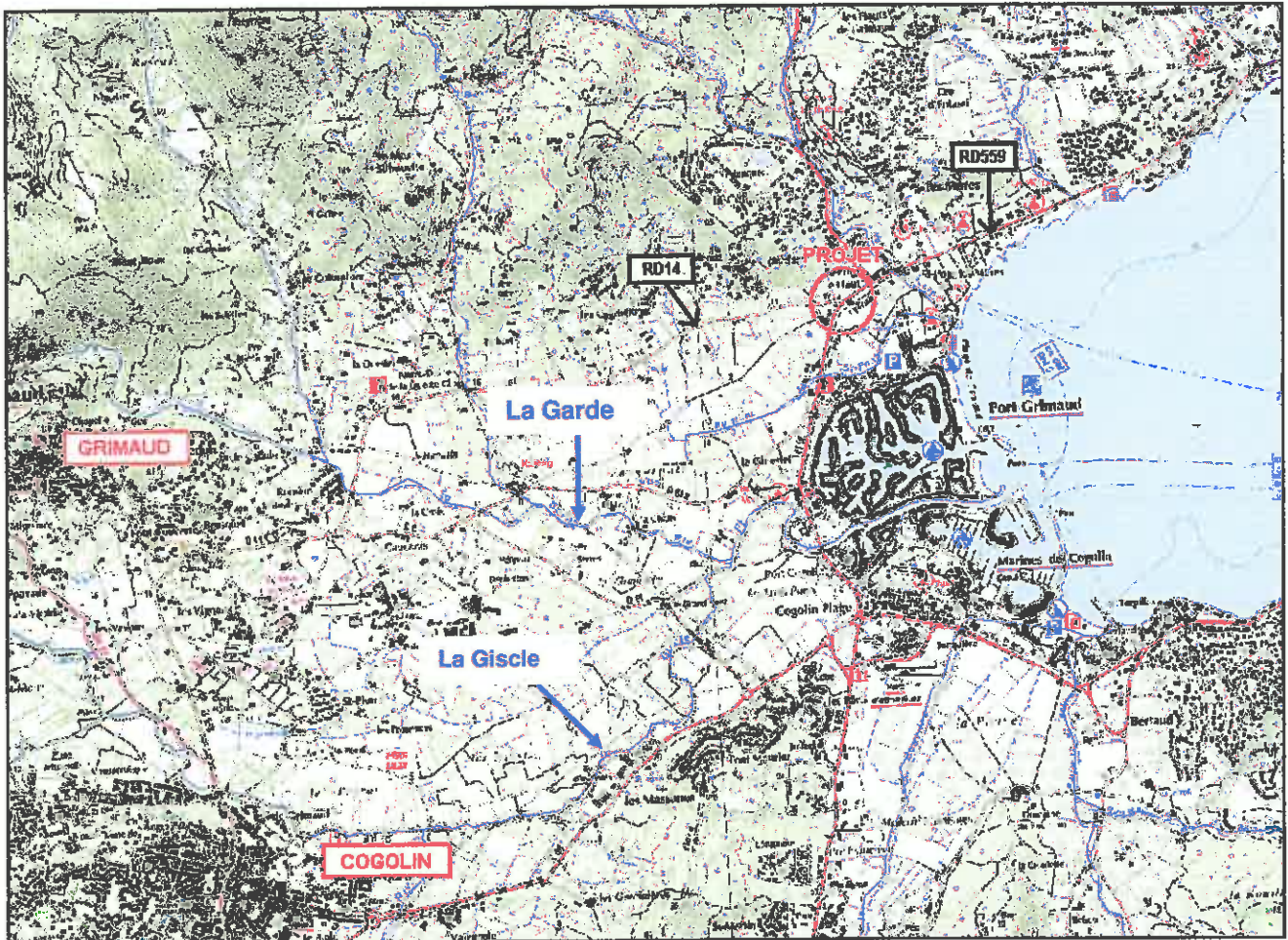
- Délimiter les bassins versants interceptés et en réaliser une étude hydrologique
- Effectuer le diagnostic et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques existants permettant le rétablissement des écoulements
- Dimensionner le réseau d'assainissement pluvial du projet

## 2. CONTEXTE GENERAL

### 2.1. LOCALISATION DU PROJET

*Cf. Figure 1 : plan de localisation*

Le projet se situe sur la commune de Grimaud dans le Var, près du port, à l'intersection entre la RD14 et ma RD559. L'altitude moyenne au droit du projet est de l'ordre de 10 mNGF.



**FIGURE 1 : PLAN DE LOCALISATION**



## 2.2. CLIMATOLOGIE – PLUVIOMETRIE

Le climat du Var est méditerranéen : les fréquentes sécheresses estivales et les violents orages d'automne en sont les traits les plus connus.

La hauteur des précipitations annuelles est de l'ordre de **800 mm**.

Les évènements pluvieux sont caractérisés par des précipitations très intenses, mais généralement de courte durée.

D'après l'analyse des valeurs observées sur le poste météorologique de Fréjus, la pluie maximale journalière de fréquence décennale est de 102 mm environ (valeur centrée sur 24 heures).

$$Pj10 = 102 \text{ mm}$$

Les hauteurs de pluie tombées pendant des durées inférieures à la journée sont issues de la station météorologique de Fréjus sur la période d'observation 1969-2003. Les quantiles de pluie résultants sont les suivants :

Période de retour	Durée								
	10 min	15 min	30 min	1h	2h	3h	6h	12h	24h
2	11.63	14.16	19.81	27.73	38.80	43.62	52.66	63.59	76.77
5	15.44	19.03	27.22	38.92	55.65	60.07	71.27	84.56	100.33
10	17.98	22.28	32.13	46.35	66.85	71.01	83.62	98.46	115.93
20	20.40	25.36	36.82	53.44	77.56	81.51	95.44	111.76	130.87
50	23.60	29.43	42.94	62.64	91.39	95.13	110.77	128.98	150.19
100	25.98	32.46	47.49	69.50	101.69	105.32	122.24	141.87	164.66

*TABLEAU 1 : QUANTILES DE PLUIE EN MM POUR LA STATION METEOROLOGIQUE DE FREJUS*

## 2.3. CONTEXTE HYDROGRAPHIQUE

Le projet se situe environ 400 m en amont du ruisseau de St-Pons qui se jette dans le port de Grimaud.

Le projet se situe à l'aval direct d'une colline sur laquelle plusieurs lotissements sont construits. Les eaux pluviales interceptées par ces constructions sont évacuées vers le ruisseau de Puere via la RD244. La majeure partie des eaux pluviales n'est donc pas interceptée par le projet.

Néanmoins, des surfaces non encore occupées par des habitations se situent en amont du projet. Ce sont des terrains à l'état naturel dont la pente s'oriente directement vers le giratoire.

## 2.4. ETUDE DU RISQUE INONDATION SUR LA COMMUNE DE GRIMAUD

La commune de Grimaud possède un Plan de Prévention des Risques d'inondation, approuvé en 2005 et s'appliquant à La Giscle et à son affluent rive gauche La Garde.

Les études hydrauliques ayant servi de base à l'élaboration du PPRI sont :

- L'étude réalisée par BCEOM en 1991 pour le compte du Syndicat Intercommunal d'Aménagement de la GISCLE « Schéma d'aménagement hydraulique de la basse vallée de la Giscle et des plaines du BOURRIAN et du BELIEU »
- La « Note de présentation de la cartographie des zones inondables de la GISCLE, la MOLE, la VERNE, la GARDE, le BOURRIAN et le BELIEU » réalisée par BCEOM en 1996 pour le compte de la DDE du Var.

Les bassins versants de la Giscle et de la Garde se développent sur les contreforts du massif des Maures présentant une pente importante. Les reliefs dominants donnent naissance à des cours d'eau encaissés. Aux débouchés de ces secteurs, des vastes plaines alluviales se sont formées. Aujourd'hui, de nombreuses activités ont vu le jour sur ces plaines.

La superficie du bassin versant de la Giscle au niveau de la RD558 est de 68 km<sup>2</sup> avec une longueur de chemin hydraulique maximale de 15.5 km et une pente de 2.8%

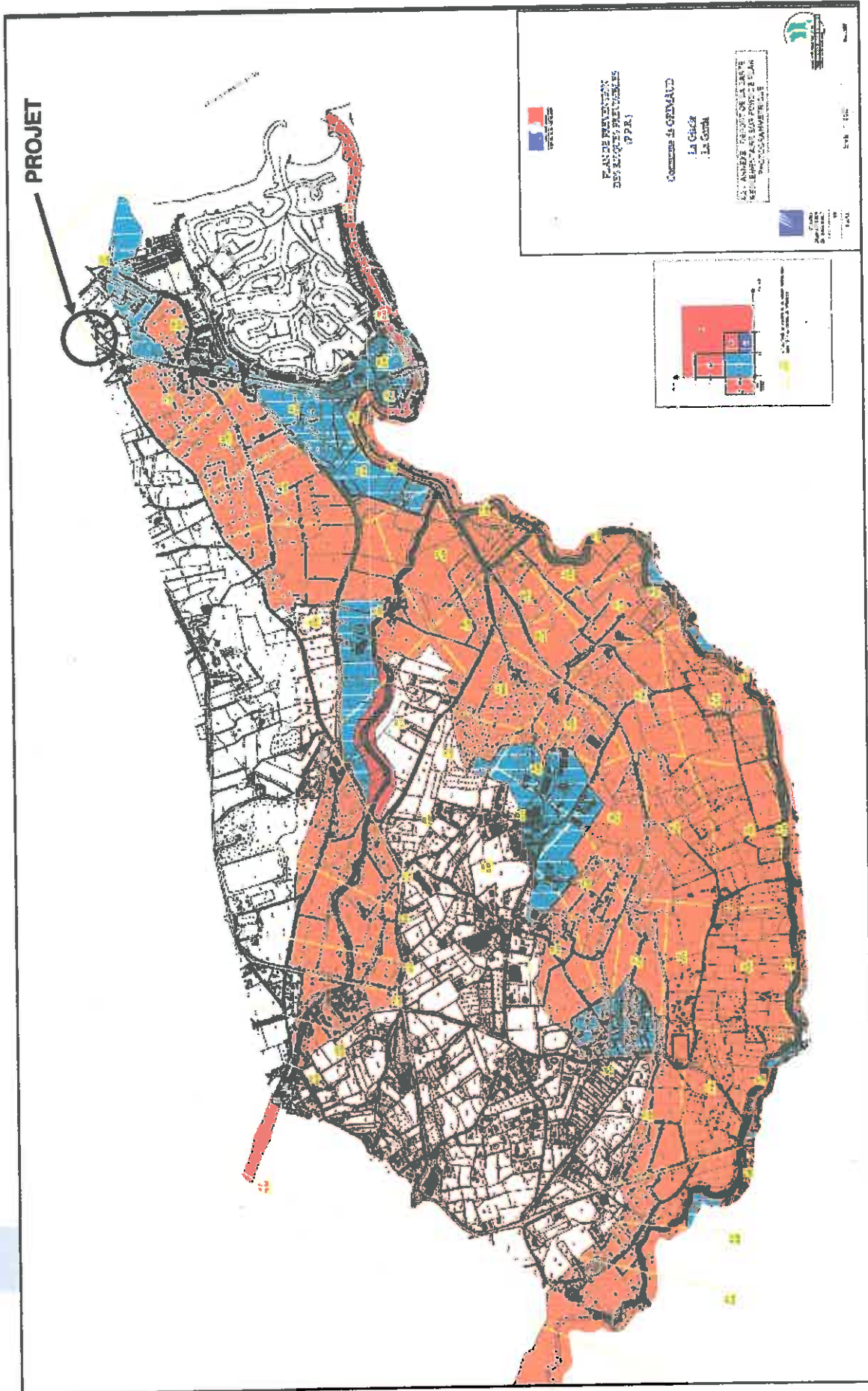
La superficie du bassin versant de la Garde au niveau de la RD61 (200 m au Nord du projet) est de 28 km<sup>2</sup> avec une longueur de 9.5 km et une pente de 2.3%.

