



**CONSEIL GENERAL DES BOUCHES-DU-RHONE –  
DIRECTION DES ROUTES - ARRONDISSEMENT DE  
L'ETANG DE BERRE**

---

**RD561 A MALLEMORT (13) – AMENAGEMENT ENTRE  
RD7n ET DEVIATION DE CHARLEVAL A MALLEMORT**

**DOSSIER DE DECLARATION AU TITRE DE LA LOI SUR  
L'EAU (CODE DE L'ENVIRONNEMENT)**

**- Rapport final -**

**Décembre 2012**

Rapport R -1214



BETEM PACA– Parc du Golf - Bat 5 – 350 avenue de la Lauzière  
13856 AIX-EN-PROVENCE Cedex 03

Tel : 04.42.26.06.97 - Fax: 04.42.38.35.31

Email : [paca@betem.fr](mailto:paca@betem.fr) – SAS au capital de 200 000 €

SIREN : 524 516 481 – RCS Aix-en-Provence - n°TVA FR32 524 516 481

---



ARTÉSIE - 4, Rue des Gardians- 13310 Saint-Martin-de-Crau  
Tel : 09.67.14.42.64 / 06.67.89.44.52

Email : [contact@artésie.com](mailto:contact@artésie.com) - Société à responsabilité limitée au capital de 2 000 €

SIREN : 501 233 308 - RCS ARLES - n°TVA FR19501233308

---

---

# SOMMAIRE

---

PIÈCE I : IDENTIFICATION DU DEMANDEUR .....	5
PIÈCE II : EMLACEMENT DU PROJET .....	7
PIÈCE III : CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET .....	9
I. Caractéristiques principales du projet.....	10
II. Principe d'assainissement pluvial.....	11
II.1. Principes généraux .....	11
II.2. Dispositif de séparation des bassins versants amont.....	12
II.3. Description de l'assainissement pluvial.....	13
II.4. Maîtrise des débordements.....	18
III. Nomenclature loi sur l'eau .....	18
PIÈCE IV : DOCUMENT D'INCIDENCES.....	19
I. Contraintes hydrauliques et environnementales .....	20
I.1. Climatologie .....	20
I.2. Géologie .....	23
I.3. Hydrogéologie .....	24
I.4. Eaux superficielles .....	28
I.5. Vulnérabilité de la ressource en eau sur le tracé étudié .....	33
I.6. Faune et flore et réseau natura 2000 .....	34
II. Incidences du projet sur l'eau et ses usages .....	35
II.1. Phase travaux .....	35
II.2. Impact de l'assainissement pluvial.....	35
II.3. Impact sur le réseau natura 2000.....	51
III. Conformité aux schémas d'aménagement relatifs à l'eau .....	52
III.1. SDAGE.....	52
III.2. SAGE .....	52
PIÈCE V : MOYENS DE SURVEILLANCE.....	53
I. Phase travaux .....	54

---

<b>II. Ouvrages hydrauliques .....</b>	<b>54</b>
<b>PIÈCE VI : ELEMENTS GRAPHIQUES ET CARTOGRAPHIQUES .....</b>	<b>55</b>
<b><u>Liste des figures</u> .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure 1 : Localisation du projet et contexte hydrogéologique et environnemental au 1 / 25 000 .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure 2 : Contexte hydraulique actuel au 1 / 5 000 .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure 3 : Schéma des aménagements hydrauliques futurs au 1 / 1 000.....</b>	<b>56</b>
<b><u>Liste des annexes</u>.....</b>	<b>56</b>
<b>Annexe 1 : Estimation des débits de pointe des bv routiers par la méthode rationnelle.....</b>	<b>56</b>
<b>Annexe 2 : Diagnostic des ouvrages hydrauliques actuels de traversée par tronçon.....</b>	<b>56</b>
<b>Annexe 3 : Etude d'incidence Natura 2000 .....</b>	<b>56</b>
<b>Annexe 4 : Relevés de l'état actuel de l'assainissement pluvial de la voie .....</b>	<b>56</b>

Ce dossier a été réalisé pour le compte de la société BETEM par :

	<p><b>ARTÉSIE</b> - 4, Rue des Gardians – 13310 Saint-Martin-de-Crau 06.67.89.44.52 – Email : <a href="mailto:contact@artesie.com">contact@artesie.com</a></p>
--	--

Date d'émission	Numéro rapport	indice	Rédaction	Validation
24 Décembre 2012	R-1214	-	M. AJANANE	Y. ARGOUARC'H

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE I : IDENTIFICATION DU DEMANDEUR**

---

***Identification du demandeur :***

Raison sociale	<b>CONSEIL GENERAL DES BOUCHES-DU-RHONE – ARRONDISSEMENT DE L'ETANG DE BERRE</b>
Noms	<b>M. ETTORI, Chef du Service Etudes et Travaux n° 1</b>
Adresse	<b>Route St Pierre BP 60249 13698 MARTIGUES</b>
Téléphone	<b>04.13.31.94.96</b>
Fax	<b>04.42.81.14.89</b>

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE II : EMPLACEMENT DU PROJET**

---

## **Emplacement du projet :**

<b>Désignation de l'opération</b>	RD561 - Projet d'aménagement des accotements d'un tronçon de 2,17 km entre Mallemort et Charleval (13)
<b>Longueur du tronçon étudié</b>	2 170 ml
<b>Surfaces imperméabilisées prises en compte</b>	20 387 m <sup>2</sup>
<b>Surface des bassins versant amont interceptés</b>	195 ha
<b>Surface totale recoupée par le dispositif pluvial</b>	2,04 ha
<b>Commune</b>	Mallemort (13)
<b>Quartier, lieu-dit</b>	Les Petits Moulins – Le Pont de la Tour
<b>Références cadastrales</b>	RD561
<b>Exutoires superficiels</b>	Ancien canal de Craponne puis canal EDF
<b>Bassin hydrographique concerné</b>	Canal EDF

La localisation du projet, ses limites et son environnement sont cartographiés sur fond de plan IGN 1/25 000 en figure 1, pièce VI.

Le contexte hydraulique actuel du projet est cartographié sur fond aérien 1 / 5 000 en figure 2, pièce VI et de manière plus détaillée en annexe 3, pièce VI.

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE III : CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET**

---

## I. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET

Le Conseil Général des Bouches-du-Rhône, Arrondissement de Berre, projette l'aménagement des accotements d'un tronçon d'environ 2 170 ml de la RD561 à l'Est de Mallemort jusqu'à la limite de Charleval dans le département du Bouches du Rhône. Le trafic routier sur la RD7n (comptages de 2010) est estimé à :

- 6 100 véh./j au niveau de Saint-Estève-Janson.
- 12 000 véh./j entre le Puy-Sainte-Réprade et Peyrolles.
- 5 000 véh./j dont 10% de poids lourds selon une étude menée par l'arrondissement d'Arles.

Le projet consiste en l'aménagement d'accotements d'un tronçon de la RD561 sur une longueur d'environ 2 170 ml entre Mallemort et Charleval.

Les surfaces imperméabilisées actuelles et futures sont issues de l'analyse du plan topographique dressé sur le tronçon étudié, du plan de projet établi par le Conseil Général, des orthophotographies, et de nos observations de terrains.

Elles sont décomposées dans le tableau suivant par sous bassin versant actuel (cf. Annexe 4) :

### Décomposition de l'imperméabilisation actuelle et future du tronçon étudié en m<sup>2</sup>

Sous-bassin versant routier	Linéaire de voies (ml) RD561	Etat actuel			Etat projeté (après aménagement)			Augmentation de surfaces imperméabilisées (m <sup>2</sup> )	Augmentation de surfaces imperméabilisées (%)
		Surfaces chaussées (m <sup>2</sup> )	Surfaces accotements et terre-plein (m <sup>2</sup> )	Surfaces imperméabilisées totales (m <sup>2</sup> )	Surfaces chaussées (m <sup>2</sup> )	Surfaces accotements et terre-plein (m <sup>2</sup> )	Surfaces imperméabilisées totales (m <sup>2</sup> )		
BV1	214.3	1 837	0	1 837	1 448	643	2 091	254	13.8%
BV2	365.7	2 635	0	2 635	2 598	1 097	3 695	1 060	40.2%
BV3	285.0	2 268	0	2 268	2 102	448	2 550	282	12.4%
BV4	241.7	1 548	0	1 548	1 352	725	2 077	529	34.2%
BV5	163.0	1 019	0	1 019	926	489	1 415	396	38.9%
BV6	265.0	1 711	0	1 711	1 788	742	2 530	819	47.9%
BV7	458.2	3 144	0	3 144	2 980	1 375	4 355	1 211	38.5%
BV8	176.6	1 560	0	1 560	1 144	530	1 674	114	7.3%
<b>Total</b>	<b>2 170</b>	<b>15 721</b>	<b>0</b>	<b>15 721</b>	<b>14 338</b>	<b>6 049</b>	<b>20 387</b>	<b>4 665</b>	<b>29.7%</b>

Le total des surfaces imperméabilisées du tronçon à l'état futur est voisin de **20 390 m<sup>2</sup>**. Le projet implique une imperméabilisation supplémentaire voisine de 4 665 m<sup>2</sup> par rapport à l'état actuel, ce qui correspond à une augmentation d'environ 30 %, sans augmentation notable de trafic ni des charges de pollution chroniques.

Le bassin versant routier BV1 reçoit également les ruissellements d'une partie de la chaussée du tronçon situé à l'Ouest et qui ne sera pas modifiée dans le cadre du projet d'aménagement (cette surface supplémentaire drainée vers BV1 est voisine de 1 200 m<sup>2</sup>).

Le projet recoupe également un important bassin versant amont d'une surface totale voisine de 195 ha remontant en amont du canal EDF, et comprenant notamment plusieurs zones naturelles, agricoles, urbaines et la carrière des Fumades. Afin de séparer les eaux de chaussée de ces ruissellements amont, le projet prévoit d'affecter le fossé Sud de la voie uniquement à la dérivation des flux amont vers les ouvrages de rétablissement (franchissements). Le bassin versant, la section et le fonctionnement hydraulique actuel de ces ouvrages de rétablissement ne seront donc pas notablement modifiés par le projet.

Le tronçon étudié se situe en surplomb par rapport aux parcelles Nord et Sud (sauf les premiers 200 m à l'Ouest).

Le projet ne recoupe aucune zone inondable.

## II. PRINCIPE D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DU PROJET

On se référera à la figure 4 de la pièce VI et le profil en long schématique de la page 17 pour la compréhension de cette partie.

L'efficacité des ouvrages hydrauliques dans la durée repose principalement sur une surveillance et un entretien des installations après chaque orage important, essentiels pour garantir la sécurité des biens et des personnes.

### II.1. PRINCIPES GENERAUX

#### II.1.1. CADRE REGLEMENTAIRE

La surface desservie par le futur réseau pluvial de la chaussée est voisine de 2,04 ha. Le bassin versant amont et la configuration de ses écoulements n'étant pas modifiés par le projet (simple séparation par rapport aux eaux pluviales de la chaussée en conservant les mêmes axes d'écoulement qu'actuellement), en concertation avec le service de la DDTM 13, le projet est soumis à déclaration.

#### II.1.2. PRINCIPES DE GESTION HYDRAULIQUE

S'agissant d'un projet soumis à la fois à une régularisation pour les surfaces existantes et à une déclaration pour les nouvelles surfaces imperméabilisées, les objectifs de gestion hydraulique de ces types de projet ont été établis en concertation avec le Service Eau de la DDTM 13. Ces principes sont les suivants :

1. Mise en place de volumes de rétentions des eaux pluviales en aval du réseau pluvial des voies et accotements de la voie afin de compenser les effets de l'imperméabilisation de la plate-forme. Cette rétention doit respecter **une occurrence de dimensionnement décennale**. Le ratio de rétention global du projet est 560 m<sup>3</sup>/ha imperméabilisé.

Ce calcul aboutit à un volume de rétention total minimal de **1 140 m<sup>3</sup>**.

2. Débit de fuite des rétentions inférieur ou égal au débit de pointe biennal des terrains dans leur état naturel, avant aménagement. En tenant compte des surfaces relativement limitées du projet de voie, de son découpage en 6 exutoires et de la nécessité de ne pas proposer des orifices de fuite trop petits risquant de se boucher (<4 l/s par orifice), les débits de fuite spécifiques retenus ici sont compris entre **10 et 15 l/s/ha** de bassin versant routier.
3. Pré-traitement des eaux de ruissellement avant rejet, au minimum au moyen d'une fosse de décantation et d'un dispositif siphonoïde,
4. Lorsqu'ils sont importants : dérivation des écoulements produits par les bassins versants amont et évacuation séparée de celle des eaux de la plate-forme routière afin de diminuer les flux hydrauliques transitant dans les ouvrages et donc d'améliorer l'efficacité de la rétention et du pré-traitement. Dans le cadre de cette étude, le bassin versant amont recoupé par l'actuel fossé Sud étant important (195 ha), celui-ci sera dérivé par le système de fossés Sud actuel. Le projet conservera la configuration actuelle de ces écoulements et notamment leur répartition vers les exutoires constitués par les ouvrages de franchissement de la voie.

## II.2. DISPOSITIF DE SEPARATION DES BASSINS VERSANTS AMONT

La déviation des apports en provenance des bassins versants amont (BV amont 1 à 6) en conservant l'actuel tracé du fossé Sud de la RD561 et les axes d'écoulement aux pieds des talus de la voie permettra d'assurer le bon fonctionnement qualitatif du dispositif d'assainissement pluvial du tronçon routier.

Les calculs du diagnostic hydraulique (cf. pièce IV) montrent que dans la configuration actuelle, les ouvrages de franchissement de la RD561 sont correctement dimensionnés par apport aux débits générés par les bassins versant amont. L'occurrence minimale de dysfonctionnement calculée est de 50 à 100 ans pour les ouvrages n°1 à 6 et 20 à 50 ans pour l'ouvrage n°7 drainant le plus important bassin versant. Dans ce secteur, la RD561 étant surélevée d'environ 1 m par rapport aux terrains agricoles situés au Sud, la chaussée est hors d'atteinte même en cas d'orage centennal.

En raison de la capacité et du nombre total des ouvrages de franchissement existants, il n'est pas utile de les modifier.

En raison de la position en surplomb des points bas de la chaussée par rapport aux parcelles agricoles situées en amont (Sud), les risques hydrauliques pour la chaussée sont limités. L'occurrence minimale de dimensionnement proposée pour les fossés de dérivation est donc la pluie décennale.

Ce dispositif de dérivation est schématisé sur la figure 3, pièce VI et sur le profil en long de la page 17. Il sera conservé à son état actuel qui est composé :

- de fossés en terre à ciel ouvert.
- des ouvrages de franchissement existants, auxquels aucune modification n'est prévue afin de conserver leur fonctionnement hydraulique actuel.

On approche dans le tableau suivant les débits de pointe générés par les bassins versants amont après l'aménagement du tronçon (calcul détaillé en annexe 2) :

### Estimation des débits de pointe futurs des bassins versants amont par la méthode rationnelle

	BV amont 1	BV amont 2	BV amont 3	BV amont 4	BV amont 5	BV amont 6
Débit de pointe 2 ans (l/s)	156	264	883	472	435	2 314
Débit de pointe 5 ans (l/s)	211	349	1 176	631	561	2 976
Débit de pointe 10 ans (l/s)	314	534	1 611	930	856	4 342
Débit de pointe 20 ans (l/s)	392	666	2 010	1 160	1 066	5 409
Débit de pointe 50 ans (l/s)	621	1 066	3 044	1 825	1 698	8 416
Débit de pointe 100 ans (l/s)	1 094	1 846	4 882	3 141	2 810	13 332

Pour permettre la dérivation des débits décennaux, le tableau suivant donne leurs dimensions.

## Sections minimales des ouvrages de dérivation du bassin versant amont

	BV amont 1	BV amont 2	BV amont 3	BV amont 4	BV amont 5	BV amont 6
Débit de pointe décennal à dériver (l/s)	314	534	1 611	930	856	4 342
Pente minimale de l'ouvrage de dérivation dans sa section aval	1%	1%	1%	0,1%	1,3%	1,2%
<b>Fossés de déviation</b>						
Coefficient de Strickler minimal (fossé enherbé)	35	35	35	35	35	35
Profondeur (m)	0,5	0,6	1	1,1	0,8	1,1
Largeur en fond (m)	0,3	0,4	0,5	0,6	0,3	1,2
<b>Largeur d'emprise (m)</b>	<b>0,8</b>	<b>1</b>	<b>1,4</b>	<b>2</b>	<b>1,1</b>	<b>2,1</b>
Débit capable (l/s)	320	540	1 660	930	930	4 430

## II.3. DESCRIPTION DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DU PROJET

Les principes de gestion hydraulique proposés sont schématisés sur la figure 4, pièce VI et sur le profil en long de la page 17.

### II.3.1. RESEAU PLUVIAL DE LA PLATE-FORME ROUTIERE

Le réseau pluvial de la plate-forme routière sera composé (cf. figure 4, pièce VI) :

- de canalisations de collecte des eaux de ruissellement de la chaussée vers les fossés de rétention,
- de grilles et d'avaloirs recueillant les eaux de ruissellement de la chaussée.
- de cunettes d'écoulement vers les rétentions afin de limiter les risques d'érosion des talus et de comblement des fossés de rétention.

On approche dans le tableau suivant les débits de pointe générés par les bassins versants routiers après l'aménagement du tronçon (calcul détaillé en Annexe 1) :

#### Estimation des débits de pointe futurs des bassins versants routiers par la méthode rationnelle

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Débit de pointe 2 ans (l/s)	94	95	35	53	33	111	43
Débit de pointe 5 ans (l/s)	128	143	52	81	50	164	65
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>140</b>	<b>158</b>	<b>59</b>	<b>89</b>	<b>55</b>	<b>186</b>	<b>71</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	175	197	74	111	69	232	89
Débit de pointe 50 ans (l/s)	232	261	99	147	91	311	118
Débit de pointe 100 ans (l/s)	296	332	123	187	115	387	150

### II.3.2. FOSSES DE RETENTION

Les bassins versants routiers BV1, BV2, BV3, BV4 et BV6+BV7 seront munis chacun d'un fossé de rétention à ciel ouvert permettant le tamponnement, l'infiltration partielle et le pré-traitement des eaux pluviales avant rejet.

Les deux bassins versants routiers BV5 et BV8 ne peuvent être munis d'une rétention spécifique en raison des faibles surfaces en jeu, ce qui nécessiterait des orifices de régulation trop petits. Par ailleurs, il a été vérifié (cf. pièce IV) que les faibles surfaces supplémentaires sur ces deux tronçons n'auront aucune incidence hydraulique notable.

