



VILLE D'ARLES



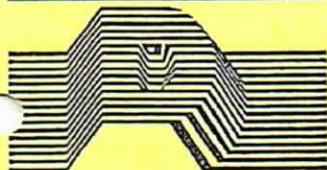
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### PRESENTATION PAR SECTEURS

- 1.- CENTRE VILLE QUAIS
- 2.- CENTRE VILLE REGINEL
- 3.- CENTRE VILLE LAMARTINE
- 4.- CHABOULET/ALYSCAMPS
- 5.- CRAPONNE
- 6.- GRIFFEUILLE
- 7.- MONPLAISIR
- 8.- TREBON
- 9.- Z.I. NORD
- 10.- BARRIOL
- 11.- Z.I SUD SEMESTRES
- 12.- Z.I. SUD VAN GOGH
- 13.- FOURCHON
- 14.- AURELIENNE
- 15.- TRINQUETAILLE
- 16.- GALLEGUE / VITIER

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 1.- CENTRE VILLE QUAIS

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

---

## BASSINS CENTRE VILLE QUAIS

---

---

### PRESENTATION

Ces bassins, au nombre de 7 (sept) présentent la particularité d'avoir chacun un exutoire direct au Rhône.

Leur surface n'excède pas 5 (cinq) hectares et leur pente varie de 5 % à 1 % suivant que l'on se situe près du Théâtre Antique ou des quais.

Ces bassins se situent entre la Roubine du Roy, au Nord, et la Tour de l'Ecorchoir au Sud.

L'imperméabilisation est maximale et on considère que l'eau des toitures ruisselle en surface jusqu'à l'aval des bassins à partir d'où se situe le réseau gravitaire.

Le réseau existant possède une bonne pente mais les canalisations ont de faibles diamètres (DN 300 à 500).

Tous les réseaux de chaque bassin versant convergent, indépendamment les uns des autres, vers un regard équipé d'une vanne. A partir de ce regard le plus souvent un ouvrage en pierre relie le réseau au Rhône.

Les vannes sont généralement accessibles sur la digue ou en surélévation par rapport à la chaussée.

Ce qui n'est pas le cas pour le bassin :

- ◆ E6 (place Massillon)  
dont la vanne est implantée au niveau de la chaussée

ou les bassins

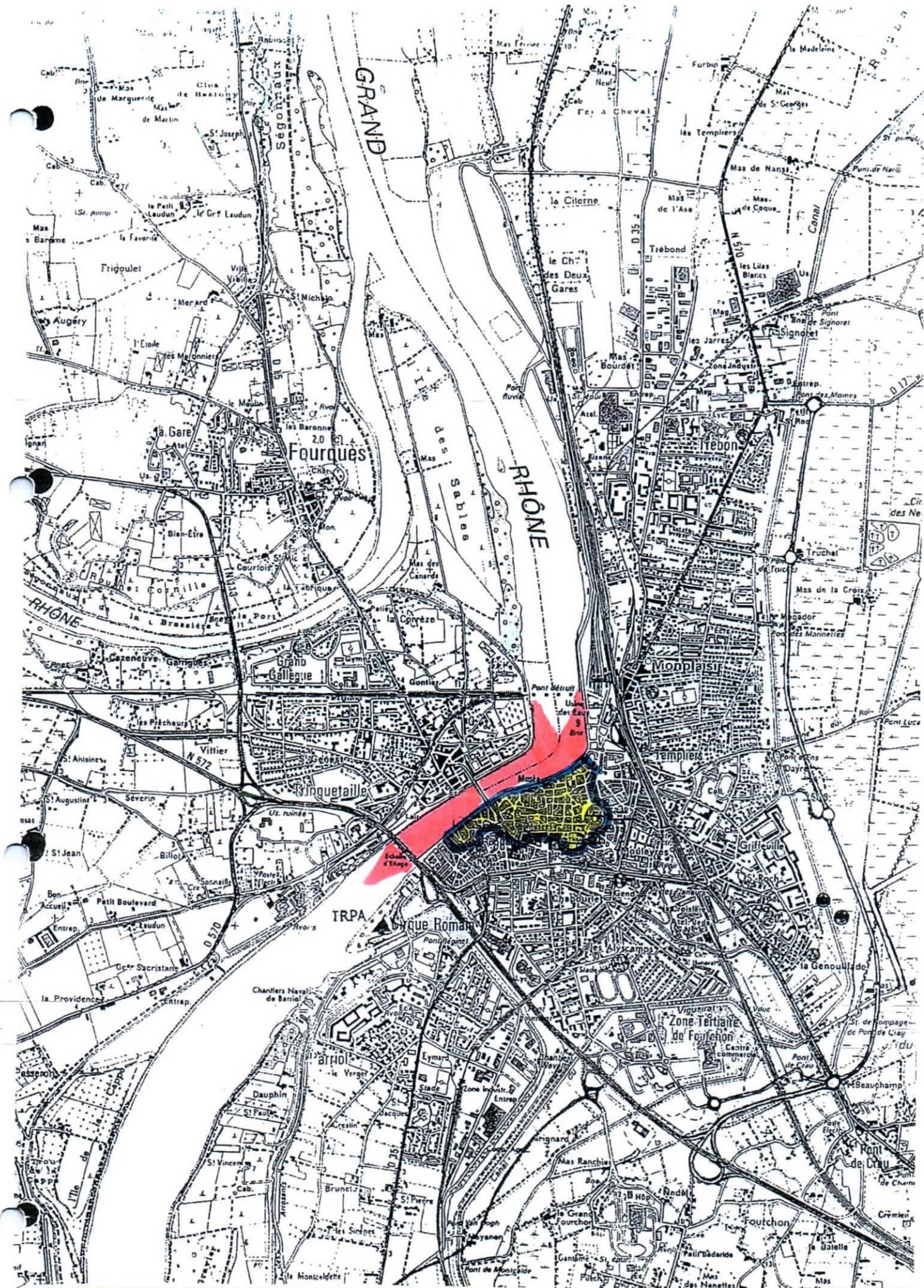
- ◆ E7 (Thermes de Constantin)