Le zonage de l'aléa inondation a été réalisé pour une crue de période de retour 100 ans, à défaut de la connaissance d'une crue plus importante. La cartographie communale du risque fait apparaître 4 zones réglementaires en considérant la hauteur d'eau de submersion d'une part, et la vitesse du flot d'autre part :

- **Zone bleue B1** : la hauteur d'eau est inférieure à 1 m et la vitesse inférieure à 0.5 m/s. Dans cette zone de risque faible, la construction est possible sous certaines conditions.
- **Zone bleue B2** : La hauteur est inférieure à 0.5 m et la vitesse comprise entre 0.5 et 1 m/s. C'est une zone exposée à des risques élevés où les nouvelles constructions sont interdites. L'aménagement des constructions existantes reste possible sous certaines conditions.
- **Zone rouge R1** : Soit la hauteur d'eau est supérieure à 2 m, soit la hauteur d'eau est supérieure à 1 m et la vitesse supérieure à 0.5 m/s, soit la vitesse est supérieure à 1 m/s. C'est une zone de risque très fort où aucune construction ou installation nouvelle ne peut être autorisée. C'est le cas des zones qui jouxtent les rivières.
- **Zone rouge R2** : Cette zone présente des risques forts correspondant :
  - aux zones d'expansion de crue, avec des hauteurs d'eau pouvant atteindre 1 m

- aux zones où la hauteur d'eau est comprise entre 1 m et 2 m avec des vitesses inférieures à 0.5 m/s
- aux zones où la hauteur d'eau est comprise entre 0.5 m et 1 m avec des vitesses comprises entre 0.5 m/s et 1 m/s.

La figure ci-après présente la cartographie de la zone inondable issue du PPRI au droit du projet. Le secteur d'étude est hors d'eau et n'est donc pas concerné par les débordements en période de crue centennale de la Giscle ou de la Garde.



**FIGURE 2 : CARTOGRAPHIE DE LA ZONE INONDABLE ISSUE DU PPI DE LA COMMUNE DE GRIMAUD SUR LE SECTEUR DU PROJET**

### 3. ETUDE HYDROLOGIQUE DE L'ETAT ACTUEL

#### 3.1. FONCTIONNEMENT HYDROLOGIQUE AU DROIT DU PROJET

Le projet intercepte des écoulements de pluie orientés Nord-Ouest/Sud-Est.

La RD14 présente un point haut environ 200 m en amont du projet. A partir de ce point, les eaux de pluie s'évacuent en direction du projet via deux fossés de part et d'autre de la RD14.

Au Nord-Est du projet, la RD559 a une pente orientée Sud-Ouest/Nord-Est, les eaux ne s'évacuent donc pas en direction du projet.

Au Sud, une partie des eaux pluviales est acheminée via un fossé en bordure droite de la RD559, une autre partie direction Nord-Ouest/Sud-Est au niveau de la RD559 à l'intersection avec la RD14.

Au niveau de l'intersection des deux routes, l'évacuation des eaux de pluie se fait grâce à un réseau souterrain.

La figure 3 ci-après présente le fonctionnement hydrologique au droit du projet, à savoir :

- Le sens d'écoulement des eaux aux abords de la voie étudiée
- Le réseau de fossés présents dans la zone d'étude
- Le(s) ouvrage(s) de franchissement de la route
- Le(s) bassin(s) versant(s) intercepté(s) par le projet



**Aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud**
  
**Fonctionnement hydrologique au droit du projet et bassin versant intercepté**

Etude N° 261808 - JANVIER 2012

Echelle : 1 / 2750
   
 0 55 110 m
   
 Fond de plan : IGN



- Légende :**
- Ruissellement diffus
  - Fossé
  - Fossé tracé approximatif
  - Réseau souterrain
  - Ouvrage de franchissement de rétablissement des écoulements naturels
  - Bassin versant intercepté

### 3.2. DESCRIPTION DES BASSINS VERSANTS

*Cf. Figure 3 : Fonctionnement hydrologique au droit du projet et bassins versants interceptés*

Le bassin versant intercepté par le projet a été délimité à partir des observations de terrain et de l'analyse de la carte IGN. Il est présenté sur la figure 3.

Le tableau suivant indique ses caractéristiques morphologiques :

- Surface
- Longueur du plus long chemin hydraulique
- Pente moyenne
- Coefficient de ruissellement
- Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin versant correspond au temps mis par l'eau pour parcourir la distance entre le point le plus reculé du bassin et son exutoire. Il est évalué à partir de la longueur du bassin versant et de la vitesse moyenne d'écoulement, elle-même estimée en fonction de la pente du bassin et de la nature de l'écoulement (en nappe ou concentré), selon des tables fournies par le Guide Technique de l'Assainissement Routier du SETRA.

Le coefficient de ruissellement a été déterminé à partir des données cartographiques disponibles et des reconnaissances de terrain. Ici, le bassin versant BV1 est un terrain à l'état naturel dont la surface sera pondérée par le coefficient de ruissellement 0.3.

Les caractéristiques du bassin versant considéré sont présentées dans le tableau ci-dessous.

	<b>Bassin versant BV1</b>
<b>Surface (ha)</b>	8.29
<b>Longueur (m)</b>	570
<b>Pente moyenne (%)</b>	11.4
<b>Coefficient de ruissellement (%)</b>	30
<b>Temps de concentration (min)</b>	20

**TABLEAU 2 : CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT CONSIDERE**

### 3.3. CALCUL DES DEBITS DE POINTE

#### 3.3.1. Méthode de calcul

Pour les deux bassins versants considérés, les débits de pointe générés pour des périodes de retour 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans ont été calculés.

Ces débits de pointe ont été calculés par application de la méthode rationnelle, conformément à la méthodologie indiquée dans le Guide Technique de l'Assainissement Routier.

La formule de calcul des débits est donc la suivante :

$$Q_T = C \times I \times A / 3.6$$

Où :

C = coefficient de ruissellement

I = intensité de la pluie de durée égale au temps de concentration, pour la période de retour T, selon la formule de Montana :  $I = a(T) \times t c^{-b(T)}$  (a et b sont les coefficients de Montana)

#### 3.3.2. Résultat du calcul des débits de pointe

Les débits de pointe des bassins versants interceptés par le projet sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Débits (m <sup>3</sup> /s)	BV1
Débit décennal	0.53
Débit vicennal	0.75
Débit cinquantennal	1.04
Débit centennal	1.27

**TABLEAU 3 : DEBITS DE POINTE DU BASSIN VERSANT INTERCEPTE**



## 4. ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

Sur la zone étudiée, le projet intercepte un bassin versant. Un ouvrage hydraulique permet le rétablissement de l'écoulement naturel de ce bassin versant (tracé bleu pointillé sur la figure 3).

Dans le cadre du projet d'aménagement du giratoire entre la RD14 et la RD559, un diagnostic de cet ouvrage a été réalisé de façon à évaluer sa capacité et à identifier d'éventuels désordres. Une enquête de terrain a permis d'effectuer une reconnaissance de l'ouvrage, de définir ses caractéristiques géométriques et d'évaluer leur état.

### 4.1. DESCRIPTION DES OUVRAGES ROUTIERS


La localisation de l'ouvrage est indiquée sur la figure 3.

L'ouvrage **OH1** est un ouvrage situé au nord du projet et qui permet le franchissement de la zone d'intersection entre la RD14 et la RD559. C'est une buse  $\varnothing 600$  dont le cheminement n'a pas été facile à trouver. Le tracé indiqué sur la figure 3 est une hypothèse. L'aval de cette buse serait un fossé situé dans la courbe intérieure du virage de la RD559, qui s'évacuerait plus loin dans le ruisseau de St-Pons.

Le tableau suivant récapitule les caractéristiques géométriques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses retenues pour le calcul de la capacité des ouvrages, à savoir :

- K : le coefficient de rugosité (de Strickler),
- Le coefficient de perte de charge à l'entonnement,
- Fe,am : le fil d'eau à l'amont de l'ouvrage,
- Fe, av : le fil d'eau à l'aval de l'ouvrage,
- Zdébordement : la côte maximale avant débordement sur la voie.

**TABLEAU 4 : RECAPITULATIF DES OUVRAGES EXISTANTS**

Ouvrage	Type	Dimensions (m)	Photographie	K	Coeff. perte de charge	Fe,am Fe,av (mNGF)	Zdébordement (mNGF)
OH1	Buse béton	$\varnothing 600$		50	0.7	4.09 2.59	5.47

## 4.2. METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE DES OUVRAGES ROUTIERS

La méthode utilisée pour le calcul de la capacité des ouvrages est celle présentée dans le Guide Technique de l'Assainissement Routier (GTAR) du SETRA, version 2006.