### **Estimation des débits d'infiltration du projet :**

Les résultats des sondages et des essais d'infiltration effectués le 11/12/2012 au fond des fossés actuels de la RD561 permettent de distinguer deux secteurs présentant des coefficients de perméabilités distincts. Afin de tenir compte des incertitudes liées à la géologie et d'un possible colmatage dans le temps, on tient compte pour calculer les débits d'infiltration de projet d'un coefficient de sécurité de 2 par rapport aux coefficients d'infiltration mesurés.

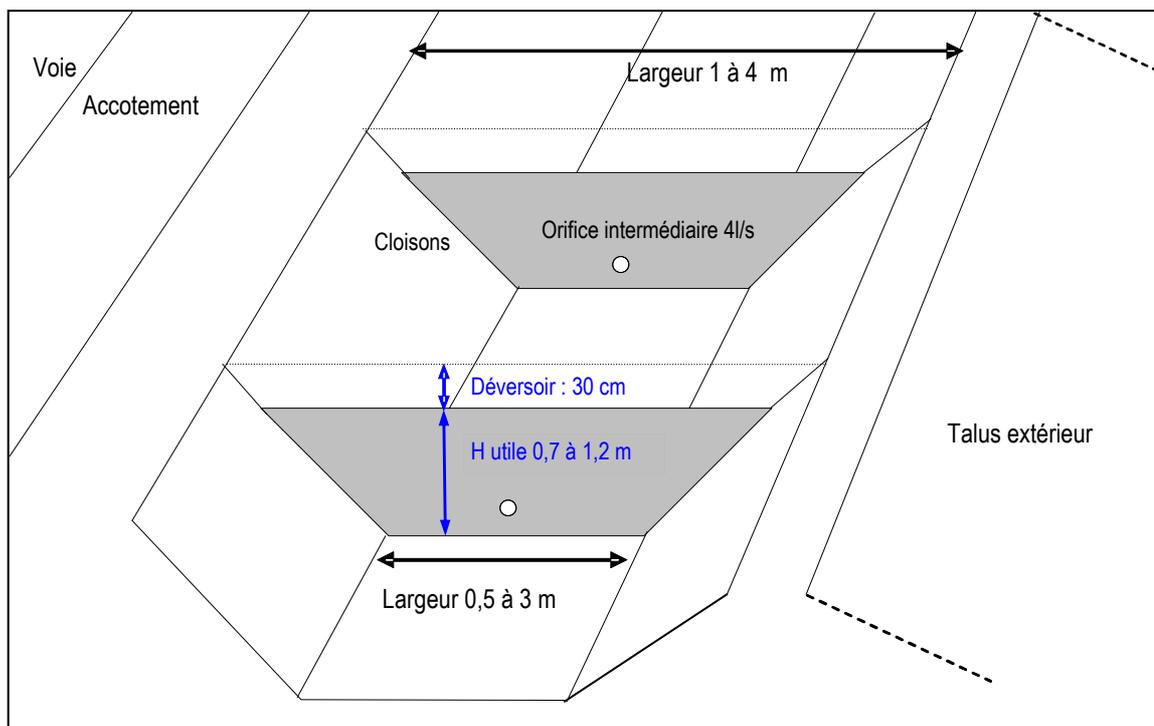
### **Zonage de la perméabilité des terrains le long du projet**

Nom de la rétention	Environnement géologique	Coefficient d'infiltration moyens mesurés (m/s)	Coefficient de sécurité	Coefficient d'infiltration du projet (m/s)
R1 et R2	Eboulis de pente	3.6E-05	2	1.8E-05
R3, R4 et R5	Limons d'inondation	5.3E-06	2	2.7E-06

Ces fossés de rétention sont dimensionnés pour tamponner sans débordement la série statistique des pluies décennales. Les débits de fuite spécifiques du projet sont compris entre 10 l/s/ha et 15 l/s/ha (12,2 l/s/ha en moyenne) et le volume de rétention total est 1 140 m<sup>3</sup>.

Le dispositif proposé est le fossé de rétention. Pour les secteurs pentus (R1, R2 et R3) le fossé sera cloisonné en 2 ou 3 compartiments. Chaque cloison sera percée d'un orifice de 4 l/s permettant la transition du débit de fuite (cf. schéma ci-dessous et profil en long schématique en page 17).

### **Schéma d'un fossé de rétention avec cloisonnement**



Le fil d'eau de chaque orifice intermédiaire sera calé à 15 cm au dessus du fond du fossé pour limiter les risques de colmatage.

### Caractéristiques principales des fossés de rétentions

Nom de la rétention		R1	R2	R3	R4	R6-7
Bassin versant tamponné		BV1	BV2	BV3	BV4	BV6+BV7
Cote estimative du point bas de la chaussée		143,3	140,7	137,6	136,7	137,0
Surface de bassin versant drainé (m <sup>2</sup> )		3 480	3 900	2 750	2 240	7 560
<b>Débit de fuite proposé (l/s)</b>		<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>8</b>
Débit de rejet spécifique à l'ha (l/s/ha)		11,5	10,3	14,5	13,3	10,6
Coefficient d'infiltration du projet		1,8E-05	1,8E-05	2,7E-06	2,7E-06	2,7E-06
Surface moyenne d'infiltration (m <sup>2</sup> )		190	210	200	160	675
<b>Débit d'infiltration (l/s)</b>		<b>3,4</b>	<b>3,8</b>	<b>0,5</b>	<b>0,4</b>	<b>1,8</b>
Occurrence de dimensionnement des rétentions		10 ans	10 ans	10 ans	10 ans	10 ans
<b>Volume de rétention (m3)</b>		<b>175</b>	<b>205</b>	<b>160</b>	<b>130</b>	<b>470</b>
Cote indicative du fond (m NGF)		De 143,0 à 141,8	De 140,1 à 139,3	De 137,3 à 136,5	Moy : 135,0	Moy : 135,3
Nombre de cloison intermédiaires		2	1	1	0	0
Cote indicative déversoir (m NGF)		143	140,5	137,5	135,8	136
Hauteur déversoir (m)		0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Largeur d'emprise indicative (m)	Compartment 1	1,5	2,5	2	1,5	4
	Compartment 2	1,2	2,5	2	-	-
	Compartment 3	1	-	-	-	-
Largeur du fond indicative (m)	Compartment 1	1	1	1	1	3,5
	Compartment 2	0,7	1	1	-	-
	Compartment 3	0,5	-	-	-	-
Hauteur utile moyenne indicative (m)	Compartment 1	1	1,2	1,0	0,8	0,7
	Compartment 2	1,2	1,2	1,0	-	-
	Compartment 3	1,2	-	-	-	-
Longueur indicative (m)		185	120	135	126	180
Profondeur maximale du fossé de rétention (m)		1,5	1,4	1,2	1,0	1,1

Les ouvrages de sortie des 5 bassins, contiendront chacun les composants suivants :

- Grille de protection amont ;
- Fosse de décantation toujours en eau profonde d'au moins 50 cm afin d'opérer une décantation sommaire des eaux pluviales ;
- Cloison siphonide descendant au moins 30 cm sous la ligne d'eau permanente afin de permettre la rétention des éventuels corps flottants ;
- Vanne murale ou clapet permettant l'isolement complet d'une éventuelle pollution accidentelle ;

- Dispositif de régulation du débit : ce dispositif est généralement constitué d'un simple ajutage (perçage d'un orifice) circulaire dans une plaque verticale de ciment lisse, de PEHD ou de PVC (matériau lisse sans aspérités) à l'intérieur de l'ouvrage de sortie.

La formule des orifices appliquée à un coefficient de débit de 0,6 et aux 2/3 de la hauteur utile des cinq rétentions, donnerait les diamètres d'ajutages indicatifs suivants.

#### Diamètres indicatifs des orifices (hypothèse de simples ajutages)

Orifice circulaire	R1	R2	R3	R4	R6-7
Diamètre de l'orifice (mm)	46	46	48	44	74
Hauteur utile du bassin par rapport à la base de l'orifice (m)	1,2	1,2	1,0	0,8	0,7
Coefficient de contraction	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Débit aux 2/3 de la hauteur utile de la rétention (l/s)	4	4	4	3	8

Compte-tenu des faibles diamètres obtenus et des risques de colmatages associés, les orifices des ouvrages de sortie seront remplacés par des limiteurs statiques par la technique du Vortex. Ce type de dispositif utilise les phénomènes de cavitation et les turbulences de l'eau pour réguler de manière plus précise le débit de fuite et à partir d'une ouverture plus grande de l'orifice de fuite, ce qui permet de réduire les risques de colmatage et d'obtenir une plus grande fiabilité sur le débit de fuite réel.

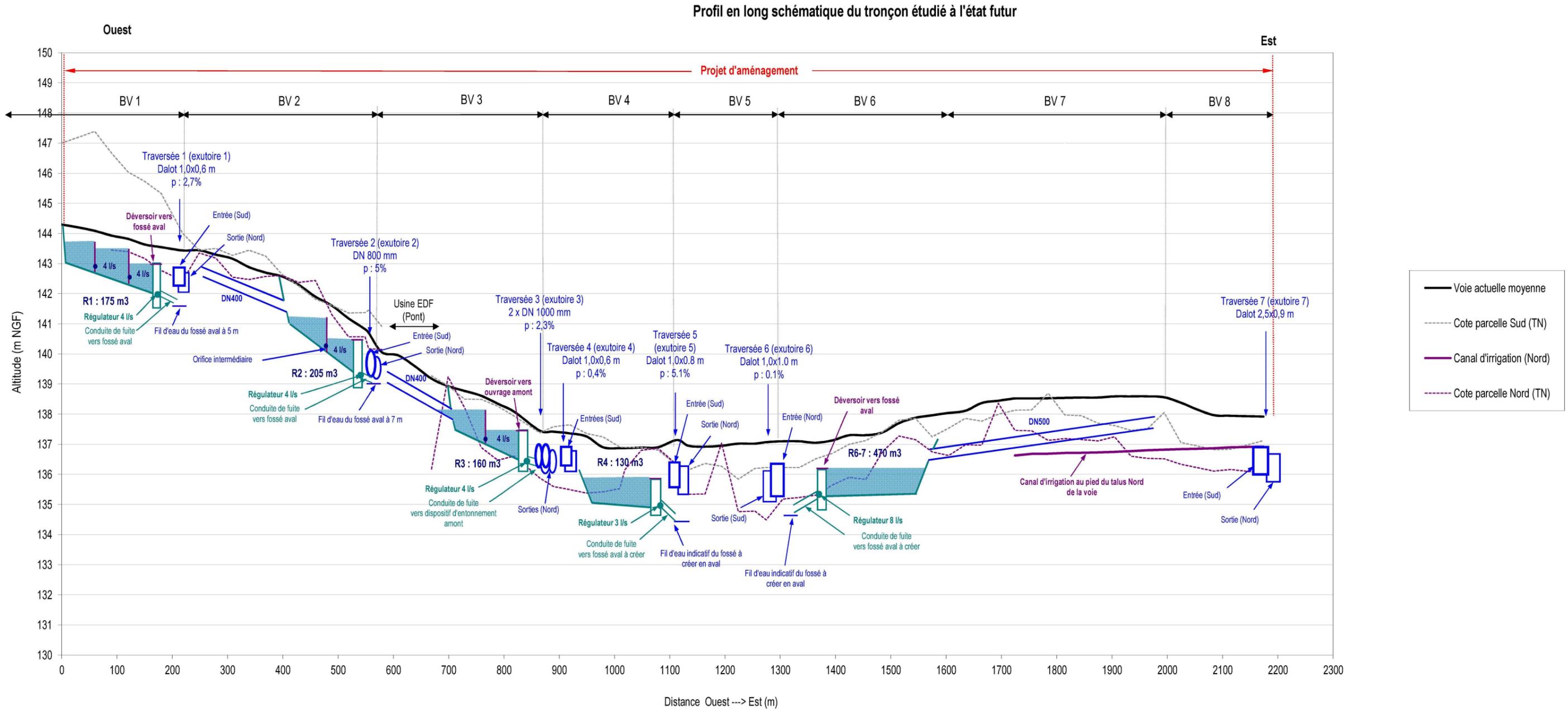
- Déversoir de 30 cm de hauteur, sur toute la largeur du fossé. Il a été vérifié que chaque déversoir permettra de véhiculer au moins le débit de pointe centennal du bassin versant considéré avec une revanche de sécurité minimale de 10 cm.

Les emplacements indicatifs pour ces fossés de rétentions sont proposés en figure 4. En cas de contrainte particulière au stade du projet, leur emplacement et leur emprise peuvent être modifiés, à condition que les principes généraux de fonctionnement du dispositif soient respectés.

Ces fossés seront enherbés afin d'améliorer leur rendement de dépollution des eaux pluviales.

Un accès aux ouvrages doit être créé en fonction des aménagements au stade du projet pour assurer un entretien mécanique et/ou manuel des ouvrages pluviaux.

Le principe de fonctionnement hydraulique du réseau pluvial du tronçon de la RD561 est schématisé par le profil en long schématique suivant :



## II.4. MAITRISE DES DEBORDEMENTS

Dans son fonctionnement d'ensemble, le dispositif de rétention permet de stocker sans débordement les ruissellements du bassin versant routiers du tronçon pour la série statistique des pluies décennale.

Pour les orages plus intenses et plus rares (pluie centennale) ou les dysfonctionnements accidentels des ouvrages de sortie, les fossés de rétention déborderont vers les exutoires actuels de la RD561 via les déversoirs sans risque particulier.

## III. NOMENCLATURE LOI SUR L'EAU

N°	Rubrique du décret n°93-743 du 29 mars 1993 modifiée	Caractéristiques du projet	Régime
2.1.5.0	Rejet d'eaux pluviales dans les eaux douces superficielles ou sur le sol ou dans le sous-sol, la surface totale du projet, augmentée de la surface correspondant à la partie du bassin versant naturel dont les écoulements sont interceptés par le projet étant supérieure à 1 ha mais inférieure à 20 ha	Surface totale du bassin versant futur de la chaussée : 2,04 ha	<b>REGULARISATION ET DECLARATION</b>

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE IV : DOCUMENT D'INCIDENCES**

---

# I. CONTRAINTES HYDRAULIQUES ET ENVIRONNEMENTALES

## I.1. CLIMATOLOGIE

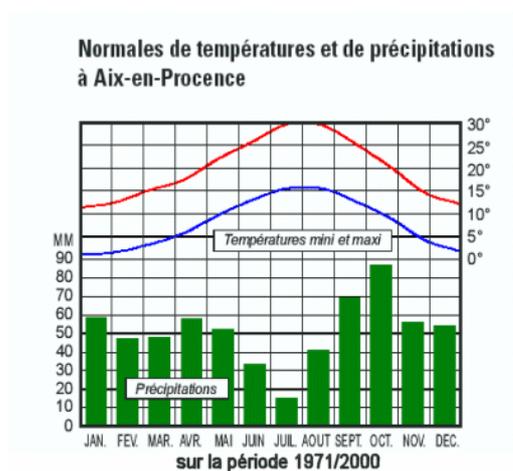
### I.1.1. PLUVIOMETRIE MOYENNE

Le climat, de type méditerranéen (semi-aride), est caractérisé par des précipitations très irrégulières, pouvant être très intenses. On enregistre deux saisons opposées :

- juin à août, mois caractérisés par un déficit de pluviométrie, l'apport d'eau par précipitations étant très inférieur à la consommation par évaporation et évapotranspiration,
- fin septembre et octobre : période habituellement humide caractérisée notamment par des orages à fortes intensités.

A l'irrégularité du régime annuel, s'ajoute celle, non moins importante, du régime interannuel : les années humides peuvent être deux fois plus arrosées que les années moyennes et quatre fois plus que les années sèches.

La pluviométrie moyenne annuelle à Tarascon est voisine de 700 mm. La répartition mensuelle à Aix-en-Provence, établie par Météo France, est fournie dans le graphique suivant :