- ◆ E8 Place Jouveau et

- ◆ E9 (rue Léon Blum)

dont les vannes sont situées sur des parkings légèrement surélevés par rapport à la chaussée.

Lorsque le Rhône atteint la côte + 5,20 NGF, les vannes sont fermées ; il n'y a plus d'exutoire gravitaire pour les bassins.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV1 QUAIS**



**PLAN DE REPERAGE : BVI QUAIS**

- Sous bassins versants

- Tronçons étudiés



## RESULTATS : BASSIN CENTRE VILLE N°1 ( E3 à E9 )

EXUTOIRES	RESEAU	PENTE mm/m	Q ADMISSIBLE m³/s	Q <sub>10</sub> MAXI m³/s	VOLUME MAXI DE LA PLUIE m³	VOLUME NON EVACUE m³
E3	ø 300	7	0.082	0.250	631.390	8.960
E4	ø 300	7	0.082	0.600	1532.050	271.860
E5	ø 400	19	0.290	1.040	2924.820	58.180
E6	ø 500	36	0.720	1.530	4577.580	9.160
E7	ø 500	23	0.575	1.520	4605.430	9.210
E8	ø 400	22	0.312	1.030	2534.840	9.530
E9	dallot 500 x 350	14	0.430	1.320	3714.050	9.610

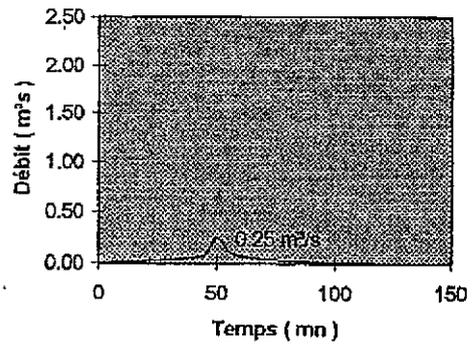
NOTA : Les volumes pris en compte sont ceux obtenus à partir d'une pluie donnant une hauteur totale maximum soit , la pluie de référence pour un retour de 10 ans de hauteur totale 95.9 mm et de durée 21 heures 41 mn.