Cette méthode utilise le théorème de Bernoulli simplifié. Il s'agit de déterminer le régime d'écoulement à l'aval de l'ouvrage (fluvial ou torrentiel) afin de calculer les hauteurs d'eau dans l'ouvrage de façon cohérente. On peut alors calculer la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage en utilisant la relation suivante :

$$H_{am} = y_e + (1 + K_e) V_e^2 / 2g$$

Où :

- $H_{am}$  = hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage
- $y_e$  = hauteur d'eau à l'entrée et à l'intérieur immédiat de l'ouvrage
- $K_e$  = coefficient d'entonnement ou coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage
- $V_e$  = vitesse d'écoulement à l'entrée de l'ouvrage

Les hypothèses nécessaires au calcul de la capacité d'un ouvrage sont les suivantes :

- Dimensions de l'ouvrage, en considérant une section soit circulaire soit rectangulaire ; pour des ouvrages de forme différente, le diamètre ou le couple hauteur/largeur utilisés sont tels que la section ainsi calculée soit équivalente à la section réelle de l'ouvrage.
- Longueur de l'ouvrage
- Coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage
- Coefficient de rugosité dans l'ouvrage
- Fil d'eau en amont de l'ouvrage
- Fil d'eau en aval de l'ouvrage
- Pente dans l'ouvrage
- Niveau d'eau imposé à l'aval le cas échéant

Le débit capable d'un ouvrage est défini dans cette étude comme le débit maximum admissible avant débordement sur la voie. Il s'agit donc de déterminer la cote maximale que peut atteindre la ligne d'eau en amont de l'ouvrage avant débordement. La capacité de l'ouvrage est alors égale au débit obtenu lorsque la cote en amont de l'ouvrage atteint la cote maximale avant débordement.

Dans le cas où la cote avant débordement correspond à plus de 120 % de charge au dessus de l'ouvrage en amont, la méthode du GTAR pour des écoulements à surface libre décrite ci-

dessus n'est plus pertinente. Une formule de canalisation en charge est alors utilisée pour calculer la capacité maximale de l'ouvrage. Elle caractérise les pertes de charges linéaires avec un coefficient de Strickler et intègre aussi les pertes de charges singulières (entonnement et sortie).

### 4.3. CAPACITE DE L'OUVRAGE ROUTIER OH1

La capacité de l'ouvrage a été calculée selon la méthode précédemment décrite.

Le tableau suivant fait état de la correspondance entre l'ouvrage de franchissement et son bassin versant drainé, et débits générés par ce bassin versant.

<b>Ouvrage</b>	<b>OH1</b>
<b>Bassin versant</b>	<b>BV1</b>
<b>Q10 (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.53</b>
<b>Q100 (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>1.27</b>

**TABLEAU 5 : OUVRAGE ET BASSIN VERSANT ASSOCIE**

Le tableau ci-après indique, pour chaque ouvrage :

- La capacité à surface libre (charge maximum correspondant à 120 % de la hauteur de l'OH) ;
- La période de retour maximale pour laquelle le débit généré par le bassin versant intercepté transite dans l'ouvrage avec un écoulement à surface libre ;
- La capacité en charge, à savoir le débit maximum admissible avant débordement ;
- La période de retour maximale pour laquelle le débit généré par le bassin versant intercepté transite dans l'ouvrage avec un écoulement en charge ;
- L'état de saturation de l'ouvrage pour le passage du débit centennal et du débit décennal intercepté.

Ouvrage	Ecoulement à surface libre		Ecoulement en charge		Etat de l'ouvrage pour une crue décennal	Etat de l'ouvrage pour une crue centennale
	Capacité de l'ouvrage	Période de retour de mise en charge	Capacité de l'ouvrage	Période de retour de surverse		
<b>OH1</b>	0.39 m <sup>3</sup> /s	< 10 ans	0.73 m <sup>3</sup> /s	20 ans	<b>Saturé</b>	<b>Saturé</b>

**TABLEAU 6 : CAPACITE DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT EXISTANT AU DROIT DU PROJET**

#### 4.4. CONCLUSION SUR LA CAPACITE DE L'OUVRAGE OH1

D'après les résultats de calcul de capacité présentés ci-dessus, il apparaît que l'ouvrage OH1 n'a pas une capacité suffisante pour faire transiter une crue centennale.

Pour un écoulement à surface libre, l'ouvrage OH1 présente une capacité inférieure à la capacité décennale, période de retour de défaillance minimale préconisée.

Pour les ouvrages dont l'écoulement à surface libre n'apporte pas une capacité satisfaisante, leur mise en charge permet généralement de faire transiter un débit supérieur au débit évacué en surface libre, ceci sans déversement par-dessus les voiries existantes.

Malgré cela, l'ouvrage OH1 n'a toujours pas une capacité satisfaisante. En charge, sa capacité permet d'évacuer un épisode pluvieux de période de retour de 20 ans, ce qui est déjà supérieur à sa capacité à surface libre. Mais cela n'est pas suffisant car l'ouvrage doit pouvoir permettre le transit d'une crue centennale.

L'ouvrage OH1 sera donc à redimensionner pour un épisode pluvieux de période de retour 100 ans.

#### 5. PROPOSITION DE REDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE OH1

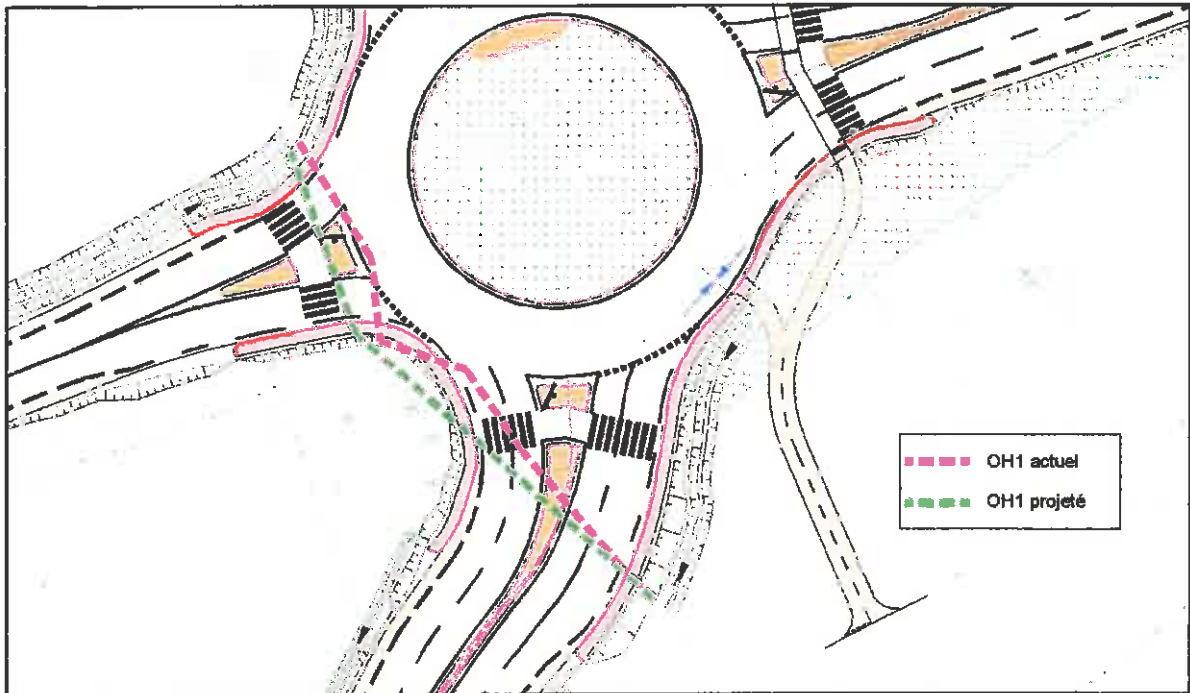
L'ouvrage OH1 est à redimensionner pour que, en écoulement à surface libre, sa capacité permette le transit d'une crue centennale. Son exutoire ne sera pas modifié lors de la création du giratoire. L'entrée sera en revanche légèrement décalée pour une bonne intégration de l'ouvrage dans le projet. Cette modification entraînera un léger rallongement de l'ouvrage. La figure 4 ci-dessous indique le cheminement projeté de l'ouvrage OH1.

Le tableau ci-dessous indique les dimensions préconisées pour l'ouvrage OH1 à redimensionner :

Ouvrage	Préconisations ou redimensionnement	Capacité de l'ouvrage	
		Débit (m <sup>3</sup> /s)	Période de retour
OH1	A redimensionner Dalot béton Largeur = 1 m Hauteur = 1 m Longueur = 68.5 m Pente = 3.4%	1.6 m <sup>3</sup> /s	> 100 ans

**TABLEAU 7 : REDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT**

La figure ci-dessous indique le cheminement hydraulique de l'ouvrage OH1 après avoir été redimensionné. Il sera légèrement décalé vers la gauche pour laisser de la place au futur réseau d'assainissement du giratoire.



**FIGURE 4 : REDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT OH1**

## 6. ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE LA PLATE-FORME

### 6.1. DESCRIPTION DU PROJET

Le projet prévoit l'aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559, sur la commune de Grimaud. Cet aménagement implique :

- Un reprofilage de la RD14 et de la RD559 au niveau du giratoire
- L'aménagement d'accotements multifonctionnels.
- La création d'une quatrième branche au Nord du giratoire se raccordant plus en amont à la RD244.

Le profil en travers type du giratoire est donné ci-dessous. Les voies présentent un profil en travers type avec une structure en toit.

Les profils en long des voiries seront globalement calés sur l'altimétrie actuelle du site, si ce n'est au niveau du giratoire où le profil en long de chaque voie présente un exhaussement.