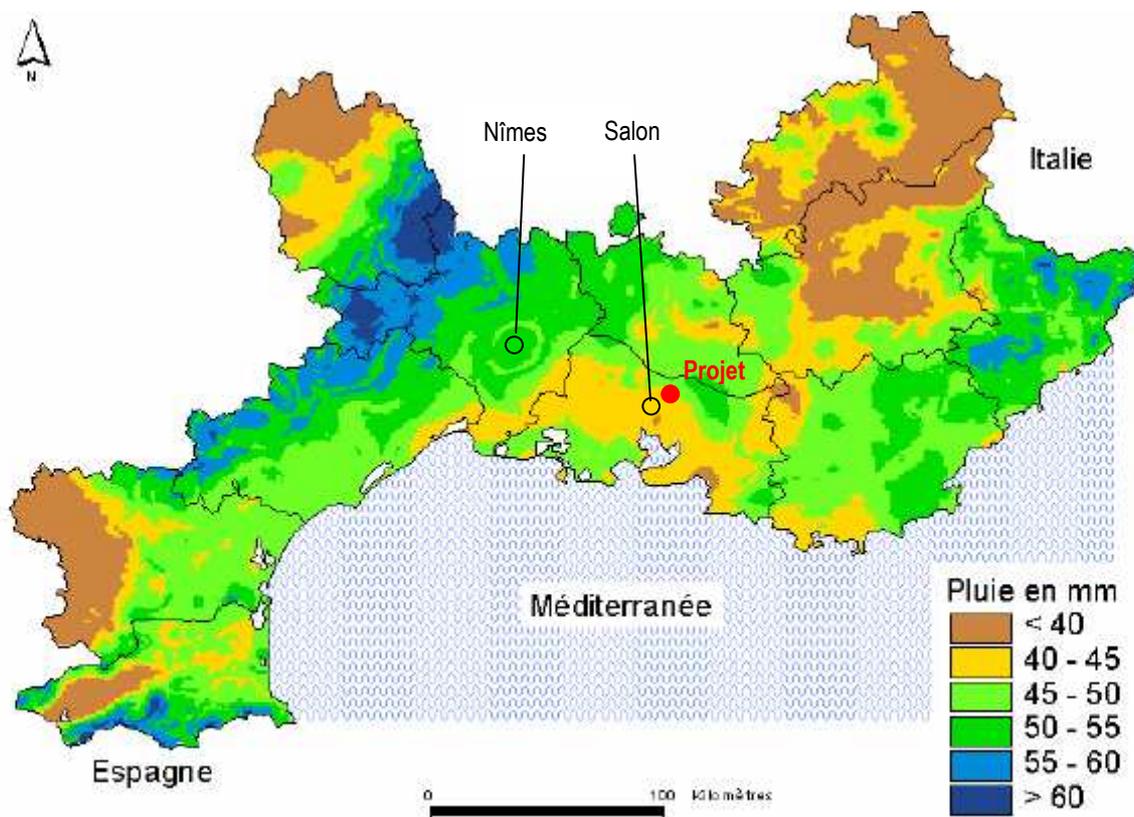


### I.1.2. PLUVIOMETRIE EXCEPTIONNELLE

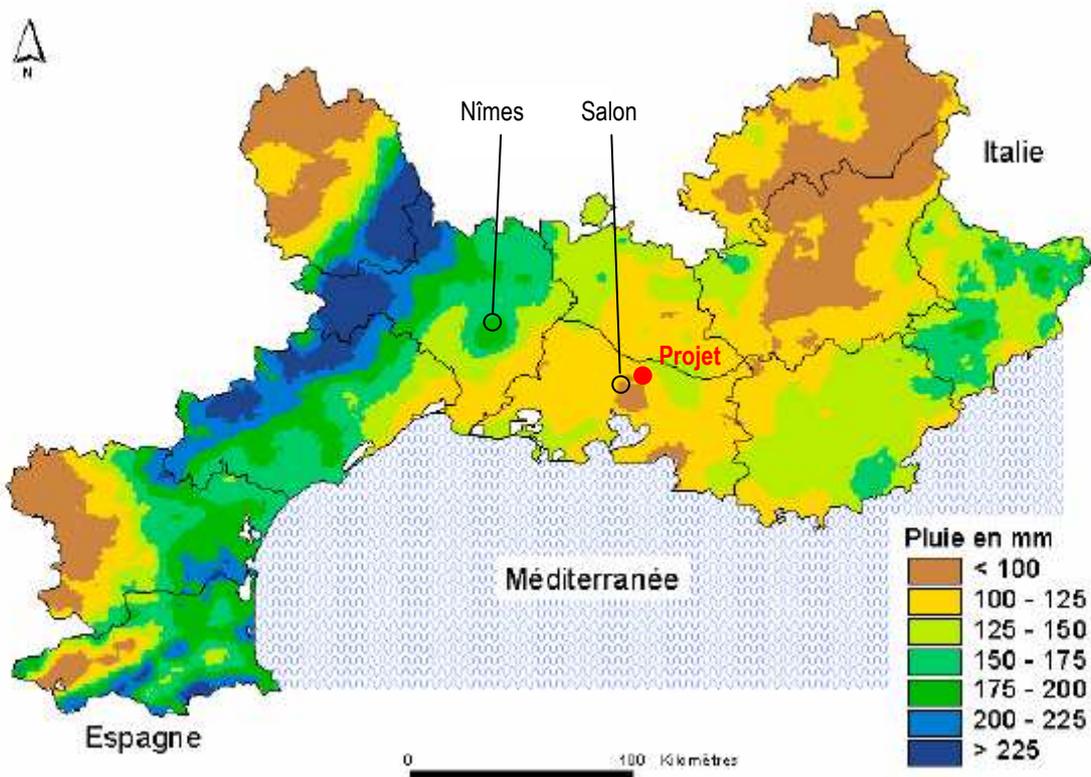
#### I.1.2.1. APPROCHE REGIONALE

La répartition des pluies exceptionnelles a été approchée par le CEMAGREF au moyen de la méthode SHYREG (simulateur de pluies horaires régionalisé à partir de plus de 500 stations météorologiques).

### Cartographie des pluies horaires de fréquence décennale (SHYREG-CEMAGREF 2003)



### Cartographie des pluies journalières de fréquence décennale (SHYREG-CEMAGREF 2003)



Notons que la notion de pluies journalière et horaire diffère quelque peu de celle des pluies de durées 24 h et 1 h, les premières étant comptabilisées sur un pas de temps fixe imposé par les stations (ex. de 6 h à 6 h) et les secondes sur un intervalle de temps glissant, plus à même de décrire la réalité d'un évènement pluvieux exceptionnel. Ces cartes ne sont donc pas à lire strictement en valeur absolue pour le pas de temps recherché mais permettent une comparaison pertinente entre différentes zones géographiques.

### I.1.2.2. PLUIES DE PROJET

Afin de préciser les pluies exceptionnelles de plus courtes durées, il est nécessaire de se rapprocher de la station statistiquement représentative la plus proche. Il s'agit de la station de Salon-de-Provence, située à environ 15 km au Sud-ouest.

#### Salon-de-Provence :

La pluviométrie exceptionnelle à la station de Salon-de-Provence a été ajustée par le CEMAGREF.

HAUTEUR DE PLUIE EN MM						
Durée de la pluie	Période de retour					
	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
6 min	10	13	14	18	22	28
15 min	14	20	23	29	37	46
30 min	17	27	33	41	53	66
1 h	28	38	46	56	72	86
2 h	37	49	60	75	98	115
3 h	44	59	73	91	121	141
4 h	49	66	82	103	139	163
6 h	55	75	93	116	163	195
12 h	67	92	114	142	198	244
24 h	82	111	136	170	230	281

La relation de Montana donne l'ajustement statistique de l'intensité I d'une pluie de durée t et de période de retour T :

$$I = a(T).t^{-b(T)}$$

Avec : a(T) et b(T) paramètres de Montana dépendant de la période de retour T, I en mm/min et t en min.

AJUSTEMENT DE MONTANA ( $H = a \cdot t^{(1+b)}$ ) en MM et MN							
		Période de retour (années)					
		2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Durée < 4 h	a	4.233	6.048	6.278	7.851	9.666	12.752
	b	-0.553	-0.561	-0.525	-0.526	-0.512	-0.535
Durée > 4 h	a	9.911	13.300	17.809	21.919	31.534	32.275
	b	-0.710	-0.708	-0.719	-0.718	-0.725	-0.699

Les pluies décennale et centennale de durées 24 h sont ainsi estimées respectivement à 136 mm et 281 mm.

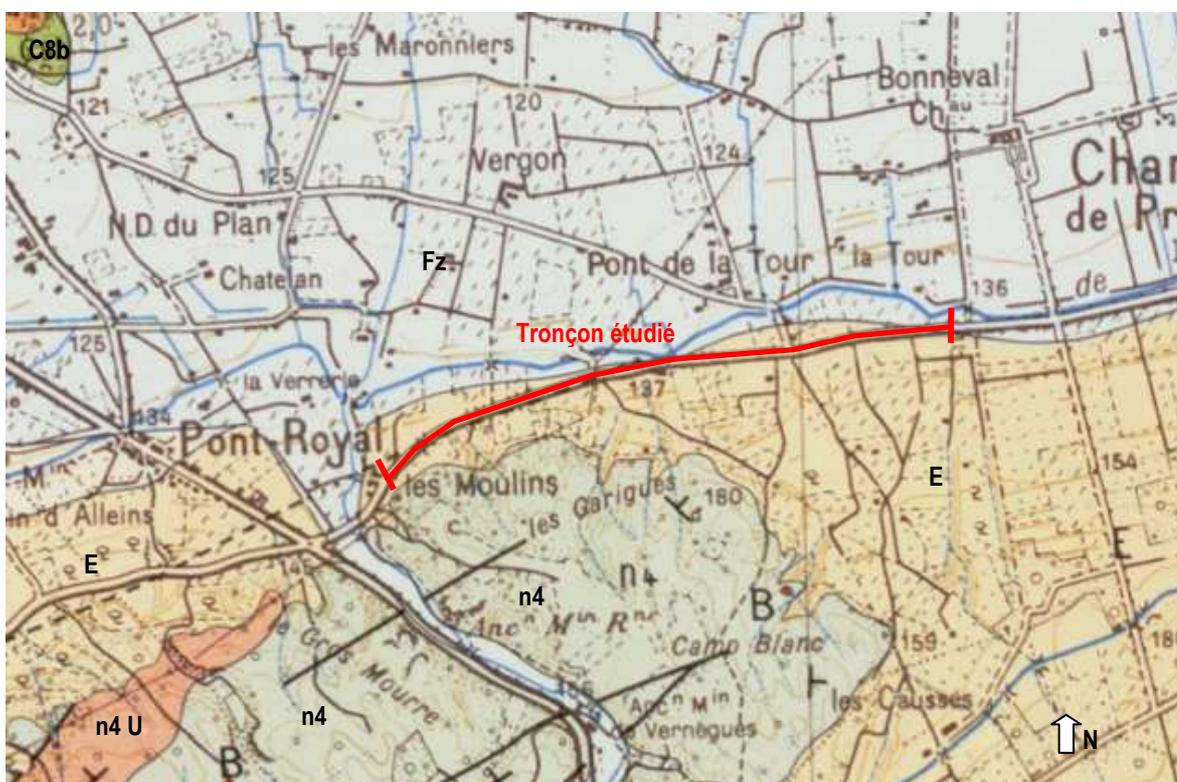
## I.2. GEOLOGIE

### I.2.1. GEOLOGIE REGIONALE

Selon la carte géologique au 1 / 50 000 de Salon-de-Provence, le tronçon étudié de la RD561 est situé à la limite entre :

- les épandages alluviaux récents de post-wurmiens (limons et cailloutis) de la vallée de la Durance au Nord, qui peuvent atteindre 30 m d'épaisseur au centre de la vallée,
- et les éboulis de pentes et épandages cryoclastiques (sables et fragments calcaires) déposés aux pieds des massifs marno-calcaires (calcaires et calcaires marneux de Hautervien et Barrémien) qui débutent au Sud.

Extrait de la carte géologique au 1 / 25 000 (BRGM)



#### Légende :

- E : éboulis de pentes et épandages cryoclastiques (dépôts d'âge divers)
- Fz : alluvions modernes, (post-wurmiens), cailloutis et limons (des centaines de mètres)
- n4 : Hautervien – Barrémien : calcaires et calcaires marneux.
- n4U : calcaires du Barrémien à faciès Urgonien (10 à 30 m).
- C8b : Rognacien supérieur calcaire (12 à 18 m).

### I.2.2. GEOLOGIE LOCALE

En l'absence de données locales, nous avons procédé dans un premier temps à une reconnaissance sommaire consistant dans cinq sondages à la tarière en fond des fossés de la RD561. Ces sondages ont été effectués le 11 décembre 2012 par temps sec. Leur emplacement est indiqué sur les figures de l'annexe 4.

Ces sondages sont descendus entre 0,7 et 1,2 m par rapport au fond des fossés.

Cinq essais de perméabilité sont réalisés en fond des sondages selon la méthode Porchet dont les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

### Récapitulatif des sondages effectués à la tarière le 11 décembre 2012

	Cote chaussée (m NGF)	Profondeur fossé (m)	Cote fossé (m NGF)	Profondeur sondage /TN	Cote estimative fond sondage (m NGF)	Coupe des terrains traversés	Coefficient d'infiltration m/s	Moyenne m/s
S1	144.00	1.00	143.00	1.00	142.00	Sable limoneux avec graviers	1.7E-05	3.6E-05
S2	141.20	1.50	139.70	1.20	138.50	couches alternées de limons et sable limoneux avec fragements calcaires	5.6E-05	
S3	138.58	0.50	138.08	1.20	136.88	Limons	5.9E-06	5.3E-06
S4	136.80	0.50	136.30	0.60	135.70	Limons sableux avec fragments calcaires	4.8E-06	
S5	137.00	1.30	135.70	0.70	135.00	Limons avec fragments calcaires	1.1E-05	-

Le coefficient d'infiltration mesuré au fond du sondage S5 nous semble optimiste par rapport aux types de terrains rencontrés. Par sécurité, ce coefficient est écarté du calcul de l'infiltration dans les rétentions du projet.

Ces sondages et essais d'infiltration mettent en évidence deux secteurs de lithologies et de perméabilités différentes :

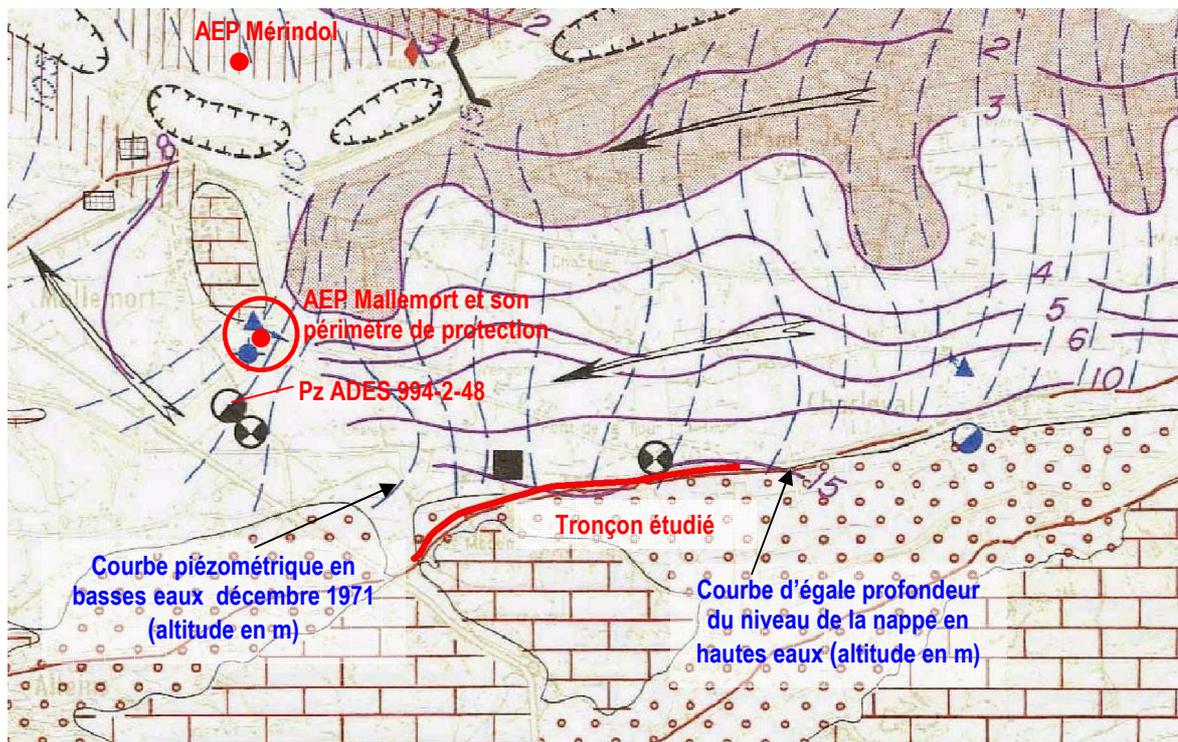
- à l'Ouest dans la partie pentue du tronçon : des sables limoneux, graviers et fragments calcaires, attribués à la formation des éboulis, à perméabilité moyenne :  $3,6 \cdot 10^{-5}$  m/s ;
- à l'Est dans la partie plus plate du tronçon : des limons et cailloutis roulés, attribués aux alluvions récentes, à perméabilité réduite, en moyenne de  $5,3 \cdot 10^{-6}$  m/s.

## I.3. HYDROGEOLOGIE

### I.3.1. HYDROGEOLOGIE REGIONALE

La nappe de la basse Durance est contenue dans les alluvions du même nom. Cette nappe s'écoule parallèlement à la Durance selon un régime qui dépend notamment du débit de la Durance, cours d'eau aménagé pour la production de l'énergie hydroélectrique et l'irrigation.

### Extrait de la carte de vulnérabilité à la pollution – Nappe alluviale de la basse Durance 1 / 50 000

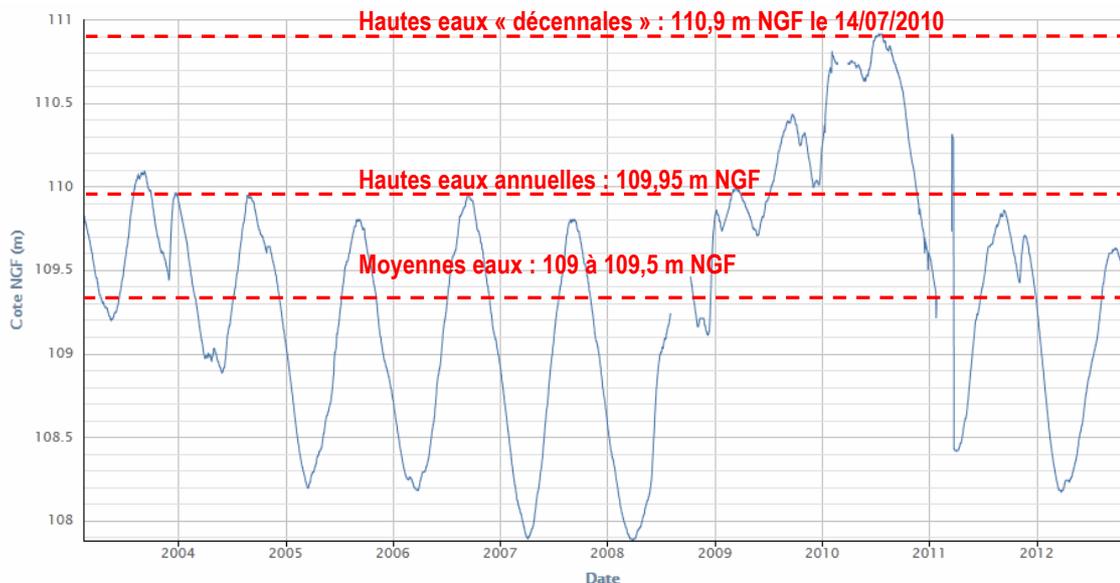


La carte de vulnérabilité de la nappe de Basse Durance (BRGM) montre que le niveau de la nappe au droit du tronçon étudié se trouve vers 15 m de profondeur au droit et en aval direct du projet étudié.

Les basses eaux sont rencontrées autour des mois de février-mars (hors crues de la Durance) et les hautes eaux entre le mois de juin et la mi-octobre (effets des irrigations gravitaires). Les fluctuations saisonnières normales sont de l'ordre de 1,5 m, mais elles peuvent atteindre 3 m en cas de crues importantes de la Durance.

Les données de suivi du piézomètre ADES le plus proche, à environ 1,2 km à l'Ouest, sont reportées sur le graphique ci-dessous.