## ANALYSE DES RESULTATS

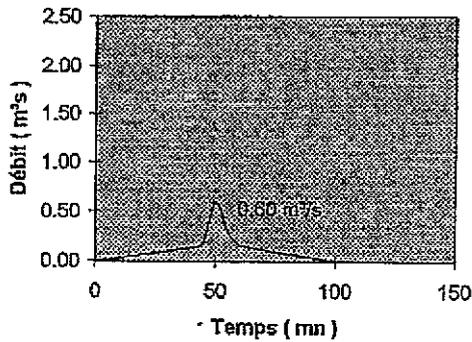
EXUTOIRES	RESEAU NECESSAIRE POUR EVACUER LA PLUIE DECENNALE			
	Dallot L x H	Canalisation mm	Pente mm/m	Débit m³/s
E3	500 x 400	ø 500	7	0.317
E4	1000 x 400 800 x 500	ø 700	7	0.770
E5	1000 x 550 800 x 650	ø 700	19	1.271
E6	1000 x 700 1500 x 500	ø 700	36	1.750
E7	1500 x 600	ø 800	23	1.988
E8	1000 x 600	ø 700	22	1.367
E9	1000 x 650	ø 800	14	1.550

# HYDROGRAMMES DES PLUIES DE RETOUR 10 ANS SUR CHAQUE BASSIN

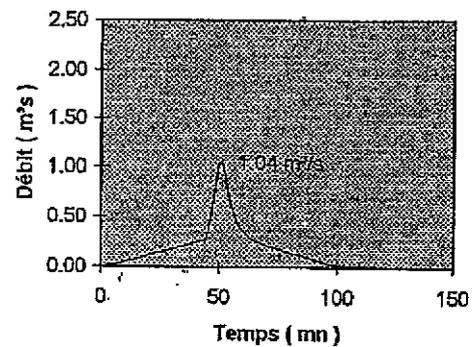
PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E3



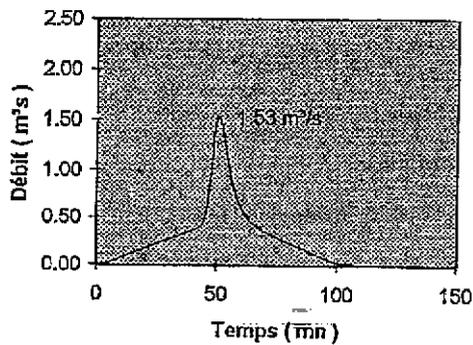
PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E4



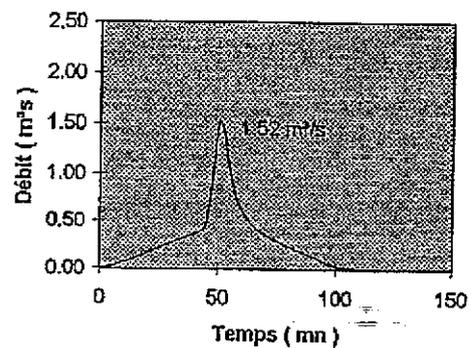
PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E5



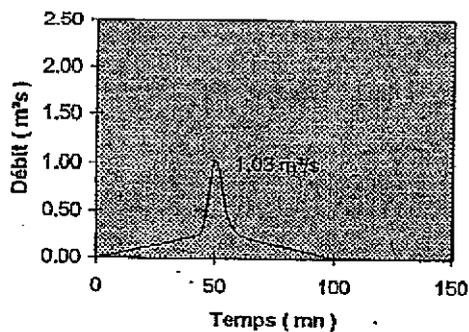
PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E6



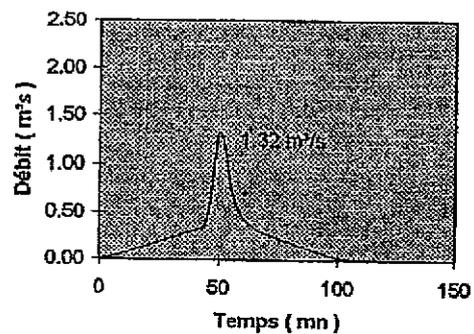
PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E7



PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E8



PLUIE RETOUR 10 ANS SUR E9



## CONCLUSION

La simulation sur chaque bassin a été faite à partir d'une pluie courte (98 mn) pour déterminer l'intensité maximale et définir le réseau nécessaire pour évacuer le débit maximal.

Lorsque le réseau actuel s'avère insuffisant, comme c'est souvent le cas, il est nécessaire de connaître le volume total de la pluie afin de déterminer celui qui peut être évacué et celui qui ne le sera pas.

Pour cela, la simulation a été faite avec la pluie avec la plus longue durée donnant la hauteur d'eau maximale (soit la pluie de référence donnant pour une période de retour 10 ans : 95,9 mm d'eau en 24 h). La durée de cette pluie est de 21 h 40 mn.