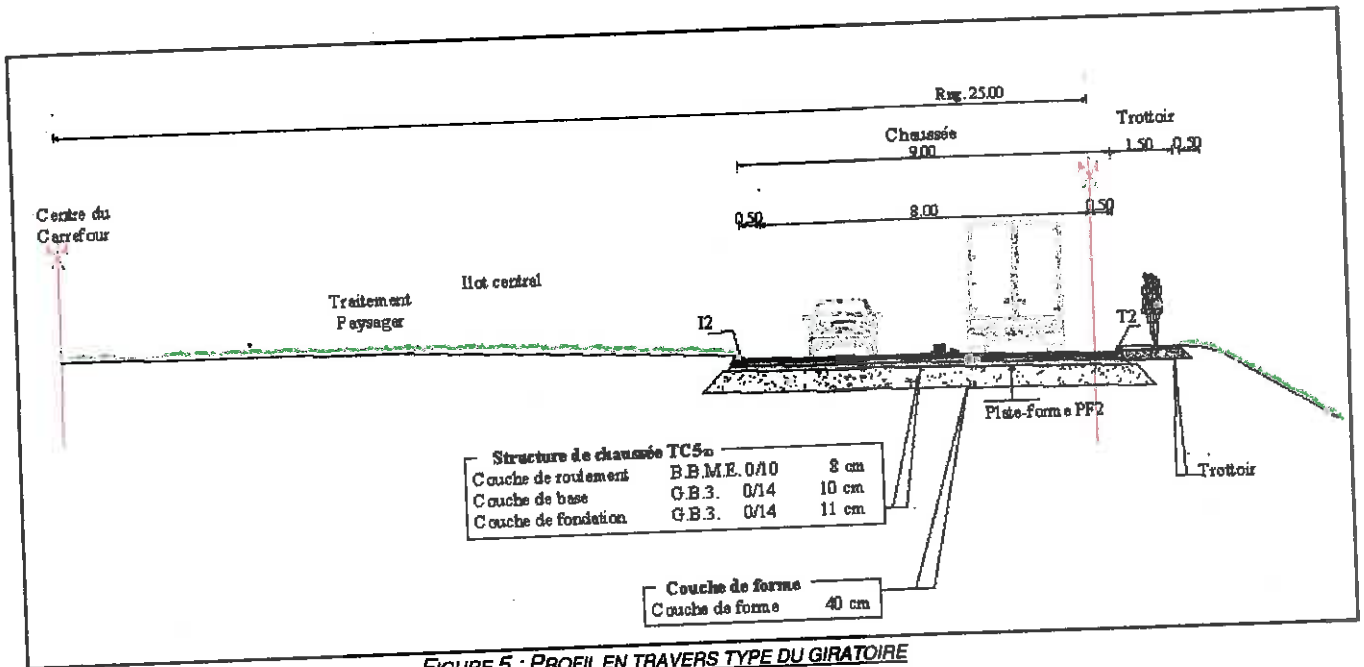


FIGURE 5 : PROFIL EN TRAVERS TYPE DU GIRATOIRE

## 6.2. RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ACTUEL

Cf. figure 6 : Réseau d'assainissement pluvial actuel

Actuellement, il existe un réseau d'assainissement pluvial composé de fossés de part et d'autre de l'intersection entre la RD14 et la RD559. Sur la zone du futur giratoire, un réseau souterrain évacue les eaux pluviales. Deux exutoires ont été distingués lors de l'investigation de terrain.

Un premier exutoire à l'ouest, situé à l'aval de l'ouvrage OH1, qui évacue principalement les eaux ruisselant sur le bassin versant BV1. Le fossé aval semble se jeter plus loin dans le ruisseau de St-Pons.

Un deuxième exutoire, situé au Sud-Ouest du futur giratoire, à l'amont du fossé qui longe le bord droit de la RD559 en direction du port de Grimaud. Cet exutoire semble collecter les provenant du fossé longeant le bord gauche de la RD14 en allant vers l'intersection.

Le réseau d'assainissement pluvial actuel est une hypothèse. En effet, l'analyse de terrain n'a pas permis de comprendre avec exactitude le fonctionnement du réseau souterrain.

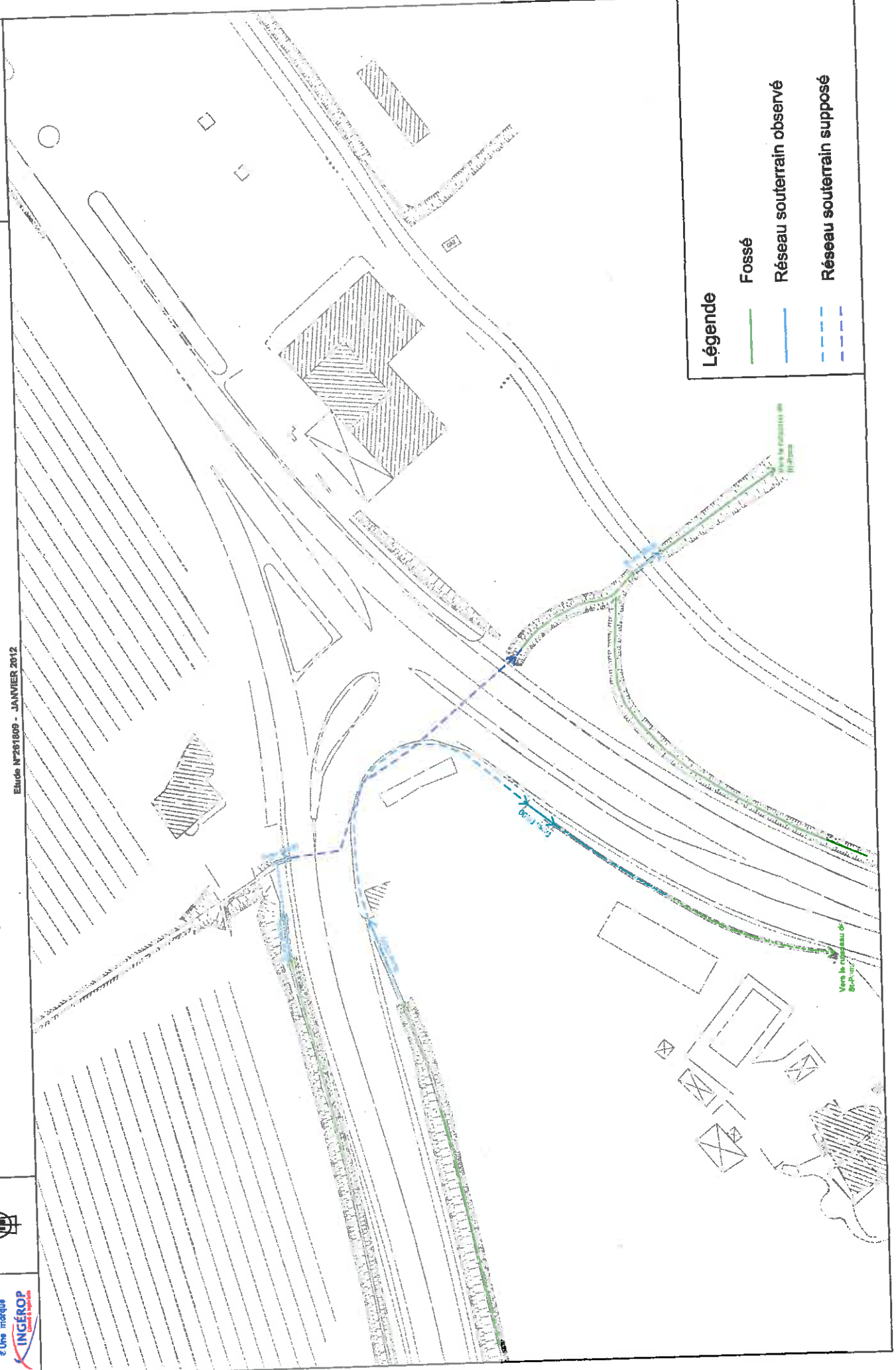
La figure 6 ci-dessous permet de mieux comprendre le fonctionnement supposé et de bien localiser les différents ouvrages relevés ainsi que les deux exutoires existants.

# Aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud

## Réseau d'assainissement pluvial actuel

Etude N°291809 - JANVIER 2012

Echelle : 1/500



### Légende

- Fossé
- Réseau souterrrain observé
- Réseau souterrrain supposé

### 6.3. PRINCIPE D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL PROPOSE : MISE EN PLACE D'UN BASSIN DE RETENTION

Le principe d'assainissement pluvial proposé consiste à :

- Conserver au maximum la répartition actuelle des écoulements vers les exutoires existants afin de ne pas impacter les écoulements à l'aval
- Mettre en place ou rétablir des fossés de capacité décennale de part et d'autre des voies concernées par le projet
- Assurer l'assainissement du giratoire via un réseau souterrain, de capacité décennale

La création de la quatrième branche entraîne une augmentation significative de la surface imperméabilisée, ce qui pourrait avoir comme conséquence une augmentation des débits ruisselés.

A l'aval du premier exutoire, le fossé traverse un camping avant de rejoindre le ruisseau de St-Pons. La zone aval du projet présente donc des enjeux importants. **L'augmentation du débit ruisselé doit donc être compensée de manière à ne pas modifier l'état actuel.**

Pour cela, un bassin de rétention sera aménagé à l'aval du giratoire. Il permettra d'écrêter les débits et de compenser ainsi l'imperméabilisation supplémentaire créée par la quatrième branche.

Le bassin de rétention se situera à l'est de l'exutoire à l'aval de l'OH1, au niveau du point bas du giratoire, et collectera les eaux provenant du giratoire et de la quatrième branche. Le bassin sera enterré afin d'éviter la venue de moustiques, déjà bien implantés dans la région du Var.

Pour compenser l'apport de débit supplémentaire dû à la création de surface imperméabilisée de la quatrième branche, les eaux ruisselant sur les surfaces imperméabilisées supplémentaires seront évacuées directement vers le bassin de rétention via des caniveaux en bord de route pour la RD244 et via des buses souterraines pour le giratoire.

Deux réseaux d'assainissement des eaux pluviales seront donc à distinguer :

- Un premier réseau évacuera les eaux de pluie de la route RD244 et du giratoire vers le bassin de rétention
- Un deuxième réseau évacuera les eaux de pluie provenant des bassins versants amont via des fossés, via l'unique ouvrage de franchissement et via un réseau souterrain au niveau du giratoire



## 6.4. DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET CALCUL DES DEBITS DE POINTE

Afin de dimensionner les deux réseaux d'assainissement pluvial du projet, plusieurs points de calculs ont été considérés au droit du projet, différents pour chaque réseau.

Pour le premier réseau vers le bassin de rétention, le dimensionnement tient compte uniquement du ruissellement sur la route entre deux nœuds de calcul.

Pour le deuxième réseau directement à l'aval du bassin de rétention, lorsque les deux réseaux sont distingués, le dimensionnement tient compte des ruissellements issus des bassins versants amont interceptés.

Lorsque les deux réseaux ne sont pas différenciés, le dimensionnement tient compte des ruissellements issus des bassins versants amont interceptés ainsi que des ruissellements sur la route entre deux nœuds de calcul.

Dans les deux derniers cas, un bassin versant intercepté a été délimité en chacun des nœuds de calcul de façon à estimer le débit décennal drainé et déduire ainsi les dimensions du réseau pluvial.

La figure 7 ci-après indique les différents nœuds de calcul choisis ainsi que leur(s) bassin(s) versant(s) amont intercepté(s).