### Synthèse du suivi du piézomètre ADES n°994-2-48, situé dans la nappe de la Durance à 1,2 km au Nord-Ouest en aval hydraulique

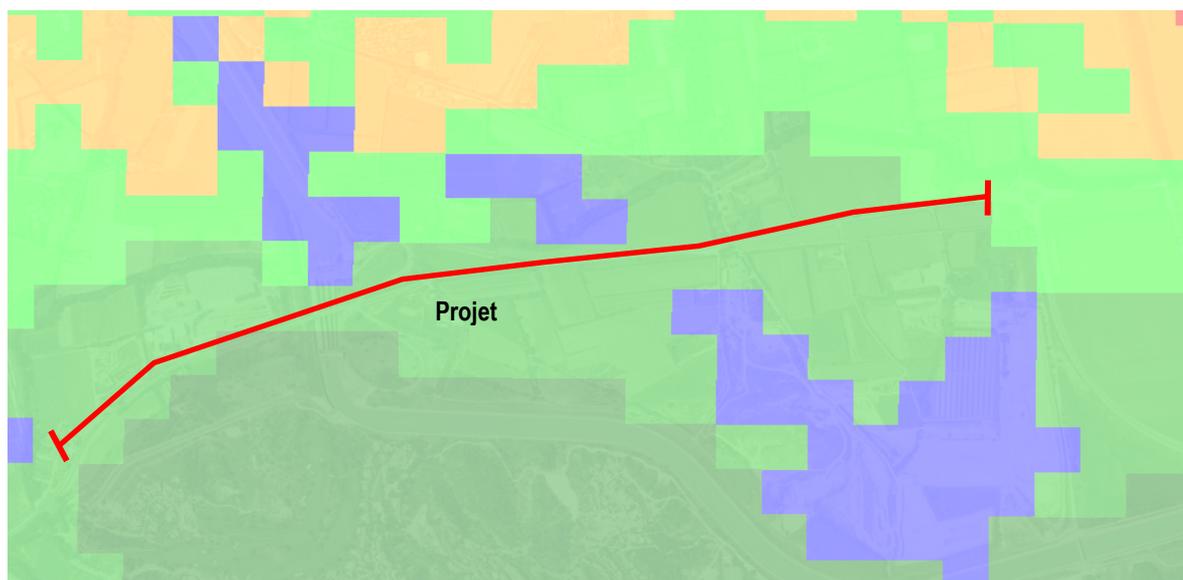


En faisant l'approximation d'une variabilité au droit du site étudié similaire à ce piézomètre par rapport au niveau observé le 10 octobre 2012, on estime que la nappe au droit de R6-7, le futur bassin le plus proche de la nappe, devrait se trouver en hautes eaux aux alentours de 119 m NGF, pour un fond de bassin situé vers 135,3 m NGF, soit une profondeur théorique voisine de 16 m.

En revanche, on ne peut exclure la présence de nappes moins conséquentes et plus diffuses dans les terrains marno-calcaires sous-jacents en partie Ouest.

L'inventaire des risques de remontée de nappe dans le département réalisé par le BRGM indique que le tronçon du projet se situe dans une zone ne présentant pas de risque de remontée de nappe. En revanche, la présence de telles zones à quelques dizaines de mètres en amont et en aval de la voie conduit à une certaine prudence concernant la représentativité locale de cet inventaire, à vocation régionale.

### Extrait de l'atlas des risques de remontées de nappe (BRGM) – 1 / 15 000



- Aléa très faible à inexistant
- Aléa très faible
- Aléa faible
- Aléa moyen
- Aléa fort
- Aléa très élevé, nappe affleurante

#### Usages de l'eau souterraine

Le projet étudié n'est inclus dans aucun périmètre de protection de captage AEP.

La nappe alluviale en aval du site est principalement exploitée par :

- à 1,5 km au Nord-Ouest, en position hydraulique latérale : forages AEP de Crau Saint-Pierre, seule ressource actuelle de la commune de Mallemort (920 000 m<sup>3</sup>/an),
- à 3,5 km au Nord-Ouest : captage AEP de Mérindol, de l'autre côté de la Durance et ne situant pas dans la zone d'influence aval du site,
- et de nombreux forages domestiques et agricoles, mais aucun n'est recensé par le site Infoterre dans la zone d'influence aval proche du site. Ceci ne signifie pas qu'il n'existe aucun forage déclaré dans le secteur. Le forage exploité le plus proche du projet est situé à 1,5 km à Ouest, il s'agit selon Infoterre d'un forage domestique.

### I.3.2. HYDROGEOLOGIE LOCALE :

Des mesures des niveaux statiques locales sont disponibles dans plusieurs sondages effectués par EDF dans les années 1950 - 1960 dans le cadre des études liées à la construction du canal EDF. Les principales disponibles, en contrebas du tronçon étudié, sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Niveaux statiques mesurés dans les sondages de l'EDF**

Référence du sondage	Cote TN mNGF	Niveau statique (NS)	Cote NS mNGF	Date de mesure
09942x0166	122,82	- 5,26 m	117,56	Septembre 1968
09942x0167	120,06	- 2,66 m	117,40	Septembre 1968
09942x0168	118,90	- 1,18	117,72	Septembre 1968
09942x0169	127,91	- 10,25	117,66	Septembre 1968

Ces mesures correspondaient à la période hydrologique des hautes eaux de la nappe.

Dans aucun des sondages que nous avons réalisés le 11 décembre 2012 au fond des fossés entre 0,7 et 1,2 m de profondeur par rapport au fond des fossés actuels, nous n'avons rencontré des signes notables d'hydromorphie ni de venues d'eau.

## I.4. EAUX SUPERFICIELLES

L'analyse des écoulements a été réalisée à partir :

- de nos enquêtes de terrain,
- du plan topographique du site,
- de calculs hydrauliques réalisés dans le cadre de la présente étude.

### I.4.1. BASSINS VERSANTS DU SITE ET FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE ACTUEL

Le système d'assainissement pluvial actuel du tronçon étudié reconstitué à partir de nos observations de terrain et du plan topographique est schématisé en figure 2 et de façon plus détaillée en annexe 4.

Le fossé Sud de la RD561 recueille les ruissellements de la partie Sud de la chaussée et les apports de 5 bassins versants amont (BV amont 1 à 5). En aval de BV amont 6 et de BV amont 5, les ruissellements amont suivent la pente naturelle et s'écoulent aux pieds du talus du tronçon routier vers leurs exutoires.

Les ruissellements pluviaux de la partie Nord de la chaussée sont aujourd'hui dirigés de manière diffuse soit vers les parcelles agricoles et naturelles en contrebas de la chaussée (BV3 Nord, BV4 Nord, BV5 Nord, BV6 Nord, BV7 Nord et BV8 Nord), soit vers le fossé Nord de la RD561 (BV1 Nord et BV2 Nord).

Les bassins versant amont 1 à 6 et la moitié Sud des bassins versants routiers BV1 Sud à BV8 Sud empruntent aujourd'hui 7 exutoires, dont 6 fonctionnels :

- Exutoire 1 (BV1 Sud et BV amont 1) : dalot 1,0 x 0,6 m de franchissement de la RD. Juste avant son passage sous la RD, le fossé Sud est busé par une conduite de DN 400 mm en PVC. Après la traversée de la RD, le fossé continue son tracé vers l'ancien canal de Craponne à environ 230 m en aval.
- Exutoire 2 (BV2 Sud et BV amont 2) : Buse béton DN 800 mm de franchissement de la RD qui est aujourd'hui en partie encombrée par 35 cm de dépôts en aval. Cette buse débouche dans un fossé d'écoulement qui rejoint l'ancien canal de Craponne à environ 100 m.

- Exutoire 3 (BV3 Sud et BV amont 3) : 2 buses béton DN 1000 mm de franchissement de la RD dont l'amont est connecté à un ouvrage d'entonnement et dont l'aval est actuellement encombré sur une hauteur de 30 cm. Ces buses débouchent dans un fossé aval qui rejoint l'ancien canal de Craponne à environ 120 m en aval du projet.
- Exutoire 4 (BV4 Sud, BV amont 4 et moitié du BV5 Sud) : 2 dalots de franchissement de la RD (1,0 x 0,6 m et 1,0 x 0,8 m), le fossé Sud de la RD est caractérisé la présence de contre-pentes en amont de ces deux traversées. Après la traversée de la RD, l'écoulement est aujourd'hui diffus vers les parcelles aval.
- Exutoire 5, non fonctionnel en raison de la cote plus élevée de son fil d'eau et de la présence de contrepentes sur le fossé Sud. Il peut en revanche participer à l'évacuation des eaux vers l'aval en cas de montée en charge du fossé Sud.
- Exutoire 6 (moitié du BV5 Sud, BV6 Sud, BV amont 5) : dalot 1,0 x 0,95 m de franchissement de la RD. après la traversée de la RD, l'écoulement est diffus au pied du talus de la RD vers les parcelles aval.
- Exutoire 7 : BV amont 6, BV8 Sud : écoulement en pied de talus de la RD dirigé vers le dalot 2,5 x 0,9 m de franchissement du Rond-point. Ce dalot est suivi après une dizaine de mètres par deux buses de DN 800 mm qui rejettent dans un fossé menant à l'ancien canal de Craponne à 70 m en aval du projet.

A l'état actuel, les ruissellements de la RD561 sont rejetés directement au milieu superficiel après un trajet plus ou moins long dans les fossés de collecte enherbés et qui recueillent également les apports des bassins versants amont. Le milieu récepteur des écoulements est constitué par l'ancien canal de Craponne rencontré à des distances plus au moins courtes (60 à 230 m) en aval des 6 exutoires fonctionnels décrits ci-dessus.

Un bassin de confinement des pollutions accidentelles a été mis en place par le Conseil Général au droit du rond-point actuel en limite Est du tronçon étudié.

On note la présence d'un rejet pluvial en provenance de la carrière des Fumades au niveau du carrefour de la RD23c avec la RD561. Ce rejet semble chargé de matières en suspensions et son odeur suggère la présence d'hydrocarbures à l'état de traces.

Ce rejet arrive en amont d'une buse de traversée de la RD (DN1000 mm) qui est aujourd'hui condamné en aval en favorisant la stagnation du rejet au droit de la RD.

#### I.4.2. DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE ACTUEL DU TRONÇON ETUDIE

On approche dans les tableaux suivants les débits de pointes des bassins versant routiers de la RD561 à l'état initial (avant passage de la RD561) et actuel de la plate-forme et les débits de pointes en entrée des franchissements de la RD. Ces débits sont calculés par la méthode rationnelle pour des pluies intenses de courtes durées (= temps de concentration  $t_c$  du bassin versant calculé par la méthode des vitesses du SETRA) :

##### Calcul des débits de pointes du bassin versant total du tronçon de la RD561 estimés à l'état initial (avant le passage de la RD561), cf. détails en annexe 1 – l/s

	Débits de pointe					
	T = 2 an	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
Intensité pluie de durée $t_c$ (mm/h)	97	147	162	202	254	323
Débit de pointe calculé (l/s)	85	96	141	176	278	494

### Calcul des débits de pointes des bassins versant routiers de la RD561 à l'état actuel, cf. détails en annexe 1 – l/s

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Débit de pointe 2 ans (l/s)	84	68	32	40	24	79	40
Débit de pointe 5 ans (l/s)	115	102	46	60	36	115	61
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>126</b>	<b>113</b>	<b>53</b>	<b>66</b>	<b>40</b>	<b>131</b>	<b>67</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	158	140	66	83	49	163	83
Débit de pointe 50 ans (l/s)	209	186	88	109	66	219	110
Débit de pointe 100 ans (l/s)	266	237	109	139	83	273	140

### Calcul des débits de pointes en entrée des franchissements de la RD561, cf. détails en annexe 2 – l/s

	Exutoire 1	Exutoire 2	Exutoire 3	Exutoires 4 et 5	Exutoire 6	Exutoire 7
	BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud
Débit de pointe 2 ans (l/s)	234	303	912	509	460	2 316
Débit de pointe 5 ans (l/s)	315	400	1 216	682	594	2 979
Débit de pointe 10 ans (l/s)	429	591	1 658	990	894	4 343
Débit de pointe 20 ans (l/s)	535	736	2 068	1 235	1 114	5 411
Débit de pointe 50 ans (l/s)	810	1 158	3 124	1 930	1 763	8 417
Débit de pointe 100 ans (l/s)	1 324	1 948	4 991	3 292	2 886	13 332

La confrontation des débits calculés au niveau des exutoires à l'approche des débits capables des ouvrages permet d'estimer les occurrences de dysfonctionnement des ouvrages limitants.

### Diagnostic des ouvrages du franchissement de la RD561 par tronçon à l'état actuel, cf. détails en annexe 2 – l/s

	Exutoire 1	Exutoire 2	Exutoire 3	Exutoires 4 et 5	Exutoire 6	Exutoire 7
Ouvrage limitant	Dalot 1.0 x 0.6 m	DN 800	2 x DN 1000	Dalot 1.0 x 0.8 m	Dalot 1.0 x 1.0 m	Dalot 2.5 x 0.9 m
Bassin versant drainé	BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud
Débit capable à pleine section (l/s)	2 115	2 552	3 520	1 926	5 825	8 175
Occurrence de dysfonctionnement des ouvrages	> 100 ans	> 100 ans	>50 ans et < 100 ans	50 ans	> 100 ans	>20 ans et < 50 ans

Les calculs montrent que dans la configuration actuelle, les ouvrages de franchissement de la RD561 sont suffisamment dimensionnés par rapport aux débits générés par les bassins versant amont. L'occurrence de dysfonctionnement calculée est de 30 à 40 ans pour l'exutoire 7 et entre 50 et 100 ans pour les autres ouvrages.

### **I.4.3. MILIEU RECEPTEUR EN AVAL DU PROJET**

L'exutoire final du réseau pluvial du tronçon étudié est constitué par l'ancien canal de Craponne qui rejette directement dans le canal EDF pour les deux tiers Est du projet et qui continue son trajet vers l'Ouest pour le tiers Ouest du projet.

#### **Ancien canal de Craponne :**

Ce canal irriguait autrefois la Provence mais son rôle d'émissaire d'irrigation a été abandonné au profit du canal d'Alleins (nouveau canal de Craponne) qu'il rejoint plus en aval, après franchissement du canal agro-industriel EDF.

Il s'agit localement d'un canal assez profond aujourd'hui à sec qui draine l'ensemble du flanc Nord des massifs du secteur.

Ce canal est à sec en dehors des jours pluvieux et ne présente pas de réel intérêt écologique ou halieutique dans le secteur étudié.

#### **Canal usinier EDF de la Durance :**

Le canal EDF a été aménagé dans la Durance en 1955, principalement pour la production d'énergie électrique, mais également pour améliorer l'irrigation agricole, alimenter plusieurs collectivités en eau potable. Il débute par une prise d'eau dans le grand bassin de Cadarache, retenue de l'eau de la Durance de 120 ha.

Cette dérivation de lit de la Durance permet d'accueillir dans le canal EDF des débits importants allant jusqu'à 250 m<sup>3</sup>/s. Les débits réels sont modulés afin de répondre aux différents besoins des utilisateurs.

Il se jette dans l'étang de Berre au niveau de Saint-Chamas.

L'eau du canal EDF est utilisée pour l'alimentation en eau potable de la ville de Marseille au niveau de la chute de Saint-Estève-Janson à une vingtaine de km en amont du projet, puis de Salon-de-Provence à 15 km en aval, et en partie aval de Saint-Chamas et quelques communes riveraines de l'Etang de Berre. En particulier, le canal EDF alimente en eau le canal de Craponne après le col de Lamanon (à Beauplan pour la Branche de Salon et à Lamanon pour la branche d'Arles). Le canal de Craponne a pour principal objectif l'irrigation des bassins agricoles et la branche de Salon est utilisée également pour l'alimentation en eau potable de la Ville de Salon-de-Provence, à environ 15 km en aval du projet étudié.

Selon l'étude d'impact de l'activité du site de Cadarache, le débit minimal d'étiage maintenu dans ce canal est de 4,5 m<sup>3</sup>/s. La décantation dans le grand bassin de Cadarache a pour but de limiter le transport de fines vers l'étang de Berre.

Le canal EDF n'est pas affecté d'un objectif de qualité au même titre que l'ensemble des masses d'eau (cours d'eaux et nappe).

#### **I.4.4. LES ZONES INONDABLES**

##### **Position du tronçon étudié :**

La délimitation des zones inondables au droit du projet est issue de l'Atlas des Zones Inondables (AZI) des Bouches-du-Rhône (approche hydrogéomorphologique, DREAL). Cette approche fournit une enveloppe hydrogéomorphologique visant à intégrer la morphologie et les indices de terrain afin de délimiter le lit majeur maximal sans aucun calcul hydraulique. Elle aboutit souvent à surestimer les surfaces réellement inondables et doit être considérée comme une indication en l'absence d'étude hydraulique plus fine.

L'enveloppe définie par l'AZI dans le secteur du projet est reportée sur la figure 1. **Cette cartographie montre que le projet n'est pas situé en zone inondable.**

##### **La plaine de Mallemort (à partir de 800 m au Nord du projet) :**

A partir de 800 m au Nord du tronçon étudié, la plaine de Mallemort est inondable par la Durance au-delà d'un débit de 3 000 m<sup>3</sup>/s (occurrence 30 à 40 ans). La crue de 1994 (2 850 m<sup>3</sup>/s, occurrence estimée à 30 ans) a tout de même provoqué un débordement généralisé dans le secteur en raison :

- de l'insuffisant niveau de protection des digues (une part importante des effets de cette crue est liée à des ruptures de digues et d'épis). Le dispositif a été amélioré depuis cette date dans le cadre d'un programme de réfection des digues existantes et de création de nouvelles digues par le Syndicat Mixte d'Aménagement de la Vallée de la Durance,
- d'une capacité du lit majeur limitée. Celle-ci a été améliorée depuis cette date par des opérations de curages.