Les résultats montrent que 5 (cinq) des 7 (sept) bassins évacuent la presque totalité de la pluie de retour 10 ans avec moins de 10 m<sup>3</sup> non évacués.

Les bassins E4 (CAPITOLE) et E5 (ARLATEN) ne s'évacuent pas.

Nous considérerons, pour le chiffrage des solutions à mettre en œuvre, que la conjonction des deux éléments "Rhône haut" et "pluie décennale" ne peut pas avoir une période de retour inférieure à 10 ans et donc, qu'un réseau dimensionné pour évacuer l'intensité maximale d'une pluie de retour 10 ans pourra le faire sans condition aval.

Le tableau précédent montre que la modification des canalisations en aval de chaque bassin résoudrait les problèmes d'évacuation des débits.

On considérera donc, d'une part, que le volume de la pluie décennale est drainé par le réseau gravitaire ou bien ruisselle en surface et, d'autre part, que tout ce volume peut être récupéré en aval de chaque bassin et qu'il peut être absorbé par la partie de réseau aval dimensionnée en conséquence sur une longueur de 10 mètres maximum.

On ne retiendra dans le chiffrage que les travaux à réaliser sur les bassins E4 et E5. Les autres bassins fonctionneront, soit en charge soit en débordement sur la chaussée, mais en volume négligeable.

Lorsque le risque dépassera celui pour lequel on s'est préservé, il faudra :

- ♦ accepter l'inondation pendant un temps donné par le volume de la pluie ou bien
- ♦ mettre en place un pompage.

En prenant, comme exemple, le cas du bassin le plus défavorable (E6) nous avons :

$$Q_{50} = 2,480 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume total de la pluie = 4,93 ha x 133,2 mm =	6.567 m <sup>3</sup>
Volume total évacué	4.568 m <sup>3</sup>
Volume à évacuer	<u>≅ 2.000 m<sup>3</sup></u>

avec un débit admissible de 0,72 m<sup>3</sup>/s soit près de 46 mn .

La zone inondable atteindrait la côte 6,70 NGF, soit environ 80 cm d'eau, aux points bas avec débordement sur le bassin E5.

Une station de pompage pourrait seule résoudre ce problème. Cependant, le risque encouru semble faible par rapport au montant de l'investissement.

L'évacuation du Musée Réattu s'effectue en aval de la vanne au Rhône. Une vérification des niveaux est nécessaire pour juger du risque et de l'opportunité de mettre en place une vanne sur la canalisation du Musée.

## MODIFICATION DES CANALISATIONS SUR E4 ET E5

### E4 (CAPITOLE)

Dalots 800 x 500	ml	10 x	1.300 F =	13.000 F
Regards à grille	u	3 x	5.000 F =	15.000 F
Démolition de regards existants	u	3 x	5.000 F =	15.000 F

**TOTAL** **43.000 F**

### E5 (ARLATEN)

Dalots 1000 x 500	ml	10 x	1.500 F =	15.000 F
Regards à grille	u	2 x	5.000 F =	10.000 F
Démolition et raccords	u	1 x	5.000 F =	5.000 F

**TOTAL** **30.000 F**



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

### 2.- CENTRE VILLE REGINEL

⇒ PLAN DE SITUATION

⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS

⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS

⇒ RESULTATS

⇒ ANALYSE

⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

---

## **BASSINS CENTRE VILLE REGINEL**

---

---

### **PRESENTATION**

Les bassins, regroupés ici, se situent de part et d'autre de l'Ouest du Boulevard Clémenceau depuis la Rue de Chartrouse jusqu'au pont Réginel.

Les bassins du Centre de Secours et du LEP de Bigot sont indépendants et ont leur exutoire direct au canal d'Arles à Bouc.

Les deux bassins versants du centre ville (St Cézaire et Chartrouse) s'évacuent vers le bassin Réginel par des ouvrages sous le canal de Craponne :