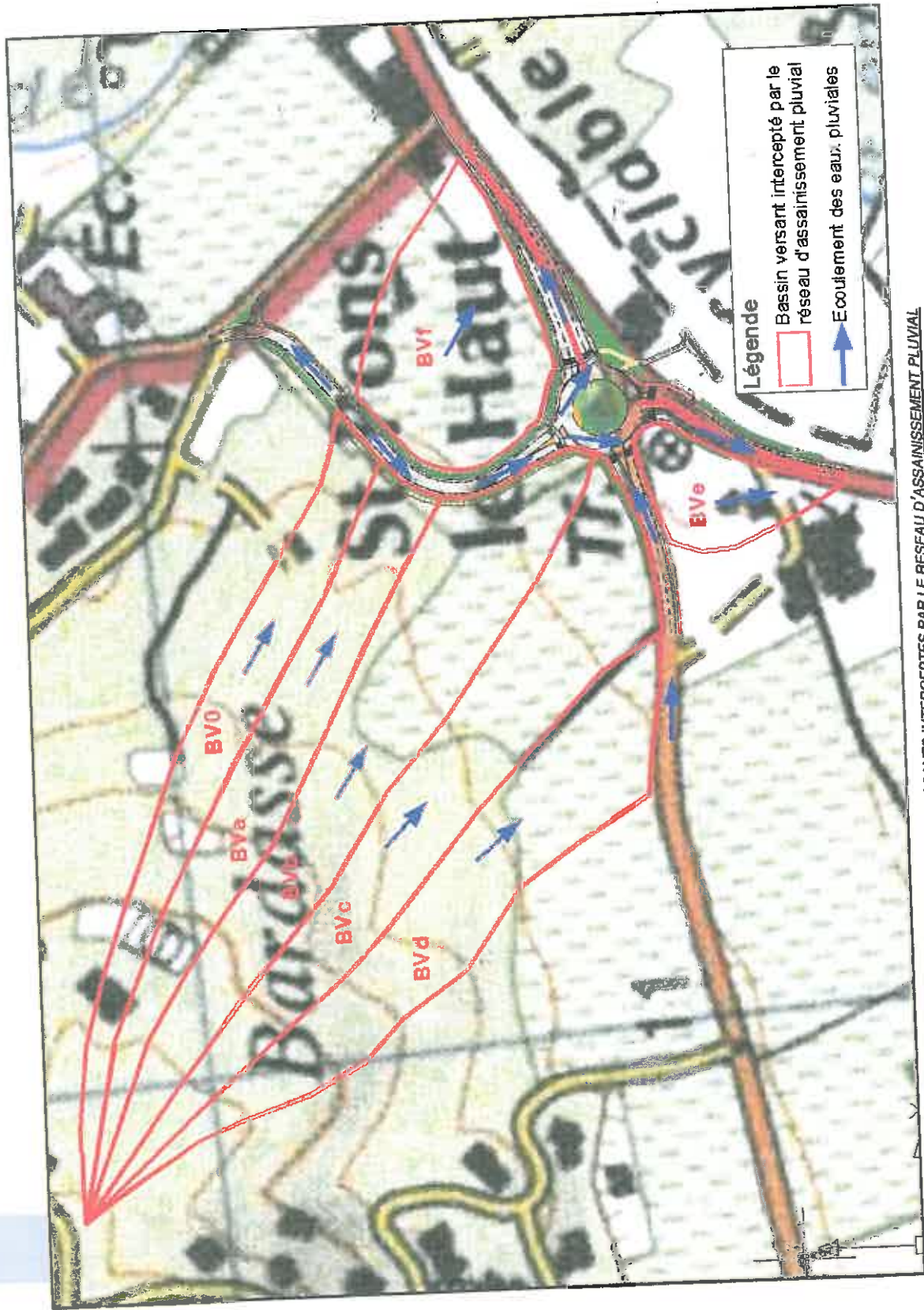


FIGURE 7 : BASSINS VERSANTS INTERCEPTÉS PAR LE RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### 6.4.1. Réseau d'assainissement pluvial géré par le bassin de rétention

Le tableau suivant indique, pour chaque nœud de calcul, de l'amont vers l'aval :

- La surface active\* totale drainée par la route au point de calcul
- Le débit décennal total généré en chaque nœud de calcul, estimé par application de la formule rationnelle.

\* La surface active est le produit de la surface du bassin versant par son coefficient de ruissellement.

Tronçon Pam-Pav	Nœud amont – Nœud aval	Apport plate- forme	Débit total (m <sup>3</sup> /s) T = 10 ans
		Surface active (m <sup>2</sup> )	
Pa-Pi	Am*-Pa	201	0.008
	Pa-Pb	**	0.008
	Pb-Pc	**	0.008
	Pc-Pd	139	0.013
	Pd-Pe	276	0.023
	Pe-Pf	342	0.036
	Pf-Pg	396	0.051
	Pg-Ph	252	0.060
	Ph-Pi	273	0.069
Pj-Pi	Am*-Pj	192	0.007
	Pj-Pk	199	0.013
	Pk-Pl	190	0.019
	Pl-Pm	149	0.023
	Pm-Pn	321	0.033
	Pn-Po	392	0.045
	Po-Pi	314	0.054

TABLEAU 8 : CARACTERISTIQUES DES NŒUDS DE CALCUL DU RESEAU GERE PAR LE BASSIN DE RETENTION

\* Am = Amont du tronçon Pam-Pav

\*\* Sur les tronçons Pa-Pb et Pb-Pc, il n'y a pas d'apport de plate-forme car sur ces deux tronçons, la route fait un virage et présente un profil en travers avec un seul dévers orienté vers le réseau en bord gauche de la route. Les eaux de la route sont collectées par les tronçons Pj-Pk et Pk-Pl.

### 6.4.2. Réseau d'assainissement pluvial non géré par le bassin de rétention

Les eaux collectées par ce réseau sont issues des bassins versants extérieurs et des eaux des routes non gérées par le bassin de rétention. Ce réseau débouche directement à l'aval du bassin de rétention.

Le tableau suivant indique, pour chaque nœud de calcul, **de l'amont vers l'aval** :

- La surface active totale drainée par la route au point de calcul
- La surface active totale drainée par le(s) bassin(s) versant(s) extérieur(s) et arrivant au nœud de calcul et le temps de concentration  $t_c$  correspondant
- Le débit décennal total généré en chaque nœud de calcul, estimé par application de la formule rationnelle.

Tronçon Pam-Pav	Nœud amont – Nœud aval	Apport plate- forme	Apport BV extérieur			Débit total (m <sup>3</sup> /s) T = 10 ans
		Surface active (m <sup>2</sup> )	BV	Surface active (ha)	Tc (min)	
<b>P0-P2</b>	Am*-P0	-**	BV0	0.39	18	0.088
	P0-P1	-**	BVa	0.44	18	0.188
	P1-P2	-**	BVb	0.72	20	0.337
<b>P3-P2</b>	P3-P2	-**	BVc+BVd	0.83	19	0.184
<b>P4-P5</b>	Am*-P4	524	-	-	-	0.018
	P4-P5	-	-	-	-	0.018
<b>P6-P7</b>	P6-P7	700	BVe	0.16	10	0.066
<b>P8-P9</b>	P8-P9	656	-	-	-	0.020
<b>P10-P12</b>	P10-P11	572	-	-	-	0.022
	P11-P12	388	-	-	-	0.036
	P12-P14	284	-	-	-	0.047
<b>P13-P14</b>	P13-P14	2468	BVf	0.42	15	0.164

**TABLEAU 9 : CARACTERISTIQUES DES NŒUDS DE CALCUL ET DES SOUS BASSINS VERSANTS DRAINES PAR LE RESEAU NON GERE PAR LE BASSIN DE RETENTION**

\* Am = Amont du tronçon Pam-Pav

\*\* Sur les tronçons Am-P0, P0-P1 et P1-P2, il n'y a pas d'apport de la plate-forme car sur ces tronçons, les deux réseaux sont séparés. Le réseau géré par le bassin de rétention collecte les eaux de la route.

## 6.5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PLUVIAL DE LA PLATE-FORME

Le réseau pluvial de la plate-forme a été dimensionné par application de la formule de Manning-Strickler rappelée ci-dessous :

$$Q_c = K \cdot R^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2}$$

Avec :

$Q_c$ , le débit capable en m<sup>3</sup>/s

$K$ , le coefficient de rugosité

$R$ , le rayon hydraulique (m)

$S$ , la section mouillée (m<sup>2</sup>)

$p$ , la pente longitudinale en m/m

### 6.5.1. Réseau d'assainissement pluvial géré par le bassin de rétention

Le tableau suivant indique, pour chaque tronçon de réseau entre deux points de calcul, les caractéristiques du réseau et les dimensions préconisées.

Tronçon Pam-Pav	Nœud amont – Nœud aval	Type de section*	K	Diamètre (mm) ou largeur de fond (m)	Hauteur (m)	Fruit	Pente (%)	Buse si traversée souterraine nécessaire
Pa-Pi	Am*-Pa	Caniveau	70	212	-	-	0.9**	-
	Pa-Pb	Caniveau	70	212	-	-	2.9**	-
	Pb-Pc	Caniveau	70	212	-	-	4.4**	-
	Pc-Pd	Caniveau	70	212	-	-	3.6**	-
	Pd-Pe	CER	70	Ø400			2	Ø400
	Pe-Pf	CER	70	Ø400			2	Ø400
	Pf-Pg	CER	70	Ø400			2	Ø400
	Pg-Ph	CER	70	Ø400			2	Ø400
Ph-Pi	CER	70	Ø400			2	Ø400	
Pj-Pi	Am*-Pj	TRA	25	0.1	0.3	1/1	0.9**	Ø400
	Pj-Pk	TRA	25	0.1	0.3	1/1	2.9**	Ø400
	Pk-Pl	TRA	25	0.1	0.3	1/1	4.4**	Ø400
	Pl-Pm	TRA	25	0.1	0.3	1/1	3.6**	Ø400
	Pm-Pn	CER	70	Ø400	-	-	2.5	Ø400
	Pn-Po	CER	70	Ø400	-	-	2.5	Ø400
	Po-Pi	CER	70	Ø400	-	-	2.5	Ø400

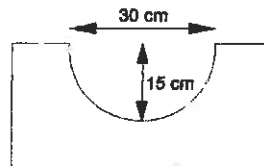
TABLEAU 10 : DIMENSIONS PRECONISEES POUR LE RESEAU GERE PAR LE BASSIN DE RETENTION

\* TRA = section trapézoïdale

CER = section circulaire

REC = section rectangulaire

Caniveau = le type de caniveau choisi pour les tronçons allant de Pa à Pd est un caniveau ouvert en forme de demi buse dont les dimensions sont indiquées dans la figure ci-dessous. Le diamètre indiqué correspond au diamètre équivalent à la section.



\*\* Les pentes indiquées sont les pentes de la voirie.

Les pentes qui ne sont pas suivies par \*\* sont les pentes minimum préconisées.

### 6.5.2. Réseau d'assainissement pluvial non géré par le bassin de rétention

Le tableau suivant indique, pour chaque tronçon de réseau entre deux points de calcul, les caractéristiques du réseau et les dimensions préconisées.