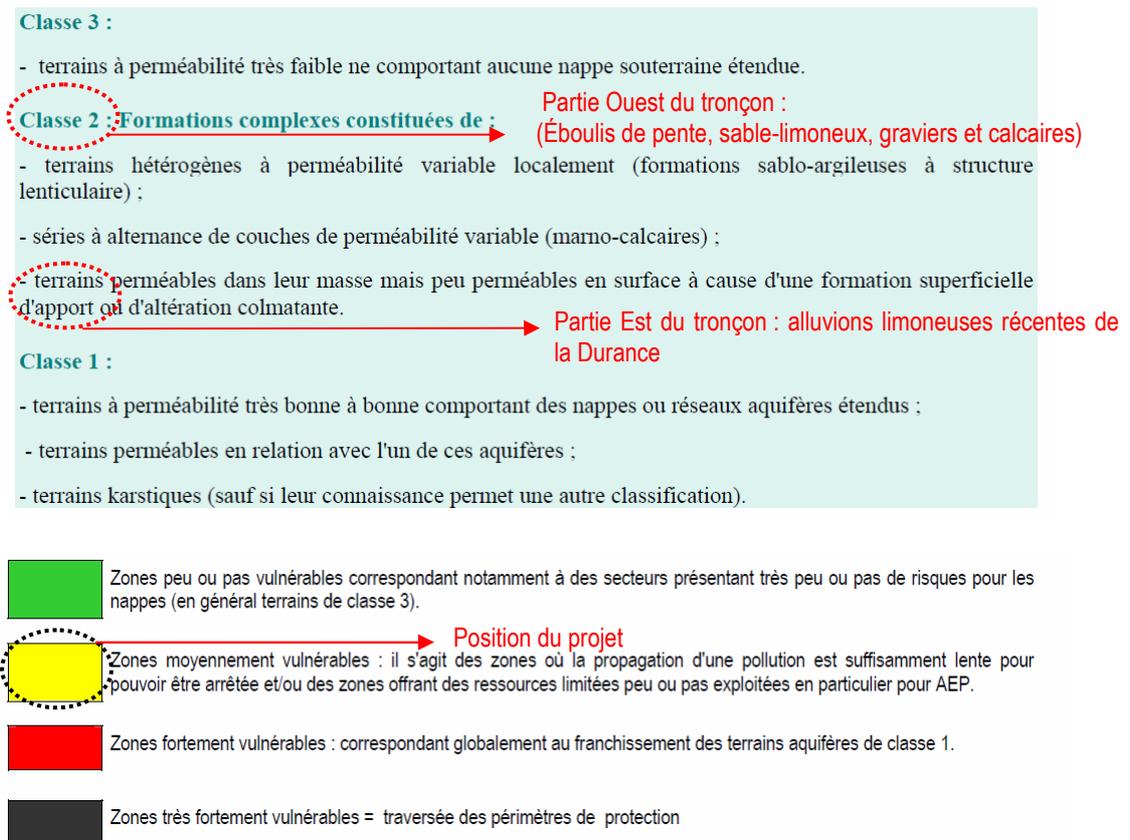
Le secteur est caractérisé par la présence du canal EDF dont une prise d'eau en Durance (barrage de Mallemort) s'effectue au droit de Mallemort. Dans la plaine, les berges de ce canal représentent un important remblai haut de plusieurs mètres qui fait office de barreau en encadrant la plaine avant de continuer son trajet vers le Sud-Ouest. Tout flux en cas de crue de la Durance qui s'engage dans le secteur de la plaine de Mallemort se trouve donc bloqué par ce canal. Du fait de l'insuffisance de l'ouvrage de traversée du contre canal EDF dirigé vers la Durance, tronçon aval du barrage, il s'ensuit donc en cas de crue exceptionnelle une montée en charge assez importante pouvant dépasser 3 m (ponctuellement 4 m) de hauteur à l'Est du canal.

## I.5. VULNERABILITE DE LA RESSOURCE EN EAU SUR LE TRACE ETUDIE

Cette approche est adaptée de la méthode développée par le SETRA dans son guide technique « Pollution d'origine routière – Conception des ouvrages de traitement des eaux (Août 2007) ».

### I.5.1. VULNERABILITE VIS-A-VIS DES EAUX SOUTERRAINES

#### Vulnérabilité des nappes souterraines – Méthode proposée par le SETRA



Le périmètre de protection du captage AEP souterrain le plus proche du projet est celui de Mallemort situé à environ 1,5 km en aval Ouest du projet.

La méthode proposée par le SETRA classe le milieu eaux souterraines en aval de l'infrastructure étudiée en secteur moyennement vulnérable (terrains hétérogènes faiblement aquifère à l'Ouest, et terrains à perméabilité bonne à très bonne mais recouverts par une formation limoneuse peu perméable à l'Est et existence d'un captage AEP à 1,5 km en aval du projet).

### I.5.2. VULNERABILITE VIS-A-VIS DES EAUX SUPERFICIELLES PAR RAPPORT AU TRONÇON ETUDIE

Le réseau hydrographique en aval direct du projet étudié est caractérisé par le passage de l'ancien canal de Craponne utilisé aujourd'hui pour la collecte et le drainage des eaux pluviales des secteurs traversés. Ce canal qui reçoit les eaux pluviales du projet rejette directement dans le canal EDF.

En aval du projet, le canal EDF alimente en eau le canal de Craponne après le col de Lamanon (à Beauplan pour la Branche de Salon et à Lamanon pour la branche d'Arles). Le canal de Craponne a pour principal objectif l'irrigation des bassins agricoles et la branche de Salon est utilisée également pour l'alimentation en eau potable de la Ville de Salon-de-Provence, à environ 15 km en aval du projet étudié. A raison d'une vitesse d'écoulement de 1 m/s (pente moyenne du canal EDF voisine de 0,39% jusqu'à St-Chamas), le temps de transfert théorique depuis le secteur jusqu'à Salon-de-Provence est voisin de 4 h 30.

#### Classe de vulnérabilité des eaux de surface – méthode proposée par le SETRA

Objectifs de qualité ou qualité des eaux de surface	Usages				
	Sans A.E.P. de surface			A.E.P. de surface	
	Nombre d'usage(s) à moins de 5 kms.			Distance	
	< 2	2 – 3	> 3	1-10 km	> 10 km
1A – 1B					
2 – 3					

	Peu ou pas vulnérables
	Moyennement vulnérables
	Fortement vulnérables

La méthode proposée par le SETRA classe le milieu eaux superficielles en aval de l'infrastructure étudiée en moyennement vulnérable (usage de l'eau du canal EDF pour l'alimentation en eau potable à partir de 15 km en aval du projet et usage pour l'irrigation dans les 5 km en aval du projet).

## I.6. FAUNE ET FLORE ET RESEAU NATURA 2000

L'étude d'incidences Natura 2000 du projet est jointe en annexe 3.

## **II. INCIDENCES DU PROJET SUR L'EAU ET SES USAGES**

### **II.1. PHASE TRAVAUX**

Il existe toujours un risque de déversement accidentel des produits utilisés dans la phase des travaux pour le chantier, en particulier les hydrocarbures.

Pour éviter de telles nuisances, le chantier suivra les recommandations exposées en partie V.

### **II.2. IMPACT DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

Le système d'assainissement pluvial, les principes de son fonctionnement, ainsi que les débits de projet correspondants sont présentés en détail en pièce III, sur la figure 3, pièce VI.

#### **II.2.1. IMPACT HYDRAULIQUE**

##### **II.2.1.1. MODIFICATIONS DES ECOULEMENTS**

Les principes du réseau pluvial futur sont reportés en figure 4, pièce VI et explicités en pièce III.

L'augmentation de la surface imperméabilisée est limitée à l'aménagement des accotements du tronçon étudié (+ 4 665 m<sup>2</sup>). Les surfaces imperméabilisées totales sur le tronçon considéré seront au maximum de 2,04 ha. Elles sont décomposées en pièce III.

La morphologie générale des écoulements au droit du tronçon sera globalement conservée par rapport à la situation actuelle (cf. figure 4, pièce VI), à quelques exceptions près :

- l'imperméabilisation actuelle et future de 6 bassins versants routiers (8 au total) est compensée par la mise en place de 5 fossés de rétention (volume cumulé total : 1 140 m<sup>3</sup>),
- le débit total des ruissellements de la chaussée restitué vers l'aval sera régulé à 23 l/s au total, avec conservation des exutoires actuels,
- les apports des bassins versant amont seront déconnectés du réseau pluvial routier sans modification de la configuration de ces écoulements,
- un fossé pluvial sera créé en aval des rétentions R4 et R5 dans un secteur où les écoulements sont aujourd'hui diffus et mal identifiés.

##### **II.2.1.2. VERIFICATION DES VOLUMES A STOCKER**

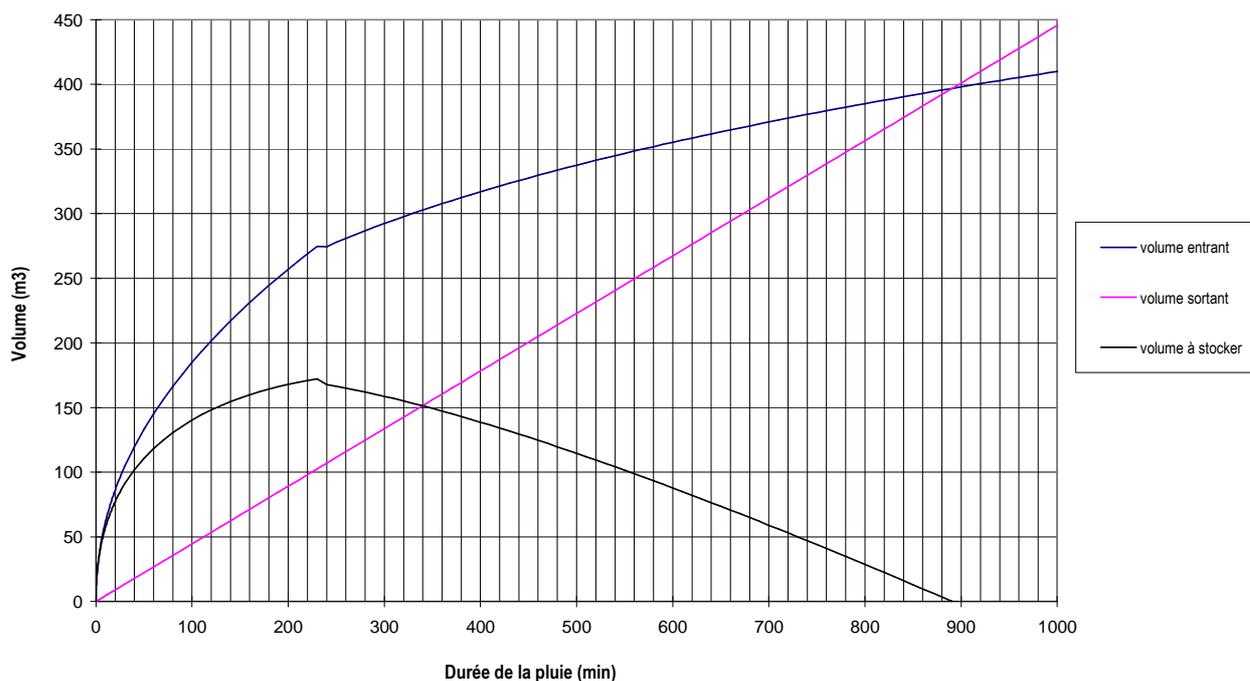
Dans le tableau suivant, on récapitule les résultats de la méthode des pluies appliquée aux fossés de rétention.

### Application de la méthode des pluies aux fossés de rétention

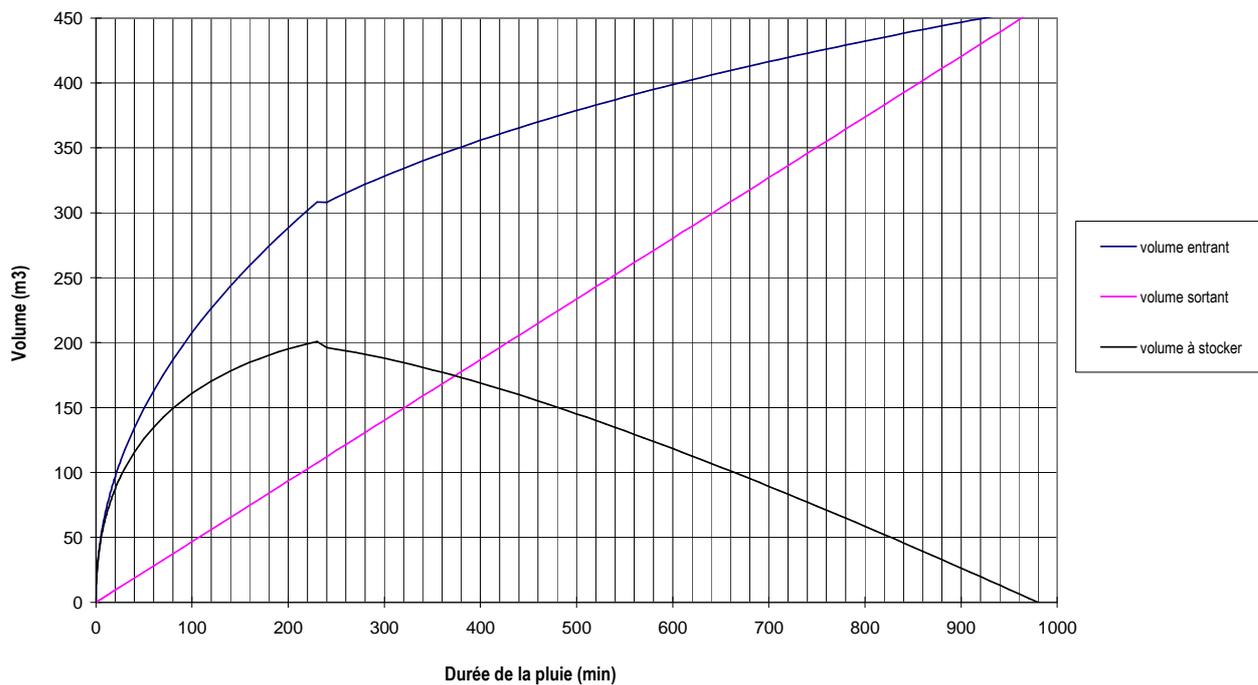
	R1	R2	R3	R4	R6-7
	BV 1	BV 2	BV 3	BV 4	BV 6 + BV 7
Surface de bassin versant drainé (m <sup>2</sup> )	3 480	3 900	2 750	2 240	7 560
Coefficient de ruissellement 10 ans	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
<b>Débit de rejet superficiel (l/s)</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>8</b>
Coefficient d'infiltration du projet	1.8E-05	1.8E-05	2.7E-06	2.7E-06	2.7E-06
Surface moyenne d'infiltration (m <sup>2</sup> )	190	210	200	160	675
<b>Débit d'infiltration (l/s)</b>	<b>3,4</b>	<b>3,8</b>	<b>0,5</b>	<b>0,4</b>	<b>1,8</b>
<b>Occurrence du dimensionnement</b>	<b>Décennale</b>				
<b>V à stocker méthode des pluies - occurrence 10 ans - (m<sup>3</sup>)</b>	<b>172</b>	<b>201</b>	<b>154</b>	<b>129</b>	<b>461</b>
Durée de pluie critique (mise en charge maximum) - (min)	230	230	230	230	230
Hauteur de pluie critique (mm)	83	83	83	83	83
<b>Volume utile total retenu pour la rétention des eaux pluviales (m<sup>3</sup>)</b>	<b>175</b>	<b>205</b>	<b>160</b>	<b>130</b>	<b>470</b>

Les rétentions du projet permettront de stocker sans débordement les volumes produits sur la plate-forme du projet pour la série statistique des pluies décennales.

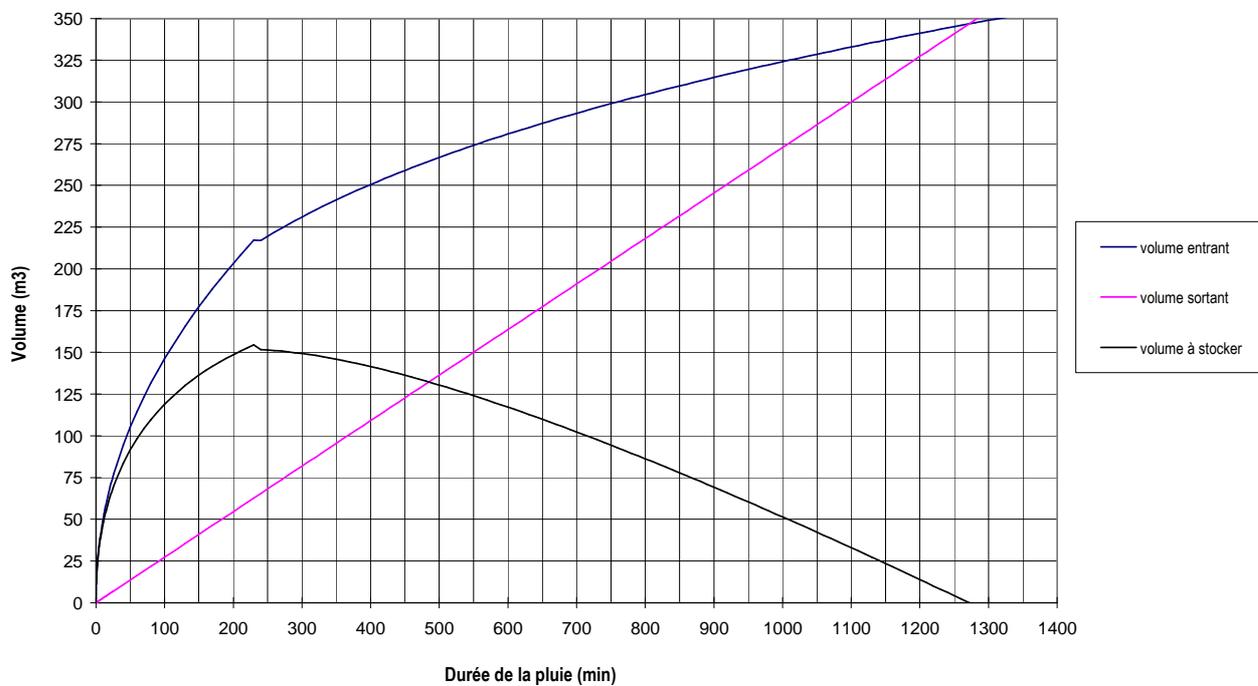
#### Méthode des pluies appliquée au fossé de rétention R1 : pluie décennale