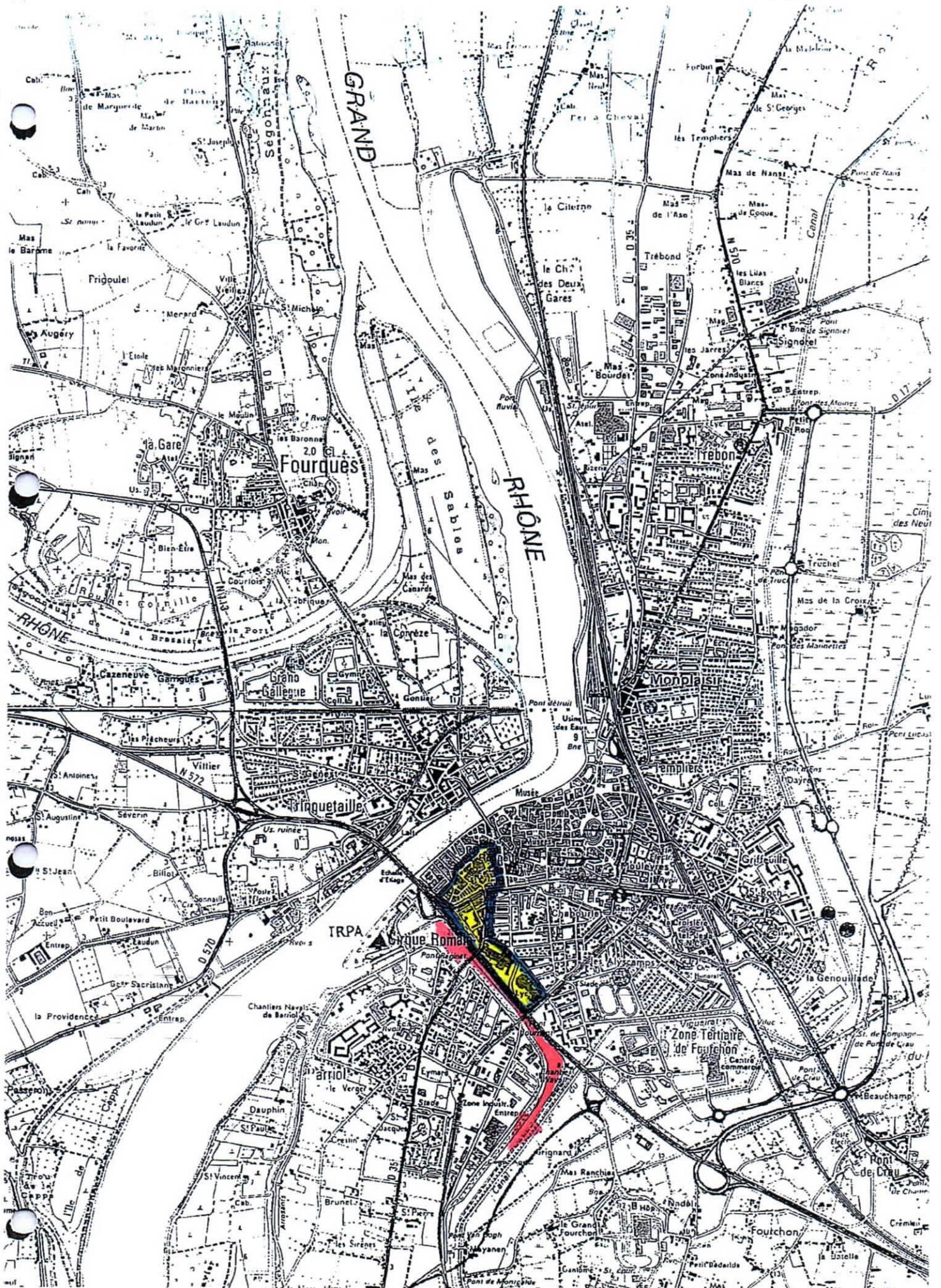
- canalisation Ø 1000 pour St Cézaire
- dalot de largeur 65 cm et de hauteur 1 mètre pour Chartrouse

Les bassins sont de type urbain entièrement imperméabilisés.