Tronçon Pam-Pav	Nœud amont – Nœud aval	Type de section*	K	Diamètre (mm) ou largeur de fond (m)	Hauteur (m)	Fruit	Pente (%)	Buse si traversée souterraine nécessaire
<b>P0-P2</b>	Am*-P0	TRA	25	0.2	0.6	1/1	0.3**	Ø400
	P0-P1	TRA	25	0.2	0.6	1/1	2.3**	Ø400
	P1-P2	TRA	25	0.2	0.6	1/1	3.8**	Ø400
<b>P3-P2</b>	P3-P2	TRA	25	0.2	0.6	1/1	2.2	Ø400
<b>P4-P5</b>	Am*-P4	TRA	25	0.1	0.4	1/1	2.2	Ø400
	P4-P5	CER	70	Ø400	-	-	1.5	Ø400
<b>P6-P7</b>	P6-P7	TRA	25	0.2	0.5	1/1	0.6	Ø400
<b>P8-P9</b>	P8-P9	TRA	25	0.1	0.4	1/1	0.4	Ø400
<b>P10-P12</b>	P10-P11	CER	70	Ø400	-	-	1.5	Ø400
	P11-P12	CER	70	Ø400	-	-	1.5	Ø400
	P12-P14	CER	70	Ø400	-	-	1.5	Ø400
<b>P13-P14</b>	P13-P14	TRA	25	0.3	0.6	1/1	0.2**	Ø600

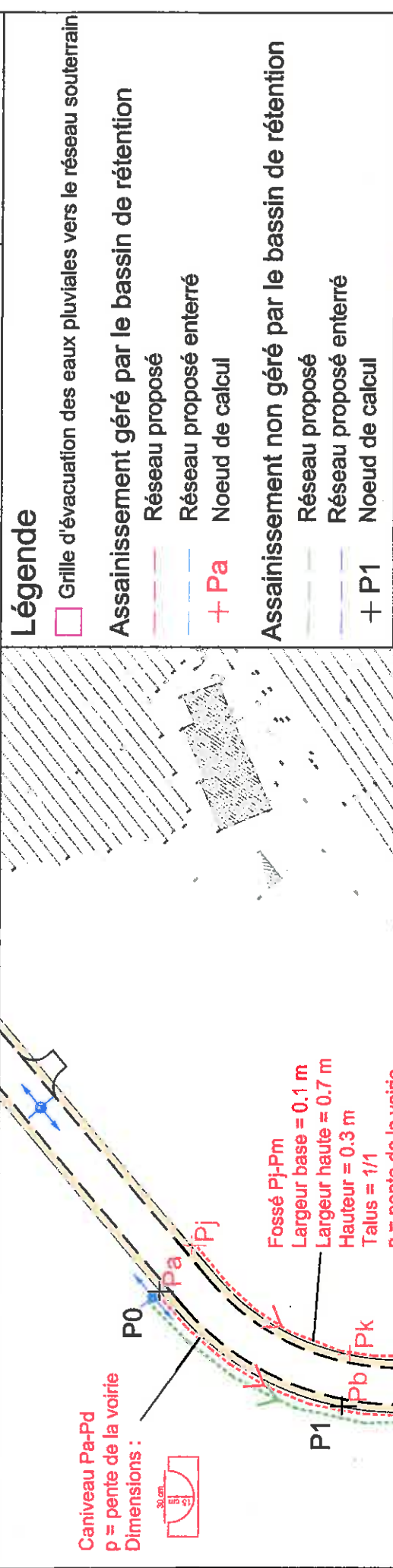
***TABLEAU 11 : DIMENSIONS PRECONISEES POUR LE RESEAU NON GERE PAR LE BASSIN DE RETENTION***

\* TRA = section trapézoïdale  
 CER = section circulaire  
 REC = section rectangulaire






\*\* Les pentes indiquées sont les pentes minimales de la voirie sur le tronçon.  
 Les pentes qui ne sont pas suivies par \*\* sont les pentes minimum préconisées.

Sur les figures 8a et 8b ci-dessous figurent le réseau d'assainissement pluvial proposé.

Etude N°261809 - JANVIER 2012



### Légende

-  Grille d'évacuation des eaux pluviales vers le réseau souterrain
- Assainissement géré par le bassin de rétention**
  -  Réseau proposé
  -  Réseau proposé enterré
  - + Pa** Nœud de calcul
- Assainissement non géré par le bassin de rétention**
  -  Réseau proposé
  -  Réseau proposé enterré
  - + P1** Nœud de calcul

**Caniveau Pa-Pd**  
 $p =$  pente de la voirie  
 Dimensions :



**Fossé Pj-Pm**  
 Largeur base = 0.1 m  
 Largeur haute = 0.7 m  
 Hauteur = 0.3 m  
 Talus = 1/1  
 $p =$  pente de la voirie  
 Si entrée : Ø400

**Fossé P13-P14**  
 Largeur base = 0.3 m  
 Largeur haute = 1.5 m  
 Hauteur = 0.6 m  
 Talus = 1/1  
 $p =$  pente de la voirie  
 Si entrée : Ø600

**Fossé P0-P2**  
 Largeur base = 0.2 m  
 Largeur haute = 1.4 m  
 Hauteur = 0.6 m  
 Talus = 1/1  
 $p =$  pente de la voirie  
 Si entrée : Ø400

Réseau giratoire Pm-Pi  
 Ø400  
 $p = 2.5\%$

Buses Ø400  
 $p = 1.5\%$

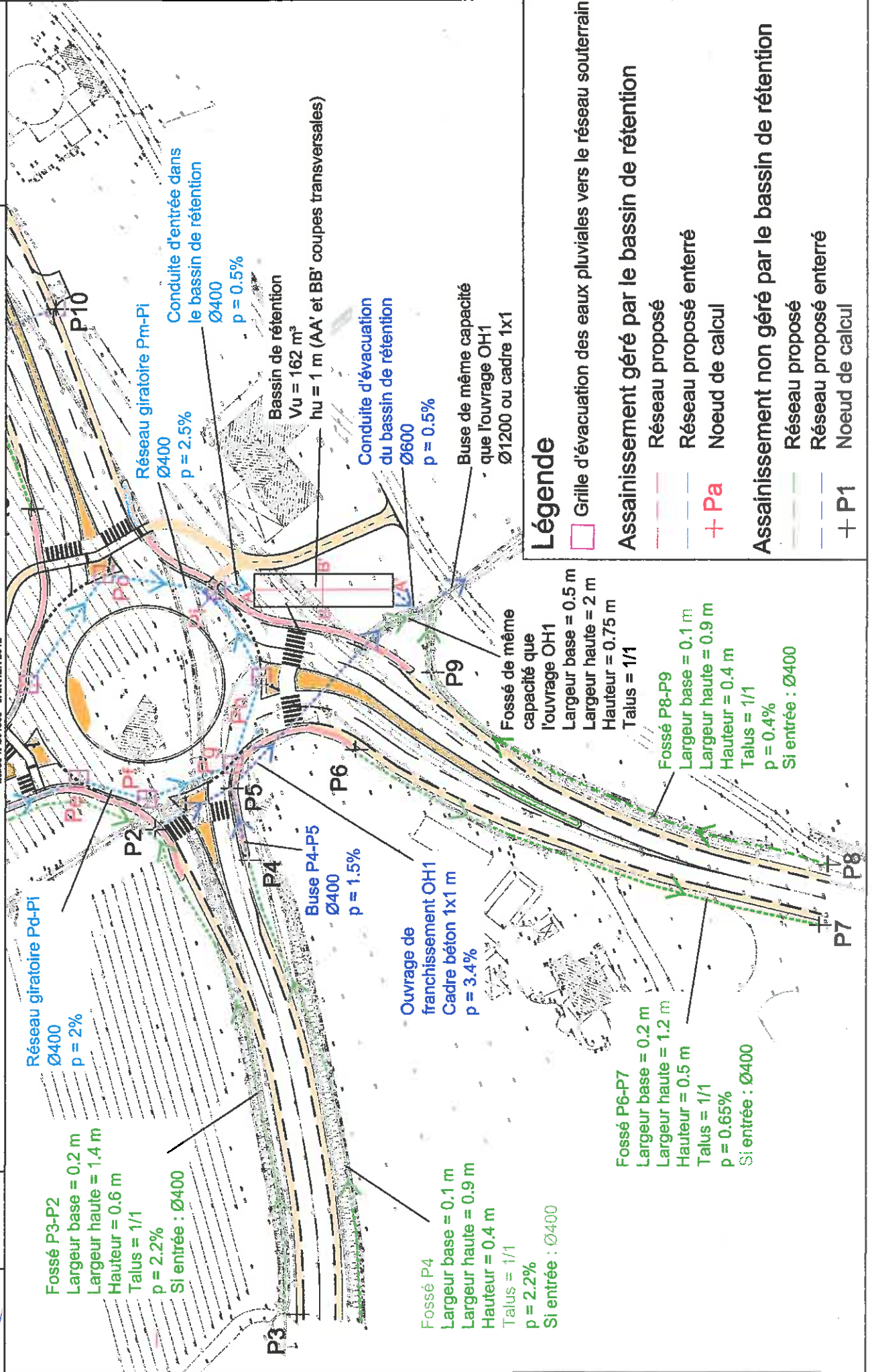


# Aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud

## Réseau d'assainissement pluvial proposé 2/2

Etude N°201809 - JANVIER 2012

Echelle : 1 / 750



### Légende

- Grille d'évacuation des eaux pluviales vers le réseau souterrain
- Réseau proposé
- Réseau proposé enterré
- + Pa Noeud de calcul
- Assainissement non géré par le bassin de rétention
- Réseau proposé
- Réseau proposé enterré
- + P1 Noeud de calcul



## 7. LE BASSIN DE RETENTION

### 7.1.1. Détermination du volume de rétention

Les eaux pluviales ruisselant sur la surface imperméabilisée supplémentaire, c'est-à-dire sur la RD244, quatrième branche du futur giratoire, ainsi que sur le giratoire seront évacuées vers le bassin de rétention. Le bassin de rétention sera dimensionné pour un épisode pluvieux de période de retour 10 ans.

Pour ne pas modifier la situation actuelle, le débit de fuite du bassin de rétention correspondra au débit généré par la surface gérée par le bassin **en l'état actuel**. La surface imperméabilisée supplémentaire de la quatrième branche est, en l'état actuel, à l'état naturel (champs, vignes). La surface du giratoire projeté est en partie en l'état naturel, en partie imperméabilisée.

Ainsi, le surplus de débit crée par l'augmentation de la surface imperméabilisée sera stocké dans le bassin. En aucun cas la situation actuelle ne sera aggravée ni même modifiée.