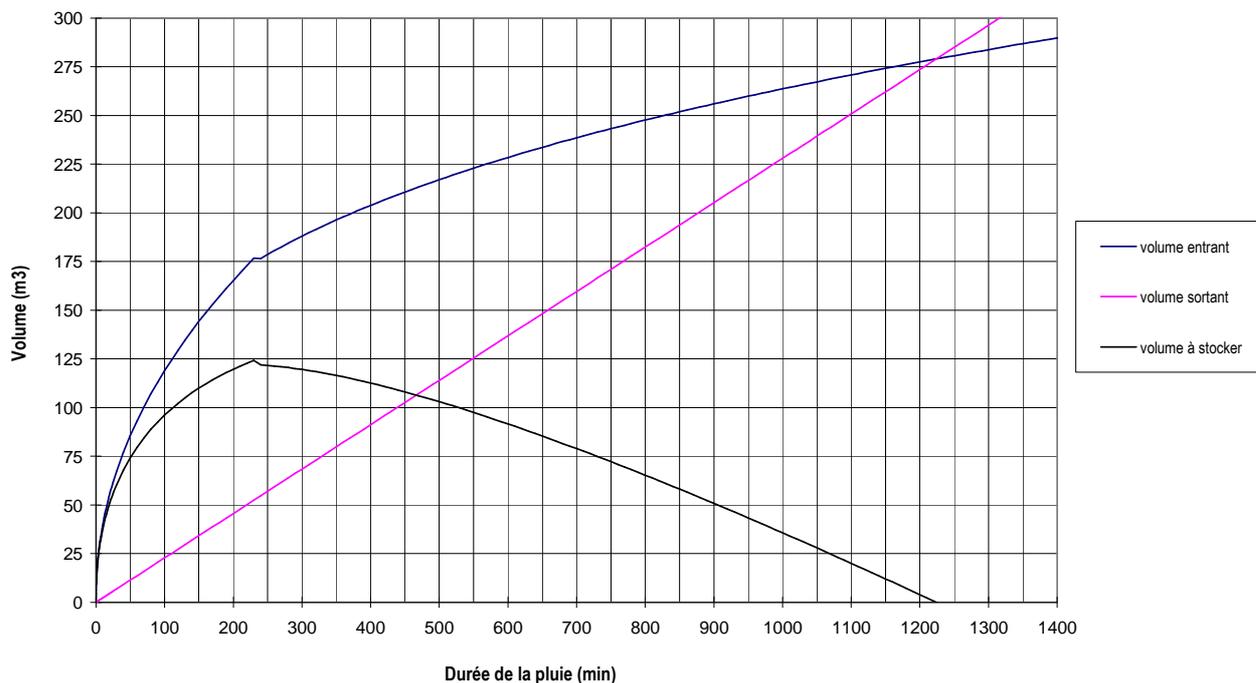
### Méthode des pluies appliquée au fossé de rétention R2 : pluie décennale



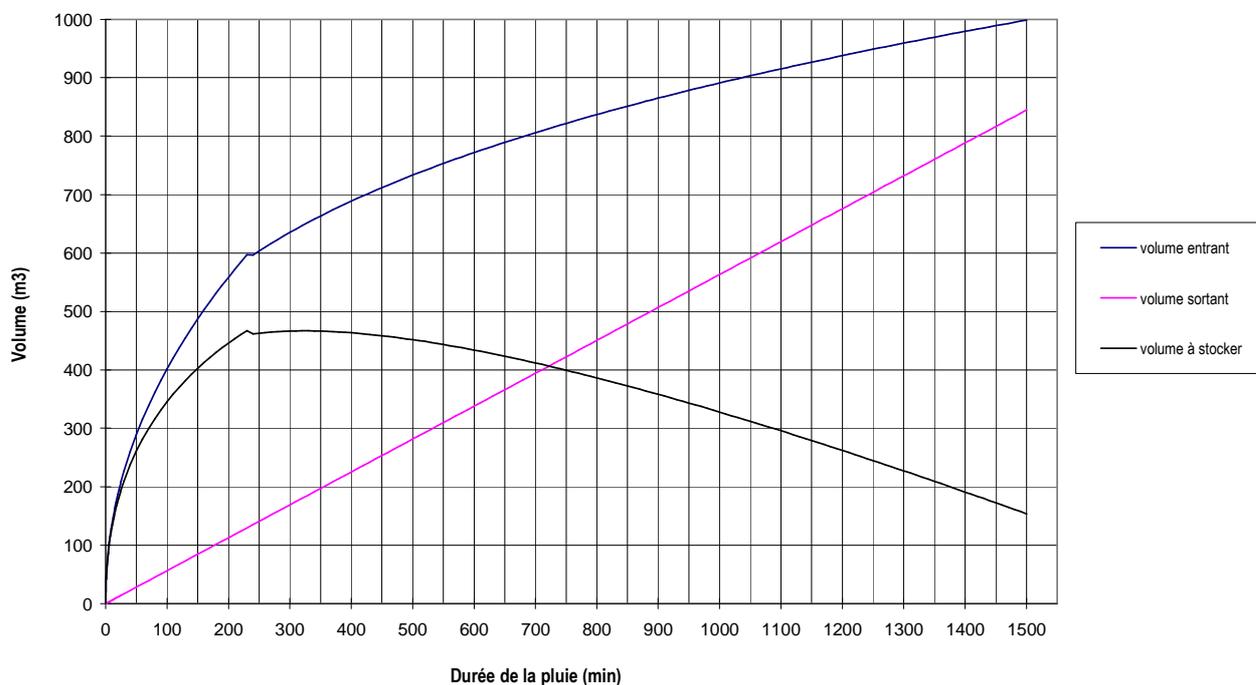
### Méthode des pluies appliquée au fossé de rétention R3 : pluie décennale



### Méthode des pluies appliquée au fossé de rétention R4 : pluie décennale



### Méthode des pluies appliquée au fossé de rétention R5 : pluie décennale



### **II.2.1.3. IMPACT HYDRAULIQUE DE L'IMPERMEABILISATION**

L'imperméabilisation augmente les volumes et les vitesses de ruissellement, ce qui a pour incidence d'augmenter légèrement le débit de pointe estimé à l'exutoire des bassins versant routiers.

On approche dans les tableaux en pages suivantes les débits et les volumes restitués vers l'aval pour les pluies exceptionnelles suivantes :

- pluies courtes et intenses de durées équivalentes au temps de concentration de chaque bassin versant (tc), permettant d'appréhender l'impact du projet à ses limites aval directes,
- pluies de durées 4 h, durée plus compatibles avec la dynamique du bassin versant global (Ancien canal de Craponne).

### Récapitulatif de l'impact hydraulique du projet pour des pluies intenses (durée = tc) sur l'aval direct - (méthode rationnelle)

		BV 1			BV 2			BV 3			BV 4		
		Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions
Surface (ha)		0,18 + 0,12 = 0,30	0,34		0,26	0,39		0,23	0,27		0,15	0,22	
Coefficient de ruissellement en pluie décennale		0,95			0,95				0,95			0,95	
Coefficient de ruissellement en pluie centennale		1			1				1			1	
Débits transmis vers l'aval - pluie intense (t=5 min)	Q10 débit décennal de pointe (l/s)	126	140	4	113	158	4	53	59	4	66	89	3
	Q100 débit centennal de pointe (l/s)	266	296	296	237	332	332	109	123	123	139	187	187

		BV 5			BV 6 + BV 7			BV 8		
		Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet : état actuel	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions
Surface (ha)		0,10	0,14		0,48	0,75		0,16	0,17	
Coefficient de ruissellement en pluie décennale		0,95			0,95				0,95	
Coefficient de ruissellement en pluie centennale		1			1				1	
Débits transmis vers l'aval - pluie intense (t=5 min)	Q10 débit décennal de pointe (l/s)	40	55	55	131	186	8	67	71	71
	Q100 débit centennal de pointe (l/s)	83	115	115	273	387	387	140	150	150

### Récapitulatif de l'impact hydraulique du projet pour des pluies de 4 h sur l'aval direct - (méthode rationnelle)

		BV 1			BV 2			BV 3			BV 4		
		Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions
Surface (ha)		0,18 + 0,12 = 0,30	0,34		0,26	0,39		0,23	0,27		0,15	0,22	
Coefficient de ruissellement en pluie décennale		0,95			0,95			0,95			0,95		
Coefficient de ruissellement en pluie centennale		1			1			1			1		
Débits transmis vers l'aval - pluie 4 h	Q10 débit décennal (l/s)	17	18	4	15	21	4	13	14	4	9	12	3
	Q100 débit centennal (l/s)	33	37	37	30	42	42	26	29	29	18	24	24
Volumes transmis vers l'aval - pluie de 4 h	V10 volume décennal restitué (m3)	240	260	58 au bout de 4h 210 en totalité (infiltration partielle)	208	292	58 au bout de 4h 238 en totalité (infiltration partielle)	179	201	58 au bout de 4h 193 en totalité (infiltration partielle)	122	164	43 au bout de 4h 158 en totalité
	V100 volume centennal restitué (m3)	510	584	467 au bout de 4h 534 en totalité (infiltration partielle)	443	656	509 au bout de 4h 602 en totalité (infiltration partielle)	381	462	360 au bout de 4h 454 en totalité (infiltration partielle)	260	376	295 au bout de 4h 370 en totalité

		BV 5			BV 6 + BV 7			BV 8		
		Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions	Avant projet	Après projet sans rétentions	Après projet avec rétentions
Surface (ha)		0,10	0,14		0,48	0,75		0,16	0,17	
Coefficient de ruissellement en pluie décennale		0,95			0,95			0,95		
Coefficient de ruissellement en pluie centennale		1			1			1		
Débits transmis vers l'aval - pluie 4 h	Q10 débit décennal (l/s)	6	8	<b>8</b>	27	39	<b>8</b>	9	9	<b>9</b>
	Q100 débit centennal (l/s)	12	16	16	55	78	78	18	19	19
Volumes transmis vers l'aval - pluie de 4 h	V10 volume décennal restitué (m3)	80	112	112	383	543	115 au bout de 4h 517 en totalité (infiltration partielle)	123	132	132
	V100 volume centennal restitué (m3)	171	238	238	816	1270	910 au bout de 4h 1244 en totalité (infiltration partielle)	262	281	281

### **Pluies décennales :**

Pour la série statistique des pluies décennales, les fossés de rétention du projet ne débordent pas. Le débit superficiel total d'une pluie décennale restitué par les fossés de rétention est de 23 l/s, auquel il faut ajouter le débit de pointe des deux petits bassins versants non tamponnés ( $55 + 71 = 126$  l/s), le total restitué (159 l/s) étant très inférieur au débit de pointe biennal de la plate forme à son état actuel (447 l/s). L'impact hydraulique du projet est donc positif pour les séries de pluies biennales à décennales.

### **Pluies centennales :**

L'application de la méthode rationnelle aux bassins versants des 5 rétentions montre que les débits de pointe après projet sont légèrement supérieurs aux débits calculés dans l'état actuel du tronçon.

Cette légère augmentation aura un effet local très limité en raison de la distribution diffuse des débits de débordements en 7 exutoires et un effet régional négligeable avec un impact s'estompant très vite à mesure que l'on s'éloigne vers l'aval.

Compte tenu de l'emplacement des rétentions par rapport aux ouvrages de franchissement de la RD (quatre en aval et une en amont), cette augmentation n'aura aucun effet sur la capacité de ces ouvrages. Pour la rétention R3 placée en amont de la traversée 3, le débit d'augmentation est inférieur à 0,4% de la capacité de l'ouvrage de traversée, ce qui ne modifiera pas son fonctionnement hydraulique.

Par ailleurs, la présence des rétentions permettra d'opérer un tamponnement et un stockage temporaire des volumes restitués vers l'aval pendant une crue de l'ancien canal de Craponne. En effet, en les supposant vides au début de la pluie, les rétentions permettront d'abaisser les volumes restitués vers l'aval à la fin d'une pluie de 4 h par rapport à l'état actuel de 20% pour les rétentions R1, R2, R3 et R4 et de 30% pour la rétention R6-7.

Le reste des volumes se transmettra avec retard après la fin de la pluie de 4 h, phase de décrue des émissaires hydrauliques suivant la phase critique du pic de crue.

## **II.2.2. IMPACT QUALITATIF**

La pollution des eaux pluviales des routes provient de 3 origines :

- les eaux de pluie contiennent une faible charge polluante initiale due à la pollution atmosphérique. Les études montrent que cette charge est assez peu significative par rapport aux eaux de ruissellement,
- les eaux de ruissellement des voies de circulation se chargent en matières en suspension et en composés divers accumulés en temps sec sur les surfaces imperméabilisées et dont la dégradation dans le milieu naturel est consommatrice d'oxygène. Cette charge est directement liée au trafic de la voie considérée (gaz d'échappement comportant des hydrocarbures imbrûlés, fuites de fluides, usures de pneus et autres éléments...),
- les réseaux pluviaux sont susceptibles de contenir une charge accumulée dans les ouvrages qui peut être remobilisée pendant une pluie.

### II.2.2.1. LA CHARGE POLLUANTE

La charge polluante des eaux de ruissellement des chaussées est principalement liée à la teneur en matières en suspensions (MES), sur lesquelles les autres principaux polluants organiques et métalliques sont majoritairement fixés.

#### Part des polluants fixés sur les MES dans les eaux pluviales (Chebbo et Al.)

DCO%	DBO <sub>5</sub> %	NTK%	Hydrocarbures totaux%	Pb%
83 à 90	77 à 95	67 à 82	86 à 87	95

Dans l'état actuel, aucun dispositif de dépollution n'est présent sur le tronçon de la RD561 étudié. De plus, les fossés pluviaux jouent un rôle limité dans la dépollution des eaux de la chaussée et dans la décantation des MES des eaux pluviales, notamment dans les secteurs où leur pente n'est pas négligeable, et ceux-ci ne permettant aucun tamponnement.

Contrairement à l'état actuel, le projet prévoit cinq fossés de rétention qui participeront à l'amélioration de la qualité des eaux pluviales rejetées par décantation.

### II.2.2.2. PRE-TRAITEMENT DE LA POLLUTION ROUTIERE

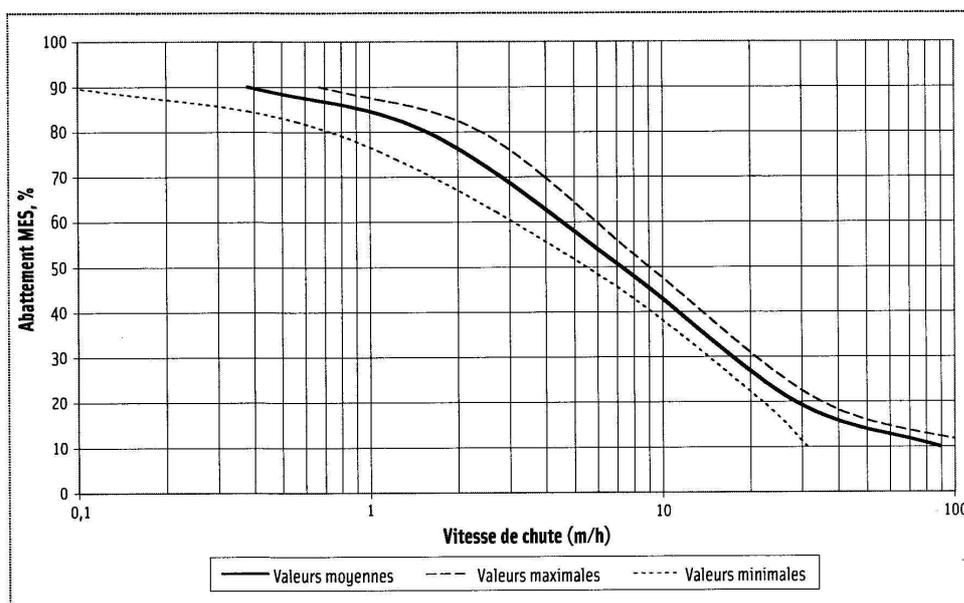
Les équipements prévus permettront de diminuer les flux de pollution restitués vers l'aval, en particulier par :

- décantation des eaux de ruissellement avant rejet (fosses de décantation en sortie des fossés de rétention pour les petites pluies peu chargées et montée en charge des fossés de rétention pendant les pointes de pluies),
- aération et biodégradation des eaux de ruissellement avant rejet (les cinq rétentions sont à ciel ouvert),
- séparation des hydrocarbures flottants (cloisons siphoniques en aval des fossés de rétention).

#### 1. Décantation :

Le pouvoir décanteur théorique d'un ouvrage dépend de sa vitesse de Hazen (débit de pointe entrant / surface horizontale du décanteur). Un ouvrage permettra de décanter l'ensemble des particules dont la vitesse de chute est supérieure à sa vitesse de Hazen. Plus cette dernière sera faible, plus le rendement de l'ouvrage sera efficace.

**Vitesses de chute des particules à décanter pour atteindre un rendement épuratoire des MES (déduites des travaux de G. Chebbo sur les bassins versants urbains) Extrait de l'ouvrage Gestion et traitement des eaux pluviales, Editions Techni.Cités**



Pour les pointes de débit exceptionnelles et une mise en charge jusqu'à la moitié de la hauteur utile du fossé les dimensions des cinq fossés de rétention leur permettent d'atteindre les vitesses de Hazen suivantes :

**Rendements de décantation attendus des bassins du projet**

**Pluie biennale**

		R1	R2	R3	R4	R5
Vitesses de hazen en pluie biennale (m/h)		1,8	1,6	0,6	1,2	0,6
Rendement théorique moyen en %	MES	79	82	86	84	86
	DCO, DBO5 et hydrocarbures	68	71	74	73	74
	NTK	59	61	64	63	64
	Pb	75	78	82	80	82

**Pluie décennale**

		R1	R2	R3	R4	R5
Vitesses de hazen en pluie biennale (m/h)		2,6	2,7	1,0	2,0	1,0
Rendement théorique moyen en %	MES	72	71	85	76	85
	DCO, DBO5 et hydrocarbures	62	61	74	66	74
	NTK	54	53	63	63	63
	Pb	68	67	81	81	81

Ces niveaux de rendements sont théoriques et s'entendent pour un ouvrage parfaitement entretenu avec un curage systématique après chaque orage.

Les fossés de rétention n'étant pas conçus pour être des ouvrages toujours en eau, il n'est pas exclu que la partie la plus fine des MES décantées en pointe de pluie puisse être remobilisée durant la décharge des

réentions, avec un effet retard. Pour cette raison et par sécurité, leur rendement moyen est fixé dans les calculs suivants à 50%.

## **2. Filtration et biodégradation :**

La mise en place de cinq fossés de rétention enherbés et allongés (755 ml au total) permettra d'améliorer légèrement les rendements de décantation calculés par filtration et biodégradation.

La circulation actuelle (6 200 véh./jour) n'étant pas modifiée, le système pluvial du projet permettra de réduire les charges (pollution chronique et accidentelle) par rapport à la situation actuelle.

### **II.2.2.3. CALCUL D'IMPACT QUALITATIF DU PROJET SELON LA METHODE DU SETRA**

Le SETRA a proposé en juillet 2006 une méthode déterministe de calcul des charges de pollution générées par une plate-forme routière en fonction d'une estimation du trafic. Cette méthode préconise de calculer l'impact qualitatif des plates-formes routières pour deux configurations :

- impact moyen annuel,
- impact généré par un événement pluvial de récurrence 2 ans après une période de temps sec sur un milieu récepteur à l'étiage mensuel sec quinquennal.

Les calculs selon cette méthode des charges polluantes émises par le tronçon étudié ainsi que son impact futur sur le canal EDF sont détaillés dans les tableaux suivants.

Pour le calcul de l'impact en pointe d'orage annuel, seuls les paramètres à effet immédiat (choc) sur le milieu aquatique sont pris en compte (MES et DCO)

Selon l'étude d'impact du centre de Cadarche, le débit minimal d'étiage maintenu dans le canal EDF est de 4,5 m<sup>3</sup>/s.