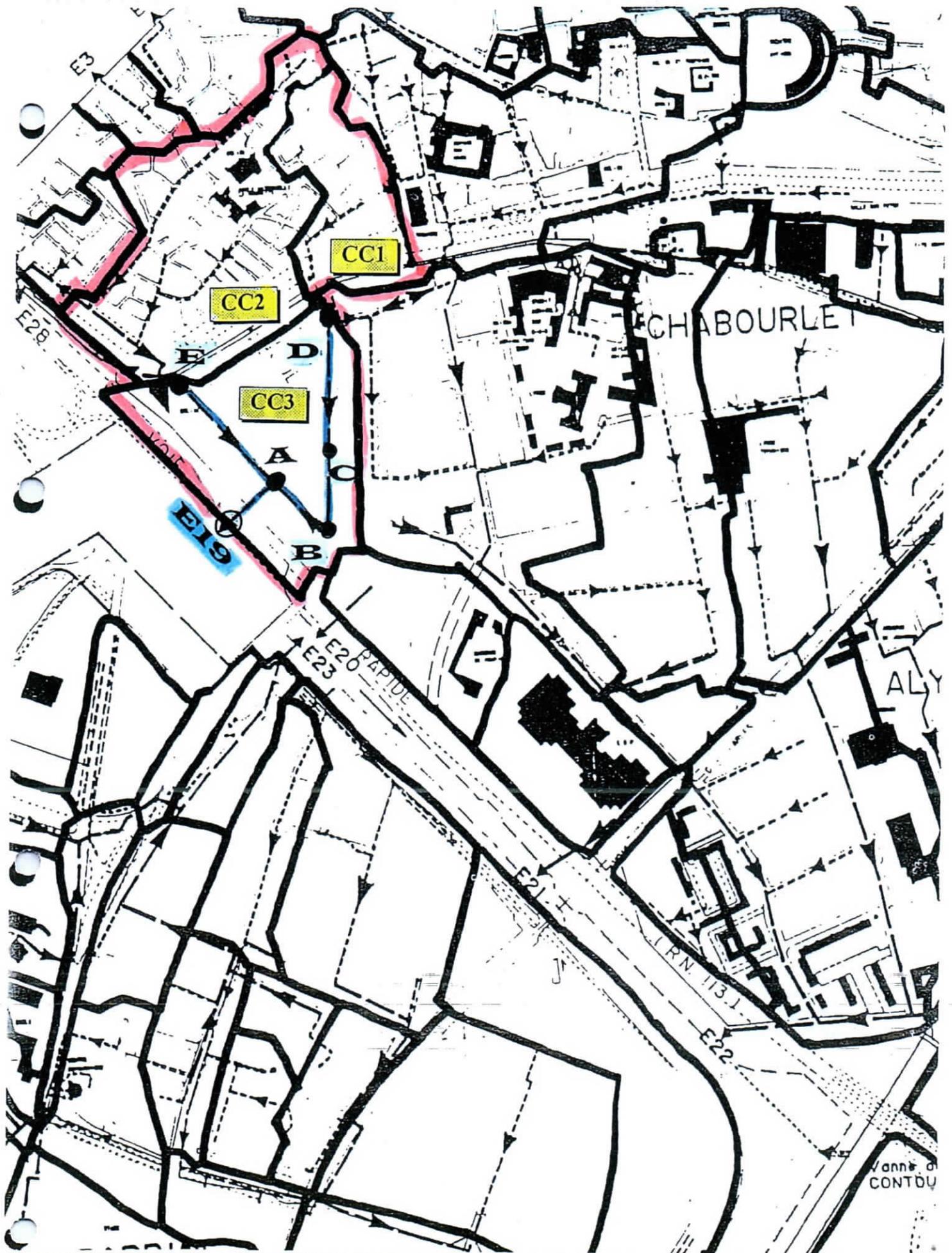
Le rejet s'effectue dans le canal d'Arles à Bouc par l'intermédiaire d'une canalisation Ø 1000 à la cote 1,92 NGF sous la voie rapide Arles / Fos.

La condition aval des plus hautes eaux dans le canal d'Arles à Bouc (0,95 NGF) n'aura donc aucune influence sur le réseau.

Le bassin Réginel a été découpé en trois sous bassins pour permettre l'étude des canalisations jusqu'à l'amont de ce bassin et à l'aval du bassin de Chartrouse.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV2 REGINEL**