Les tableaux suivants indiquent les différentes données nécessaires au calcul du débit de fuite du bassin de rétention ainsi que les caractéristiques géométriques du bassin de rétention projeté.

Surface gérée par le bassin de rétention – Nature des terrains	Surface (m <sup>2</sup> )	Coefficient de ruissellement décennal (%)	Coefficient de ruissellement global (%)	Débit généré décennal = débit de fuite du bassin de rétention
Surface actuellement à l'état naturel (4 <sup>ème</sup> branche RD244 projetée + une partie du giratoire projeté)	3911	10	25.4	0.03 m <sup>3</sup> /s
Surface déjà imperméabilisée (une partie du futur giratoire)	808	100		

**TABLEAU 12 : CALCUL DU DEBIT DE FUITE DU BASSIN DE RETENTION**

	Bassin de rétention projeté
Surface d'apport	4719 m <sup>2</sup>
Coefficient de ruissellement (apport projeté)	100 % *
Débit de fuite max	0.03 m <sup>3</sup> /s
Degré de protection	Décennal
Volume utile de rétention	164 m <sup>3</sup>
Volume par ha imperméabilisé créé	419 m <sup>3</sup> par ha imperméabilisé créé

TABLEAU 13 : CALCUL DU VOLUME DE RETENTION DU BASSIN

\* L'eau de pluie qui entrera dans le bassin de rétention proviendra de ruissellement sur des surfaces entièrement imperméabilisées.

**Le volume de rétention à prévoir est de 164 m<sup>3</sup>.**

### 7.1.2. Dimensionnement du bassin

Le bassin de rétention sera enterré et l'entrée située au niveau du point bas du giratoire. Un bassin à ciel ouvert est source de prolifération de moustiques, c'est pourquoi la solution de l'enterré à été retenue.

Pour éviter l'entrée de moustiques dans le bassin enterré, des cloisons siphoides seront installées à l'entrée et à la sortie du bassin.

Un orifice de fuite permettra l'évacuation du débit de fuite du bassin. Un déversoir assurera le déversement du débit maximal pouvant transiter dans le réseau. Il correspond au débit atteint lorsque le réseau est saturé. Enfin, une conduite d'évacuation, dimensionnée pour le débit maximal déversé, évacuera les eaux du bassin vers l'exutoire du réseau, correspondant à l'aval de l'ouvrage de franchissement OH1.

Un vanne sera mise en place à l'amont de la conduite d'évacuation pour gérer la pollution accidentelle. Un clapet anti-retour situé à l'aval de la conduite d'évacuation permettra d'éviter la mise en charge de la conduite par l'aval.

Le bassin de rétention, avec un volume mort de 50 cm de hauteur, assurera simultanément les deux fonctions suivantes :

- Ecrêtements des débits de point vers le milieu naturel
- Lutte contre la pollution accidentelle

#### 7.1.2.1. Caractéristiques géométriques

Le volume de rétention du bassin est de 164 m<sup>3</sup>, à stocker en enterré.

L'entrée du bassin est à la cote 3.24 mNGF. La sortie est à la cote 2.24 mNGF. Pour pouvoir assurer un écoulement gravitaire dans le bassin, la hauteur utile du bassin ne doit donc pas excéder 1 m. Un volume mort de 50 cm est à prévoir.

Le bassin enterré aura donc une hauteur de 1.5 m.

Le bassin de rétention proposé, d'un volume utile de  $164 \text{ m}^3$ , une hauteur utile de 1 m et un volume mort de 50 cm, mesure 30 m de long et environ 7 m de largeur. Pour sa conception, nous avons imaginé l'assemblage de cadres de section  $3 \times 1.5 \text{ m}$ , sur deux rangées côtes à côtes espacées de 50 cm.

Les figures 9 et 10 ci-après présentent sur un plan plus détaillé, une vue en plan et deux vues en coupe du bassin proposé.

#### 7.1.2.2. L'orifice de fuite

Pour permettre l'évacuation des eaux du bassin vers l'exutoire, un orifice de fuite permettra le transit du débit de fuite, tant que le réseau n'est pas saturé.

Si le réseau sature, un déversoir permettra l'évacuation du débit excédentaire. (cf. partie 7.1.2.3)

Rappelons le débit de fuite du bassin de rétention :  $Q_f = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pour faire transiter un tel débit, l'orifice de fuite aura pour dimensions :

$$\varnothing_{\text{orifice de fuite}} = 122 \text{ mm}$$

#### 7.1.2.3. Le déversoir

Dans le cas d'une saturation du réseau en amont du bassin de rétention, un déversoir permettra d'évacuer le débit maximal, supérieur au débit décennal.

Le débit maximal déversé a été calculé en considérant le réseau saturé, c'est-à-dire que l'eau dans les conduites est au niveau de la route.

Le tableau suivant indique les différentes données pour le dimensionnement du déversoir.

	Déversoir du bassin de rétention
Hauteur de la lame déversante	25 cm
Largeur du déversoir	3 m
$Q_{\text{max}}$ (réseau saturé)	$0.38 \text{ m}^3/\text{s}$

**TABLEAU 14 : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR**

#### 7.1.2.4. Conduite d'entrée et conduite d'évacuation

A l'amont du bassin de rétention, la conduite d'entrée collecte la totalité du réseau pluvial géré par le bassin de rétention, ce qui correspond à un débit de l'ordre de  $0.12 \text{ m}^3/\text{s}$ . Les dimensions préconisées pour cette conduite sont du  $\varnothing 400$  avec une pente 0.5%.

A l'aval du bassin de rétention, une conduite d'évacuation des eaux pluviales acheminera l'eau vers l'exutoire, le fossé qui se jette plus loin dans le ruisseau de St-Pons.

Cette conduite sera dimensionnée pour le débit maximal atteint lorsque le réseau est saturé ( $Q_{\text{max}} = 0.38 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Le tableau ci-dessous présente les différentes caractéristiques de la conduite d'entrée et de la conduite d'évacuation du bassin.

	Conduite d'entrée du bassin de rétention	Conduite d'évacuation du bassin de rétention
Capacité de transit	0.13 m <sup>3</sup> /s	0.38 m <sup>3</sup> /s**
Diamètre	Ø400	Ø600
Longueur	8.6 m	7.4 m
Pente	0.5 %	0.5 %
Fil d'eau amont	3.28 mNGF*	2.24 mNGF
Fil d'eau aval	3.24 mNGF	2.2 mNGF

**TABLEAU 15 : CONDUITE D'ÉVACUATION DU BASSIN DE RÉTENTION**

\* le fil d'eau amont de la conduite d'entrée dans le bassin correspond au fil d'eau au niveau du nœud de calcul Pi.

\*\* Ce débit correspond au débit maximal atteint à l'amont du bassin de rétention quand le réseau d'assainissement pluvial est saturé. C'est alors un écoulement en charge qui transite dans les conduites.

### 7.1.3. Intégration du bassin dans le projet

Les figures ci-dessous présentent une vue en plan du bassin de rétention ainsi qu'une coupe transversale.

Sur la vie en coupe figure la limite du terrain naturel actuel. Pour une bonne intégration du bassin, il conviendra de remblayer une partie du terrain, créant ainsi une plate-forme sur le bassin de rétention.

Une vanne sera installée en sortie du bassin de rétention, à l'amont de la conduite d'évacuation. Elle permettra de gérer la pollution accidentelle.

Enfin, un clapet anti-retour situé à l'aval de la conduite d'évacuation du bassin. Il permettra d'éviter une mise en charge de la conduite par l'aval.

Il est conseillé de mettre en place une tête de buse à l'aval de la conduite d'évacuation d'un bassin pour éviter l'érosion du fossé aval. Notons d'ailleurs que le fossé aval doit être repris afin de lui conférer une capacité suffisante (cf. figure 8b).

Le bassin de rétention devra être entretenu régulièrement. L'objectif est d'assurer en permanence le fonctionnement nominal des ouvrages de collecte et d'évacuation. Il s'agira de procéder régulièrement et chaque fois que nécessaire au nettoyage et à l'entretien du bassin de rétention et d'enlever tout déchet ou dépôt risquant d'obstruer l'orifice de fuite ou le déversoir. Des visites régulières, notamment après une forte pluie, permettront de vérifier le bon état et le bon fonctionnement des ouvrages et du bassin. Procéder tous les 5 ans à un curage du bassin et des fossés est conseillé.



# Aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud

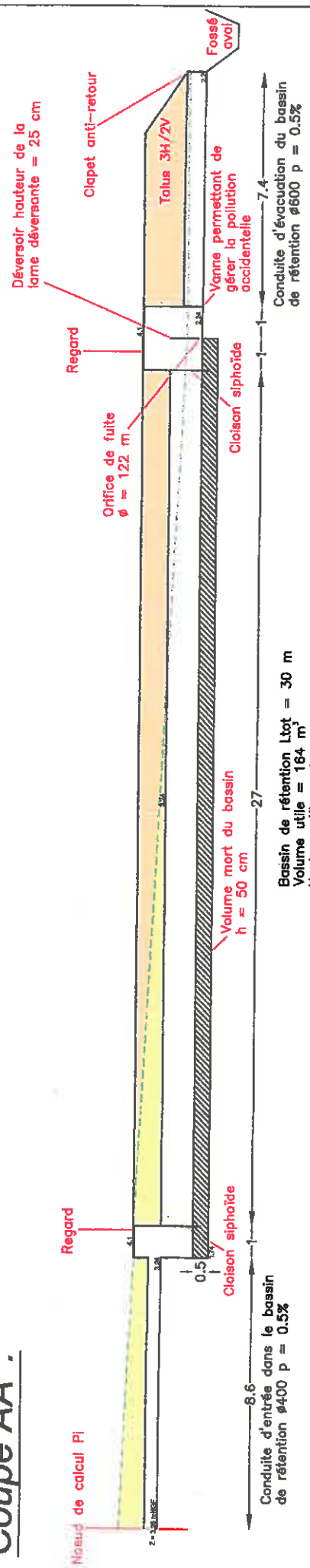
## Coupes transversales du bassin de rétention