On considère que le rendement de dépollution opéré par les fossés routiers avant projet est de 20%.

**Estimation de l'impact qualitatif du projet par la méthode préconisée par le SETRA (2006) - Moyenne annuelle  
Etat actuel du tronçon avant projet / fossés enherbés**

**Trafic**

	Voiries	Accotements
S Superficie	15 721	0 m <sup>2</sup>
Coefficient de ruissellement :	0.95	0.95

Trafic journalier = **6 200** véhicules/jour

Cu : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches < 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>  
Cs : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches > 10 000 veh / jour) sur 10  
Ca : Charge annuelle de polluants générée par l'aménagement  
Ce = Concentration brute émise en pluie annuelle = Ca / (9.S.P)

**Pluie**

P Pluie moyenne annuelle	700 mm
Volume d'eau annuel	10 454 m <sup>3</sup>

**Calcul de la charge polluante du rejet**

Paramètres	Cu : Charge annuelle de polluants < 10 000 veh / jour pour 1 000 véhicules/jour 10 000 m <sup>2</sup>	Cs : Charge annuelle de polluants > 10 000 pour 1 000 véhicules suppl./jour 10 000 m <sup>2</sup>	Ca : charge annuelle de polluants pour 6 200 véh/jour 15 721 m <sup>2</sup>
	MES (kg) (mg)	40 40 000 000	0 0
DCO (kg) (mg)	40 40 000 000	0 0	628.8 628 840 000

Facteurs d'abattement de pollution avant milieu récepteur :

Fossés enherbés

Paramètres	Ce : concentration brute moyenne annuelle	Taux d'abattement de la pollution (%)	Concentration nette du rejet après abattement de la pollution
MES (mg/l)	63.5	20%	50.8
DCO (mg/l)	63.5	17%	52.7

**Caractéristiques du milieu récepteur**

Nom : **Canal EDF**  
Débit moyen interannuel annuel : **159** l/s  
Niveau de qualité actuelle : **Vert= bonne**

**Débit moyen annuel du rejet pluvial**

Débit moyen annuel du rejet pluvial : **0.33** l/s

**Classes de qualité chimique de l'eau par alévation (SEQ Eau version 2)**

	Bleu = très bonne	Vert = bonne	Jaune = moyenne	Orange = médiocre	Rouge = mauvaise
MES (mg/l)	2	25	38	50	-
DCO (mg/l)	20	30	40	80	-

Arrêté du 11 janvier 2007 : eau destinée à la consommation humaine

	Limite eaux brutes	Limites eaux destinée à la consommation
Σ6Hap (µg/l)	1	0.1

**Impact moyen du rejet pluvial**

Paramètres	Concentration de référence avant rejet (milieu de la classe de qualité considérée)	Classe de qualité du milieu récepteur avant rejet	Concentration calculée après rejet	Classe de qualité du milieu récepteur après rejet
MES (mg/l)	13.5	Vert= bonne	13.6	Vert= bonne
DCO (mg/l)	25.0	Vert= bonne	25.1	Vert= bonne

## Estimation de l'impact qualitatif du projet par la méthode préconisée par le SETRA (2006) - Moyenne annuelle Etat futur avec les fossés de rétention / décantation

### Trafic

S Superficie	Voiries	14 338	m <sup>2</sup>	Accotements	6 049	m <sup>2</sup>
Coefficient de ruissellement :		0.95			0.95	

Trafic journalier = 6 200 véhicules/jour

Cu : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches < 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>

Cs : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches > 10 000 veh / jour) sur 10+

Ca : Charge annuelle de polluants générée par l'aménagement

Ce = Concentration brute émise en pluie annuelle = Ca / (9.S.P)

### Pluie

P Pluie moyenne annuelle	700	mm
Volume d'eau annuel	13 557	m <sup>3</sup>

### Calcul de la charge polluante du rejet

Paramètres	Cu : Charge annuelle de polluants < 10 000 veh / jour pour 1 000 véhicules/jour 10 000 m <sup>2</sup>			Cs : Charge annuelle de polluants > 10 000 pour 1 000 véhicules suppl./jour 10 000 m <sup>2</sup>	Ca : charge annuelle de polluants pour 6 200 véh./jour 14 338 m <sup>2</sup>
	(kg)	(mg)			
MES	40	40 000 000	0	0	573.5 573 520 000
DCO	40	40 000 000	0	0	573.5 573 520 000

Facteurs d'abattement de pollution avant milieu récepteur :

Rétentions avec fosse de décantation

Paramètres	Ce : concentration brute moyenne annuelle	Taux d'abattement de la pollution (%)	Concentration nette du rejet après abattement de la pollution
MES (mg/l)	44.7	50%	22.3
DCO (mg/l)	44.7	43%	25.7

### Caractéristiques du milieu récepteur

Nom :	Canal EDF
Débit minimal (étage)	4500 l/s
Niveau de qualité actuelle	Vert= bonne

### Classes de qualité chimique de l'eau par alévation (SEQ Eau version 2)

	Bleu = très bonne	Vert = bonne	Jaune = moyenne	Orange = médiocre	Rouge = mauvaise
MES (mg/l)	2	25	38	50	-
DCO (mg/l)	20	30	40	80	-

### Débit moyen annuel du rejet pluvial

Débit moyen annuel du rejet pluvial 0.43 l/s

### Arrêté du 11 janvier 2007 : eau destinée à la consommation humaine

	Limite eaux brutes	Limites eaux destinée à la consommation
Σ6Hap (µg/l)	1	0.1

### Impact moyen du rejet pluvial

Paramètres	Concentration de référence avant rejet (milieu de la classe de qualité considérée)	Classe de qualité du milieu récepteur avant rejet	Concentration calculée après rejet	Classe de qualité du milieu récepteur après rejet
MES (mg/l)	13.5	Vert= bonne	13.5	Vert= bonne
DCO (mg/l)	25.0	Vert= bonne	25.0	Vert= bonne

**Estimation de l'impact qualitatif du projet par la méthode préconisée par le SETRA (2006) - Episode pluvieux de pointe  
Etat actuel du tronçon avant projet / Fossés enherbés**

**Trafic**

S Superficie	Voies 15 721	Accotements 0
Coefficient de ruissellement :	0.95	0.95 m <sup>2</sup>

Trafic journalier = **6 200** véhicules/jour

Cu : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches < 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>  
Cs : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches > 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>  
Ca : Charge annuelle de polluants générée par l'aménagement  
Ce = Concentration brute émise lors d'un événement pluvieux de pointe = (2,3 \* Ca) / (10 \* S)

**Calcul de la charge polluante du rejet**

Pour le calcul de l'impact de pointe, seuls les paramètres à effet immédiat sur le milieu aquatique sont pris en compte (effet de choc) : MES et DCO

Paramètres	Cu : Charge annuelle de polluants < 10 000 veh / jour pour 1 000 véhicules/jour 10 000 m <sup>2</sup>	Cs : Charge annuelle de polluants > 10 000 pour 1 000 véhicules suppl./jour 10 000 m <sup>2</sup>	Ca : charge annuelle de polluants pour 6 200 véh/jour 15 721 m <sup>2</sup>
	MES (kg) (mg)	40 40 000 000	0 0
DCO (kg) (mg)	40 40 000 000	0 0	628.8 628 840 000

**Pluie**

MONTANA :  $I \text{ (mm/min)} = a * T \text{ (mn)}^b$   
Période de la pluie de référence : 2 ans  
a = 4.233  
b = 0.533

Tc : temps de concentration

Eau recueillie					
Tc (mn)	(h)	(mm/min)	S active (m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> )
10	0.167	1.24	14 935	0.309	185.29

Calcul du volume d'eau générée par la pluie (m<sup>3</sup>) : **185.29**

Facteurs d'abattement de pollution avant milieu récepteur : **Fossés enherbés**

Paramètres	Ce : concentration brute émise lors d'un événement pluvieux de pointe de période : 1 an de durée : 15 min	Taux d'abattement minimal de la pollution (%)	Concentration nette du rejet après abattement de la pollution lors d'un événement pluvieux de pointe
MES (mg/l)	92.0	20%	73.6
DCO (mg/l)	92.0	17%	76.4

**Caractéristiques du milieu récepteur**

Nom :	Canal EDF
Débit d'étiage moyen	4500 l/s
Niveau de qualité actuelle	Vert = bonne

**Classes de qualité chimique de l'eau par aléatriation (SEQ Eau version 2)**

	Bleu = très bonne	Vert = bonne	Jaune = moyenne	Orange = médiocre	Rouge = mauvaise
MES (mg/l)	2	25	38	50	-
DCO (mg/l)	20	30	40	80	-

**Débit de rejet pluvial en pointe**

Régulation / tamponnement du débit	Non
Débit de pointe du rejet pluvial	309 l/s

**Impact du rejet pluvial lors d'un événement pluvieux de pointe**

Paramètres	Concentration de référence avant rejet (milieu de la classe de qualité considérée)	Classe de qualité du milieu récepteur avant rejet	Concentration calculée après rejet	Classe de qualité du milieu récepteur après rejet
MES (mg/l)	13.5	Vert = bonne	17.4	Vert = bonne
DCO (mg/l)	25.0	Vert = bonne	28.3	Vert = bonne

**Estimation de l'impact qualitatif du projet par la méthode préconisée par le SETRA (2006) - Episode pluvieux de pointe  
Etat futur avec bassins de rétention / décantation - Sans prise en compte des facteurs de dégradation en aval du projet**

**Trafic**

S Superficie	Voiries 14 338	Accotements 6 049 m <sup>2</sup>
Coefficient de ruissellement :	0.95	0.95

Trafic journalier = 6 200 véhicules/jour

Cu : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches < 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>  
Cs : Charge annuelle de polluants pour 1 000 véhicules/jour (tranches > 10 000 veh / jour) sur 10 000 m<sup>2</sup>  
Ca : Charge annuelle de polluants générée par l'aménagement  
Ce = Concentration brute émise lors d'un événement pluvieux de pointe = (2,3 \* Ca) / (10 \* S)

**Calcul de la charge polluante du rejet**

Pour le calcul de l'impact de pointe, seuls les paramètres à effet immédiat sur le milieu aquatique sont pris en compte (effet de choc) : MES et DCO

Paramètres	Cu : Charge annuelle de polluants < 10 000 veh / jour pour 10 000 m <sup>2</sup>	Cs : Charge annuelle de polluants > 10 000 pour 10 000 m <sup>2</sup>	Ca : charge annuelle de polluants pour 10 000 m <sup>2</sup>
	1 000 véhicules/jour	1 000 véhicules suppl./jour	6 200 véh/jour
MES (kg)	40	0	573.5
MES (mg)	40 000 000	0	573 520 000
DCO (kg)	40	0	573.5
DCO (mg)	40 000 000	0	573 520 000

**Pluie**

MONTANA :  $I \text{ (mm/min)} = a * T \text{ (mn)}^{-b}$   
Période de la pluie de référence : 2 ans  
a = 4.233  
b = 0.533

Tc : temps de concentration

Eau recueillie					
Tc (mn)	(h)	(mm/min)	S active (m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> )
10	0.167	1.24	19 368	0.400	240.28

Calcul du volume d'eau générée par la pluie (m<sup>3</sup>) :

240.28

Débit de pointe du rejet pluvial après projet avec rétentions (l/s) :

23.00

Facteurs d'abattement de pollution avant milieu récepteur :

Rétentions avec fosse décantation

Paramètres	Ce : concentration brute émise lors d'un événement pluvieux de pointe de période : 1 an de durée : 15 min	Taux d'abattement minimal de la pollution (%)	Concentration nette du rejet après abattement de la pollution lors d'un événement pluvieux de pointe
MES (mg/l)	64.7	50%	32.4
DCO (mg/l)	64.7	43%	37.2

**Caractéristiques du milieu récepteur**

Nom :	Canal EDF
Débit minimal (étiage)	4500 l/s
Niveau de qualité actuelle	Vert = bonne

**Classes de qualité chimique de l'eau par aléatriation (SEQ Eau version 2)**

	Bleu = très bonne	Vert = bonne	Jaune = moyenne	Orange = médiocre	Rouge = mauvaise
MES (mg/l)	2	25	38	50	-
DCO (mg/l)	20	30	40	80	-

**Débit de rejet pluvial en pointe**

Régulation / tamponnement du débit	Oui
Débit de pointe du rejet pluvial	23 l/s

**Impact du rejet pluvial lors d'un événement pluvieux de pointe**

Paramètres	Concentration de référence avant rejet (milieu de la classe de qualité considérée)	Classe de qualité du milieu récepteur avant rejet	Concentration calculée après rejet	Classe de qualité du milieu récepteur après rejet
MES (mg/l)	13.5	Vert = bonne	13.6	Vert = bonne
DCO (mg/l)	25.0	Vert = bonne	25.1	Vert = bonne

Selon ces calculs pessimistes (décantation limitée à 50% et absence de dégradation dans le milieu), la pollution routière chronique du projet ne conduira donc pas à une dégradation de la qualité future du canal EDF.

L'impact qualitatif du projet en pointe pluvieuse sera plus faible que dans l'état actuel où aucun dispositif de prétraitement n'est présent.

**II.2.2.4. IMPACT QUALITATIF SUR LES EAUX SOUTERRAINES**

Les matières en suspension et les différents paramètres polluants, en grande partie liés à ces dernières, seront retenus par les premiers centimètres des terrains naturels, peu perméables, avant percolation des eaux vers le milieu souterrain.

Plusieurs études effectuées sur l'impact souterrain des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales montrent que l'impact qualitatif des ouvrages pluviaux est négligeable lorsqu'une épaisseur minimale de quelques dizaines de cm de sols non saturés assure la filtration et la biodégradation des eaux pluviales avant transfert vers la nappe.

Compte tenu :

- de l'épaisseur importante de terrains non saturés sous les futures rétentions (plus de 15 m au-dessus de la nappe de la Durance) et de l'absence de signes de présence d'eau dans les sondages effectués par nos soins au droit des rétentions,
- de la perméabilité limitée des terrains géologiques présents au droit du projet,
- de l'absence d'usages sensibles des eaux souterraines en aval du site,

L'impact qualitatif du système attendu sur les eaux souterraines est jugé acceptable.

### **II.3. IMPACT SUR LE RESEAU NATURA 2000**

Se reporter à la notice d'incidence Natura 2000 du projet jointe en annexe 3, pièce VI.

## III. CONFORMITE AUX SCHEMAS D'AMENAGEMENT RELATIFS A L'EAU

### III.1. SDAGE

Le projet est compatible avec les objectifs qui le concernent :

**« Poursuivre toujours et encore la lutte contre la pollution » :**

« poursuivre de façon généralisée la lutte contre la pollution sous toutes ses formes en amplifiant les efforts sur les rivières et les eaux souterraines... ».

**« S'investir plus efficacement dans la gestion des risques » :**

« améliorer la prévention et la gestion des risques de toutes natures, pollutions accidentelles, inondation en investissant dans la connaissance et le suivi, en évitant systématiquement de générer de nouvelles situations de risques, traiter de façon prioritaire les risques liés aux crues torrentielles ».

**« Penser la gestion de l'eau en terme d'aménagement du territoire » :**

« développer le lien entre la gestion des milieux aquatiques, la gestion des espaces riverains, l'aménagement du territoire. Prendre notamment en compte l'impact possible sur le fonctionnement des milieux du mode d'occupation des sols et des grandes infrastructures ».

**« Réaffirmer l'importance stratégique et la fragilité des eaux souterraines » :**

Le SDAGE 2010-2015, approuvé le 20 novembre 2010 reformule et réactualise des objectifs par des dispositions suivantes :

- **Disposition 8-02 : contrôler les remblais en zones inondables.**
- **Disposition 8-03 : limiter les ruissellements à la source.**

Le système d'assainissement des eaux pluviales a été dimensionné en tenant compte de la configuration hydrologique au droit et en aval du projet. Le projet améliore la situation d'un point de vue hydraulique et qualitatif. Le projet est compatible avec le SDAGE.

### III.2. SAGE

Aucun SAGE n'est en vigueur sur le bassin versant.

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE V : MOYENS DE SURVEILLANCE**

---

## I. PHASE TRAVAUX

Les travaux doivent respecter la qualité de l'environnement et des milieux aquatiques et ne pas dégrader l'efficacité hydraulique et qualitative du système pluvial. Pour ce faire, les produits susceptibles de présenter un risque (carburants, peintures, engrais, produits phytosanitaires...) seront stockés dans un endroit étanche déconnecté des écoulements naturels.

## II. OUVRAGES HYDRAULIQUES

La durée, l'efficacité dans le temps et le niveau de protection des dispositifs de prétraitement et de rétention des eaux pluviales dépendent en premier lieu d'un entretien suivi et efficace.

Celui-ci sera assuré par le pétitionnaire.

Une surveillance et un entretien des installations seront effectués après chaque orage ou période pluvieuse importante. En particulier, l'entretien régulier des fossés, canalisations et ouvrages est essentiel pour garantir l'absence d'impact sur l'environnement et la sécurité des biens et des personnes.

L'entretien contiendra impérativement :

- la récupération des matières présentes sur la voie,
- la surveillance et le curage périodique des dépôts dans les conduites du réseau en amont des rétentions,
- la suppression des atterrissements au niveau des grilles, fosses de décantation et les conduites des rejets, qui peuvent réduire les capacités hydrauliques et entraîner des risques de débordement,
- le curage régulier des fossés de rétention et des fosses de décantation.

De plus, toute utilisation de produits phytosanitaires sera proscrite sur ou au voisinage des ouvrages du réseau pluvial et des fossés mitoyens.

Toute pollution accidentelle éventuellement collectée dans les ouvrages du réseau devra impérativement être évacuée en filière agréée dans les meilleurs délais.