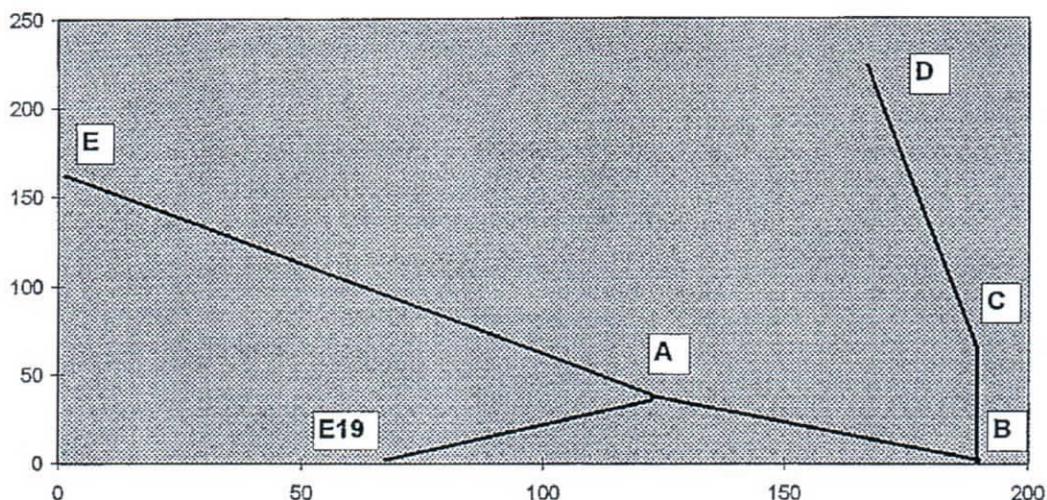
**PLAN DE REPERAGE : BV2 REGINEL**

- Sous bassins versants

- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN CENTRE VILLE N°2



## REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS - CC3

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
<b>CC3a</b>	1.05	150	6	0.95
<b>CC3b</b>	2.25	150	3	0.95
<b>CC3c</b>	1.46	150	6	0.95

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

N°-Noeud	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
<b>1 - E19</b>	60	0	1.92	5.20	∅ 1000	CC3a
<b>2 - A</b>	110	35	3.17	4.67	∅ 1000	CC3b
<b>3 - B</b>	170	0	3.40	4.80	1500 x 1000	
<b>4 - C</b>	170	65	3.60	4.98	680 x 1000	CC3c
<b>5 - D</b>	150	225	3.98	6.37	650 x 1000	CC1
<b>6 - E</b>	0	160	3.43	6.53	∅ 1000	CC2

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

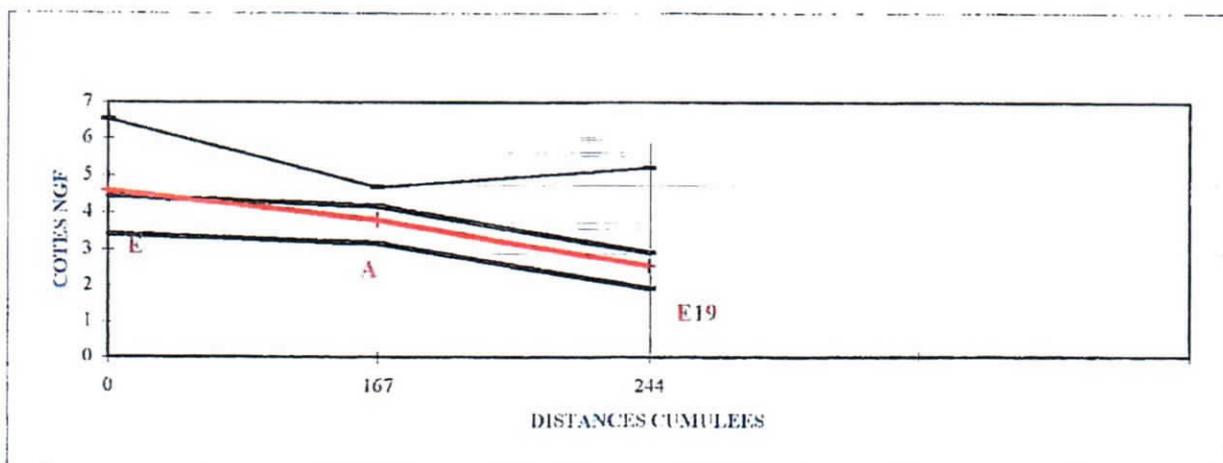
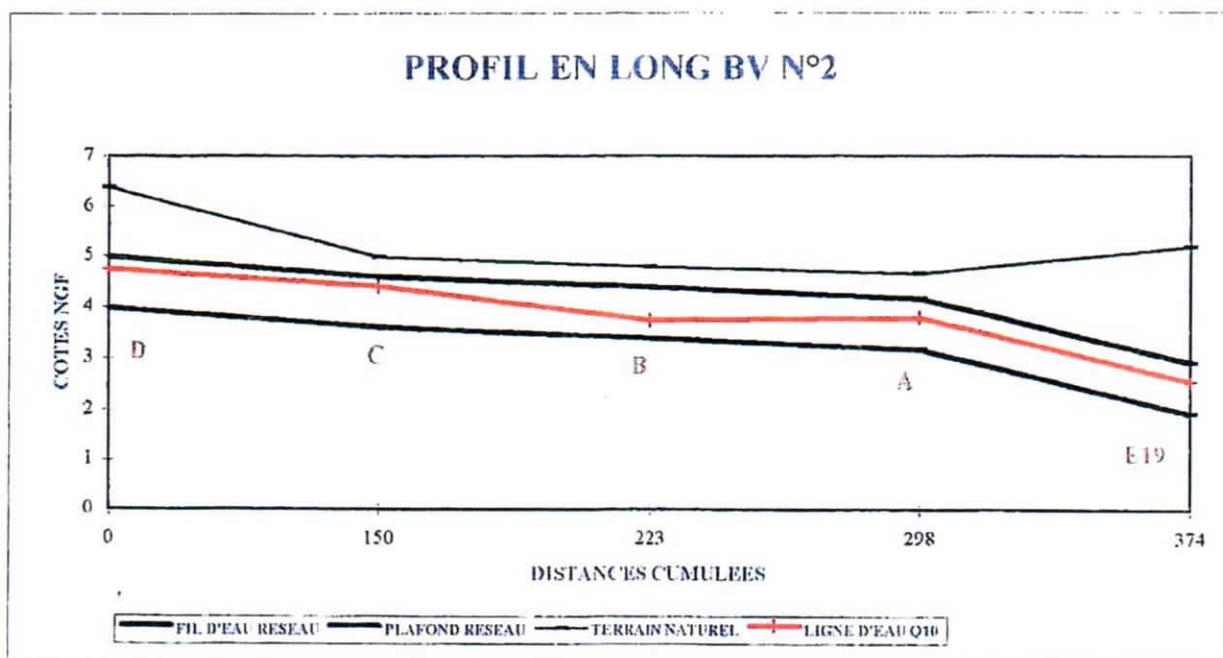
Troncons	Longueurs
<b>1 - E19/A</b>	76
<b>2 - A/B</b>	75
<b>3 - B/C</b>	73
<b>4 - C/D</b>	161.5
<b>5 - A/E</b>	167