Coupe AA': Echelle : 1/125  
 0 2.5 5 m

Coupe BB': Echelle : 1/33  
 0 1 2 m

Etude N°201809 - JANVIER 2012

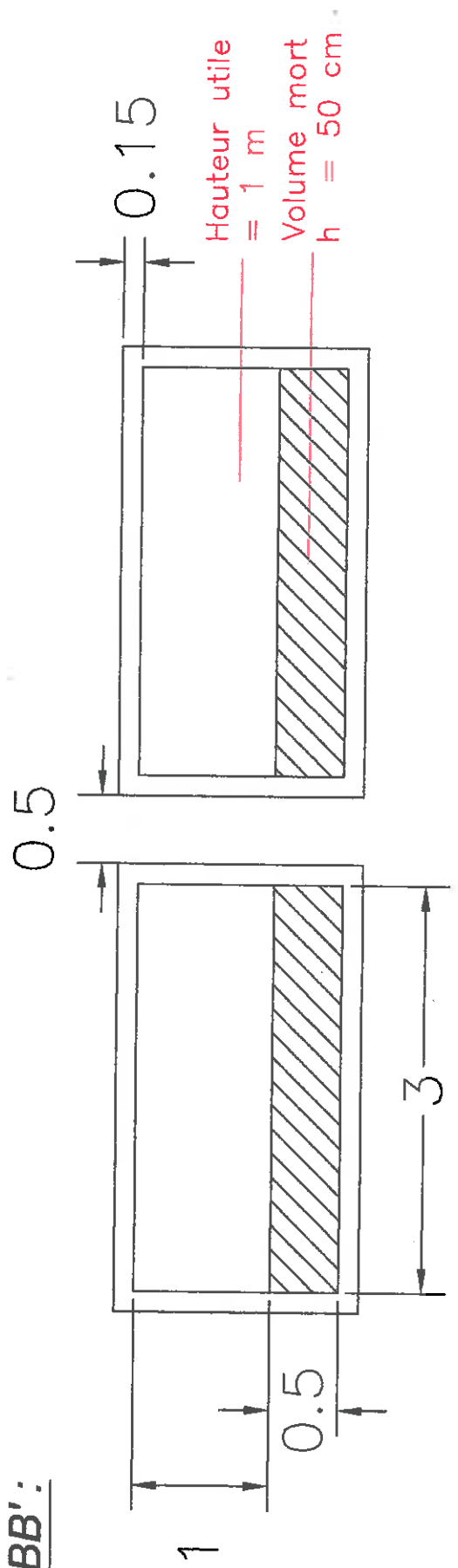
**Coupe AA' :**



Bassin de rétention Litot = 30 m  
 Volume utile = 164 m<sup>3</sup>  
 Hauteur utile = 1 m

- Limite du terrain naturel actuel
- Terrain naturel actuel au dessus du bassin de rétention
- Plate-forme à aménager au dessus du terrain naturel

**Coupe BB' :**





# Aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud

## Vue en plan du bassin de rétention

Etude N°261806 - JANVIER 2012

Echelle : 1 / 150



Conduite d'entrée dans le bassin de rétention  
 ø400  
 p = 0.5%

Cloison siphonide

Assemblage de deux rangées de cadres (de dimensions 3x1.5 m) espacées de 50 cm

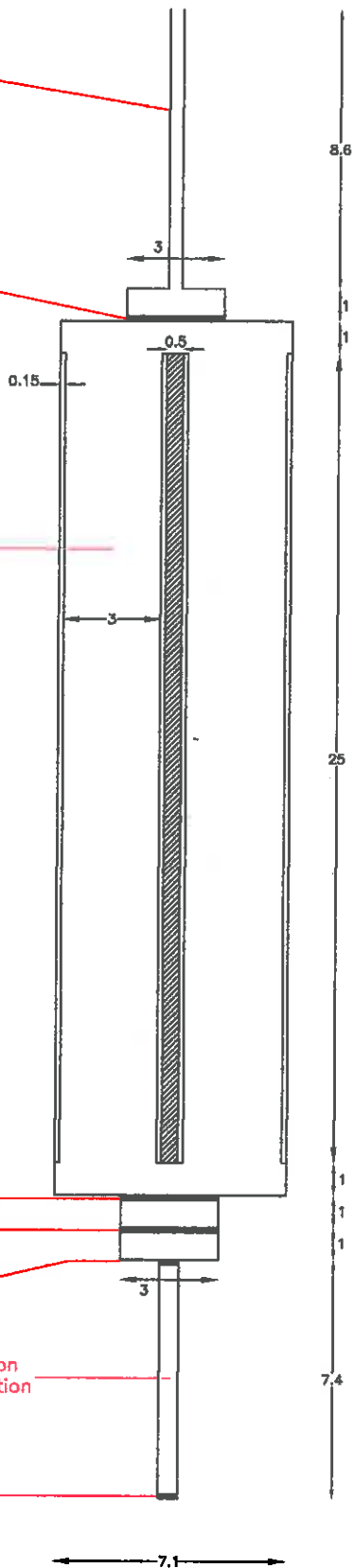
Cloison siphonide

Déversoir

Vanne permettant de gérer la pollution accidentelle

Conduite d'évacuation du bassin de rétention  
 ø600  
 p = 0.5%

Clapet anti-retour



## 8. CONCLUSION

En vue de l'aménagement d'un giratoire entre la RD14 et la RD559 sur la commune de Grimaud dans le Var, la zone du projet a fait l'objet d'une analyse hydrologique et hydraulique permettant de mieux comprendre les écoulements au droit du projet étudié et de dimensionner le réseau d'assainissement pluvial du projet.

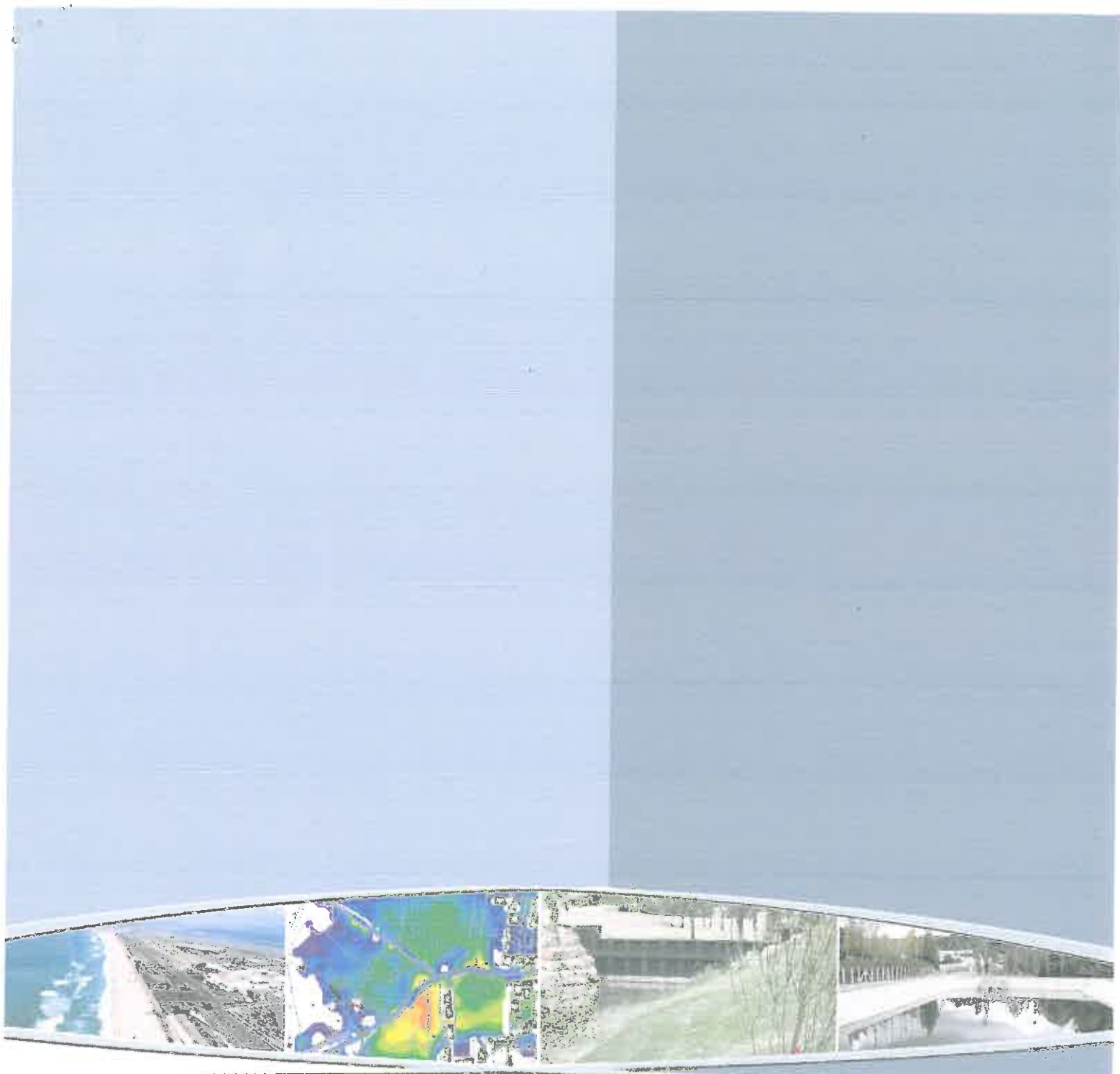
Concernant les ouvrages de franchissement permettant le rétablissement des écoulements naturels, il existe un ouvrage collectant les eaux pluviales du bassin versant amont. Cet ouvrage traverse l'intersection entre les deux routes et amène les eaux vers un fossé situé dans le virage intérieur de la RD559, en direction du ruisseau de St-Pons.

Cet ouvrage a été identifié grâce à une investigation de terrain. Le diagnostic montre qu'il n'a pas une capacité suffisante. Il a donc été redimensionné pour lui conférer une capacité centennale.

Le projet prévoit la création d'une quatrième branche du giratoire, se raccordant plus en amont à la RD244. Il en résulte une création significative de surface imperméabilisée ce qui pourrait avoir comme conséquence, une augmentation des débits ruisselés et donc une augmentation du risque inondation à l'aval du giratoire. Pour éviter cela, la mise en place d'un bassin de rétention d'un volume utile de 162 m<sup>3</sup> est préconisée. Ce bassin permettrait d'écarter les débits et de ne pas modifier la situation actuelle.

Concernant l'assainissement pluvial, les eaux ruisselant sur le giratoire et sur la quatrième branche seront directement acheminées vers le bassin de rétention via des conduites souterraines. Les eaux provenant des ruissellements sur les bassins versants extérieurs seront évacuées via des fossés enherbés et via l'unique ouvrage de franchissement.

Le projet intercepte une superficie de bassin versant supérieure à 1ha. D'après la rubrique 2.1.5.0 de la loi sur l'eau, l'opération sera donc sûrement soumise à déclaration. Pour s'en assurer, il est conseillé de s'adresser à la police de l'eau.



**Région Méditerranée**  
**Agence d'Aix en Provence**  
Domaine du Petit Arbois  
Pavillon Laennec - BP 20056  
13 545 AIX EN PROVENCE Cedex 04  
Téléphone : +33 4 42 50 83 00  
Télécopie : +33 4 42 50 83 01



Ingérop Conseil & Ingénierie