# **RD561 à Mallemort (13) – Aménagement entre RD7n et déviation de Charleval à Mallemort**

Dossier de déclaration au titre de la loi sur l'eau  
(Code de l'Environnement)

---

## **PIÈCE VI : ELEMENTS GRAPHIQUES ET CARTOGRAPHIQUES**

---

## **LISTE DES FIGURES**

**FIGURE 1 : LOCALISATION DU PROJET ET CONTEXTE HYROGEOLOGIQUE ET ENVIRONNEMENTAL AU 1 / 25 000**

**FIGURE 2 : CONTEXTE HYDRAULIQUE ACTUEL AU 1 / 5 000**

**FIGURE 3 : SCHEMA DES AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES FUTURS AU 1 / 1 000**

## **LISTE DES ANNEXES**

**ANNEXE 1 : ESTIMATION DES DEBITS DE POINTE DES BV ROUTIERS PAR LA METHODE RATIONNELLE**

**ANNEXE 2 : DIAGNOSTIC DES OUVRAGES HYDRAULIQUES ACTUELS DE TRAVERSEE PAR TRONÇON**

**ANNEXE 3 : ETUDE D'INCIDENCE NATURA 2000**

**ANNEXE 4 : RELEVES DE L'ETAT ACTUEL DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE LA VOIE**

**ANNEXE 1 – ESTIMATION DES DEBITS DE POINTE DES BV ROUTIERS PAR LA METHODE RATIONNELLE**

**BV total du tronçon à l'état initial (avant passage de la RD561)  
Méthode rationnelle avec T = temps de concentration**

**Surfaces et coefficients de ruissellements**

		Coefficients de ruissellement unitaires						
		T = 2 an	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 30 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
Types de surface	Surfaces imperméabilisées	0.95	0.95	0.95	0.95	1	1	1
	Voirie non revêtue, gravette	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
	Terrain naturel	0.15	0.15	0.2	0.2	0.22	0.25	0.35

		Décomposition des surfaces (m2)						
Types de surface	Surfaces imperméabilisées	0						
	Voirie non revêtue, gravette	0						
	Terrain naturel	15 721						
	Total	15 721						

		Coefficients de ruissellement équivalents du bassin versant						
		T = 2 an	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 30 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
Bassin versant étudié		0.15	0.15	0.20	0.20	0.22	0.25	0.35
Surface active équivalente		2 358	2 358	3 144	3 144	3 459	3 930	5 502

**Temps de concentration tc**

Choix temps de concentration tc

Temps de trajet par tronçon (min)  
tc : Temps de concentration total (min)

	Trajet 1	Trajet 2
	5	
	5	

**Pluies**

Station : Marignane (Cemagref)

		Coefficients de Montana (Météo France)						
		T = 2 an	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 30 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
a (mm/min) pluies < 240 minutes		4.233	6.048	6.278	7.851	-	9.666	12.752
b pluies < 240 minutes		0.533	0.561	0.525	0.526	-	0.512	0.535

**Débits de pointe (méthode rationnelle)**

		Débits de pointe						
		T = 2 an	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 30 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
Intensité pluie de durée tc (mm/h)		97	147	162	202	-	254	323
Débit de pointe calculé (l/s)		85	96	141	176	-	278	494
Débit spécifique (l/s/ha)		359.6	408.6	599.3	748.3	-	1177.8	2096.3

Calculs des bassins versants routiers actuels de la RD561

Pluviométrie

	a (mm/min)	b
T = 2 ans	4.233	0.533
T = 5 ans	6.048	0.561
T = 10 ans	6.278	0.525
T = 20 ans	7.851	0.526
T = 50 ans	9.666	0.512
T = 100 ans	12.752	0.535

Caractéristiques des bassins versants routiers actuels

	BV1*	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Linéaire de voie (ml)	214	366	285	242	163	723	177
Surface imperméabilisée (m2)	2 956	2 635	2 268	1 548	1 019	4 855	1 560
Dont chaussée (m2)	2 956	2 635	2 268	1 548	1 019	4 855	1 560
Dont accotements et terre-pleins (m2)	0	0	0	0	0	0	0
Pente longitudinale moyenne pondérée (%)	0.4%	0.8%	0.9%	0.1%	0.1%	0.22%	0.3%
S imperméabilisée drainée vers le Nord (m2)	739	573	1 134	774	510	2 428	780
Exutoire Nord							
S imperméabilisée drainée vers le Sud (m2)	2 217	2 062	1 134	774	510	2 428	780
Exutoire Sud							
Coefficient de ruissellement 2 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 5 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 10 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 20 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 50 ans	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficient de ruissellement 100 ans	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

\* La surface du BV1 a été majorée de 1 120 m2 (surface d'un bassin versant routier amont non aménagé par le projet)

Estimation du temps de concentration

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Vitesse moyenne en écoulement canalisé	0.94	1.33	1.42	0.45	0.40	0.70	0.87
Temps de concentration méthode des	5	5	16	5	6	12	5

\* : si  $t_c$  calculé < 5 min,  $t_c$  pris en compte = 5 min (intervalle de temps minimum connu pour la pluviométrie exceptionnelle)

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers actuels - Méthode rationnelle - BV Nord

	BV1 Nord	BV2 Nord	BV3 Nord	BV4 Nord	BV5 Nord	(BV6+BV7) Nord	BV8 Nord
Débit de pointe 2 ans (l/s)	21	15	16	20	12	39	20
Débit de pointe 5 ans (l/s)	29	22	23	30	18	58	30
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>32</b>	<b>24</b>	<b>26</b>	<b>33</b>	<b>20</b>	<b>65</b>	<b>33</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	39	31	33	41	25	82	42
Débit de pointe 50 ans (l/s)	52	40	44	55	33	110	55
Débit de pointe 100 ans (l/s)	66	51	55	70	42	137	70

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers actuels - Méthode rationnelle - BV Sud

	BV1 Sud	BV2 Sud	BV3 Sud	BV4 Sud	BV5 Sud	(BV6+BV7) Sud	BV8 Sud
Débit de pointe 2 ans (l/s)	63	53	16	20	12	39	20
Débit de pointe 5 ans (l/s)	86	80	23	30	18	58	30
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>95</b>	<b>88</b>	<b>26</b>	<b>33</b>	<b>20</b>	<b>65</b>	<b>33</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	118	110	33	41	25	82	42
Débit de pointe 50 ans (l/s)	157	146	44	55	33	110	55
Débit de pointe 100 ans (l/s)	199	185	55	70	42	137	70

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers actuels - Méthode rationnelle - BVR totaux

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Débit de pointe 2 ans (l/s)	84	68	32	40	24	79	40
Débit de pointe 5 ans (l/s)	115	102	46	60	36	115	61
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>126</b>	<b>113</b>	<b>53</b>	<b>66</b>	<b>40</b>	<b>131</b>	<b>67</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	158	140	66	83	49	163	83
Débit de pointe 50 ans (l/s)	209	186	88	109	66	219	110
Débit de pointe 100 ans (l/s)	266	237	109	139	83	273	140

Calculs des bassins versants routiers futurs de la RD 561

Pluviométrie

	a (mm/min)	b
T = 2 ans	4.233	0.533
T = 5 ans	6.048	0.561
T = 10 ans	6.278	0.525
T = 20 ans	7.851	0.526
T = 50 ans	9.666	0.512
T = 100 ans	12.752	0.535

Caractéristiques des bassins versants routiers futurs

	BV1*	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Linéaire de voie (ml)	214	366	285	248	163	723	177
Surface imperméabilisée (m2)	3 290	3 695	2 550	2 077	1 415	6 885	1 674
Dont chaussée (m2)	3 290	2 598	2 102	1 333	926	5 645	1 144
Dont accotements et terre-pleins (m2)	643	1 097	448	744	489	2 655	530
Pente longitudinale moyenne pondérée (%)	0.4%	0.8%	0.9%	0.1%	0.1%	0.2%	0.3%
S imperméabilisée drainée vers le Nord (m2)	1 980	708	1 275	1 039	708	3 443	837
Exutoire Nord	R1	R2	R3	R4		R5	
S imperméabilisée drainée vers le Sud (m2)	1 310	2 987	1 275	1 039	708	3 443	837
Exutoire Sud	R1	R2	R3	R4		R5	
Coefficient de ruissellement 2 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 5 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 10 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 20 ans	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Coefficient de ruissellement 50 ans	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficient de ruissellement 100 ans	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

\* La surface du BV1 a été majorée de 1 120 m2 surface d'un bassin versant routier amont non aménagé par le projet)

Estimation du temps de concentration

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Vitesse moyenne en écoulement canalisé	0.94	1.33	1.42	0.45	0.40	0.70	0.87
Temps de concentration méthode des	5	5	16	5	6	12	5

\* : si tc calculé < 5 min, tc pris en compte = 5 min (intervalle de temps minimum connu pour la pluviométrie exceptionnelle)

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers futurs - Méthode rationnelle - BV Nord

	BV1 Nord	BV2 Nord	BV3 Nord	BV4 Nord	BV5 Nord	(BV6+BV7) Nord	BV8 Nord
Débit de pointe 2 ans (l/s)	56	18	18	27	16	56	21
Débit de pointe 5 ans (l/s)	77	27	26	40	25	82	32
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>85</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>44</b>	<b>27</b>	<b>93</b>	<b>36</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	106	38	37	55	34	116	45
Débit de pointe 50 ans (l/s)	140	50	50	73	46	155	59
Débit de pointe 100 ans (l/s)	178	64	61	93	58	194	75

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers futurs - Méthode rationnelle - BV Sud

	BV1 Sud	BV2 Sud	BV3 Sud	BV4 Sud	BV5 Sud	(BV6+BV7) Sud	BV8 Sud
Débit de pointe 2 ans (l/s)	37	77	18	27	16	56	21
Débit de pointe 5 ans (l/s)	51	116	26	40	25	82	32
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>56</b>	<b>128</b>	<b>30</b>	<b>44</b>	<b>27</b>	<b>93</b>	<b>36</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	70	159	37	55	34	116	45
Débit de pointe 50 ans (l/s)	93	211	50	73	46	155	59
Débit de pointe 100 ans (l/s)	118	268	61	93	58	194	75

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants routiers futurs - Méthode rationnelle - BVR totaux

	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6+BV7	BV8
Débit de pointe 2 ans (l/s)	94	95	35	53	33	111	43
Débit de pointe 5 ans (l/s)	128	143	52	81	50	164	65
<b>Débit de pointe 10 ans (l/s)</b>	<b>140</b>	<b>158</b>	<b>59</b>	<b>89</b>	<b>55</b>	<b>186</b>	<b>71</b>
Débit de pointe 20 ans (l/s)	175	197	74	111	69	232	89
Débit de pointe 50 ans (l/s)	232	261	99	147	91	311	118
Débit de pointe 100 ans (l/s)	296	332	123	187	115	387	150

**ANNEXE 2 – DIAGNOSTIC DES OUVRAGES HYDRAULIQUES ACTUELS DE TRAVERSEE PAR TRONÇON**

**Diagnostic des ouvrages limitants de la RD 561 par tronçons (reprise des bassins versants amont par des traversées ou le réseau pluvial aval)**

**Pluviométrie (station de Salon-de-Provence)**

	a (mm/min)	b
T = 2 ans	4.233	0.533
T = 5 ans	6.048	0.561
T = 10 ans	6.278	0.525
T = 20 ans	7.851	0.526
T = 50 ans	9.666	0.512
T = 100 ans	12.752	0.535

**Caractéristiques des bassins versants amont**

			BV amont 1	BV amont 2	BV amont 3	BV amont 4	BV amont 5	BV amont 6	
Surface (ha)			4.5	11.0	21.6	14.4	25.6	118.7	
Exutoires actuels			Dallot 1.0x0.6 m	DN 800	2 x DN 1000	2 Dallots : 1.0x0.6 m et 1.0x0.8 m	Dallot 1.0x1.0 m	Dallot 2.5x0.9 m	
Chemin hydraulique le plus long	Trajet amont 1 non canalisé	Longueur (m)	195	303	115	113	510	236	
		Pente moyenne	16.5%	6.4%	2.3%	2.8%	2.7%	1.7%	
		Vitesse SETRA (m/s)	0.57	0.35	0.21	0.24	0.23	0.18	
	Trajet amont 2 non canalisé	Longueur (m)	-	-	-	-	-	-	352
		Pente moyenne	-	-	-	-	-	-	11.4%
		Vitesse SETRA (m/s)	-	-	-	-	-	-	0.47
	Pente moyenne pondérée trajet non canalisé		16.5%	6.4%	2.3%	2.8%	2.7%	7.5%	
	Trajet aval canalisé (fossés et buses RD)	Longueur (m)	140	450	720	600	180	1 080	
		Pente moyenne	0.4%	6.9%	5.6%	7.5%	0.9%	1.9%	
		Vitesse SETRA (m/s)	0.98	3.94	3.54	4.11	1.40	2.04	
Coefficient de ruissellement	2 ans		0.15	0.15	0.22	0.16	0.17	0.20	
	5 ans		0.15	0.15	0.22	0.16	0.17	0.20	
	10 ans		0.20	0.20	0.27	0.21	0.22	0.25	
	20 ans		0.20	0.20	0.27	0.21	0.22	0.25	
	50 ans		0.25	0.25	0.32	0.26	0.27	0.30	
	100 ans		0.35	0.35	0.41	0.36	0.37	0.39	

*En italique : estimation grossière à partir de la carte iGN et nos observations (pas de plan topographique)*

**Estimation du temps de concentration**

	BV amont 1	BV amont 2	BV amont 3	BV amont 4	BV amont 5	BV amont 6
Temps de concentration méthode des vitesses SETRA (min)	8	16	12	10	39	43

**Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants amont seuls - Méthode rationnelle**

	BV amont 1	BV amont 2	BV amont 3	BV amont 4	BV amont 5	BV amont 6
Débit de pointe 2 ans (l/s)	156	264	883	472	435	2 314
Débit de pointe 5 ans (l/s)	211	349	1 176	631	561	2 976
Débit de pointe 10 ans (l/s)	314	534	1 611	930	856	4 342
Débit de pointe 20 ans (l/s)	392	666	2 010	1 160	1 066	5 409
Débit de pointe 50 ans (l/s)	621	1 066	3 044	1 825	1 698	8 416
Débit de pointe 100 ans (l/s)	1 094	1 846	4 882	3 141	2 810	13 332

**Diagnostic des ouvrages limitants de la RD 561 par tronçons (reprise des bassins versants amont par des traversées ou le réseau pluvial aval)**

Pluviométrie (station de Salon-de-Provence)

	a (mm/min)	b
T = 2 ans	4.233	0.533
T = 5 ans	6.048	0.561
T = 10 ans	6.278	0.525
T = 20 ans	7.851	0.526
T = 50 ans	9.666	0.512
T = 100 ans	12.752	0.535

Caractéristiques des bassins versants amont

		Exutoire 1	Exutoire 2	Exutoire 3	Exutoires 4 et 5	Exutoire 6	Exutoire 7	
		BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud	
Surface (ha)		4.7	11.4	21.7	14.5	25.9	118.8	
Exutoires actuels		Dalot 1.0x0.6 m	DN 800	2 x DN 1000	2 Dallots : 1.0x0.6 m et 1.0x0.8 m	Dalot 1.0x1.0 m	Dalot 2.5x0.9 m	
Chemin hydraulique le plus long	Trajet amont 1 non canalisé	Longueur (m)	195	303	115	113	510	582
		Pente moyenne	16.5%	6.4%	2.3%	2.8%	2.7%	3.5%
		Vitesse SETRA (m/s)	0.57	0.35	0.21	0.24	0.23	0.26
	Trajet aval canalisé (fossés et buses RD)	Longueur (m)	140	450	720	600	180	1 080
		Pente moyenne	0.4%	6.9%	5.6%	7.5%	0.9%	3.7%
		Vitesse SETRA (m/s)	0.98	3.94	3.54	4.11	1.40	2.89
Coefficient de ruissellement	2 ans	0.15	0.15	0.22	0.16	0.17	0.20	
	5 ans	0.15	0.15	0.22	0.16	0.17	0.20	
	10 ans	0.20	0.20	0.27	0.21	0.22	0.25	
	20 ans	0.20	0.20	0.27	0.21	0.22	0.25	
	50 ans	0.25	0.25	0.32	0.26	0.27	0.30	
	100 ans	0.35	0.35	0.41	0.36	0.37	0.39	

Estimation du temps de concentration

	BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud
Temps de concentration méthode des vitesses SETRA (min)	8	16	12	10	39	43

Estimation des débits de pointes caractéristiques des bassins versants amont + BV chaussée RD 561 desservie par les ouvrages de franchissement - Méthode rationnelle

	Exutoire 1	Exutoire 2	Exutoire 3	Exutoires 4 et 5	Exutoire 6	Exutoire 7
	BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud
Débit de pointe 2 ans (l/s)	234	303	912	509	460	2 316
Débit de pointe 5 ans (l/s)	315	400	1 216	682	594	2 979
Débit de pointe 10 ans (l/s)	429	591	1 658	990	894	4 343
Débit de pointe 20 ans (l/s)	535	736	2 068	1 235	1 114	5 411
Débit de pointe 50 ans (l/s)	810	1 158	3 124	1 930	1 763	8 417
Débit de pointe 100 ans (l/s)	1 324	1 948	4 991	3 292	2 886	13 332

Estimation des débits capables actuels des exutoires avant débordement sur chaussée

		BV amont 1 + BV1 Sud	BV amont 2 + BV2 Sud	BV amont 3 + BV3 Sud	BV amont 4 + BV4 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 5 + BV6 Sud + 1/2 x BV5 Sud	BV amont 6 + BV8 Sud
Ouvrage de franchissement		Dalot 1.0 x 0.6 m	DN 800	2 x DN 1000	Dalot 1.0 x 0.8 m	Dalot 1.0 x 1.0 m	Dalot 2.5 x 0.9 m
Section	Diamètre si buse (m)	-	0.8	2 x 1 m	-	-	-
	Colés si dalot (m)	h=0.6 ; L=1.0	-	-	h=0.6 ; L=1.0	h=1.0 ; L=1.0	h=0.9 ; L=2.5
Pente		2.74%	5.20%	0.75%	2.20%	5.10%	1.36%
Strickler		65	65	65	65	65	65
Coefficient de débit		-	-	-	-	-	-
Différence altitude fe amont / chaussée		-	-	-	-	-	-
Méthode calcul		Manning-Strickler	Manning-Strickler	Manning-Strickler	Manning-Strickler	Manning-Strickler	Manning-Strickler
Débit capable à pleine section (l/s)		2 115	2 552	3 520	1 926	5 825	8 175

Occurrence de dysfonctionnement des ouvrages limitants (traversées ou réseau pluvial aval)

	Exutoire 1	Exutoire 2	Exutoire 3	Exutoires 4 et 5	Exutoire 6	Exutoire 7
Ouvrage limitant	Dalot 1.0 x 0.6 m	DN 800	2 x DN 1000	Dalot 1.0 x 0.8 m	Dalot 1.0 x 1.0 m	Dalot 2.5 x 0.9 m
Bassin versant drainé	234	303	912	509	460	2 316
Débit capable à pleine section (l/s)	2 115	2 552	3 520	1 926	5 825	8 175
Occurrence de dysfonctionnement des ouvrages	> 100 ans	> 100 ans	>50 ans et < 100 ans	50 ans	> 100 ans	>20 ans et < 50 ans

**ANNEXE 3 – ETUDE D'INCIDENCES NATURA 2000**

**ANNEXE 4 – RELEVES DE L'ETAT ACTUEL DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE LA VOIE**