**CONDITION AVAL : ARLES A BOUC = 0.95 NGF**

## RESULTATS : BASSIN CENTRE VILLE N°2 ( CC1 à CC3 )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	A/E19	DN1000	2.480	EL.	75	4.15	0.0165
2	B/A	CBR 1.5X1	0.832	EL.	35	1.59	0.0031
3	C/B	CBR.68X1	0.837	EL.	81	1.53	0.0027
4	D/C	CBR .65X1	0.510	EL.	58	1.37	0.0024
5	E/A	DN1000	1.152	EC	115	1.48	0.0016

**CHOIX DE LA PLUIE : N°2 Arles 10 ans 30 ha ( 2h 13 mn )**



## CONCLUSION

La simulation a été faite avec une pluie de 2 h 13 mm correspondant à une pluie de retour 10 ans sur un bassin de 30 hectares (plus petite surface englobant les trois bassins).

Les résultats montrent que le réseau est suffisant pour évacuer les débits d'intensité maximale.

Seul le tronçon EA est en charge à l'amont (passage du bassin St Cézaire sous le canal de Craponne). La charge est très faible et, compte tenu de la profondeur du réseau, il n'y a pas de risque de débordement.

Les exutoires des bassins du Centre de Secours et du L.E.P. n'ont pas été recalés.

Pour le L.E.P. la jonction sous la voie rapide avec le rejet E21 est réalisée en Ø 800. La côte NGF du regard amont est de 0,28.

Le réseau d'évacuation du L.E.P. a été dimensionné pour évacuer 1,078 m<sup>3</sup>/s (Ø 800 à 0,58 %) alors que le débit décennal est de 0,75 m<sup>3</sup>/s.

Pour l'évacuation du bassin du Centre de Secours, il n'est pas signalé de dysfonctionnement.



VILLE D'ARLES

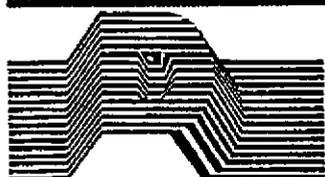
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

### 3.- CENTRE VILLE LAMARTINE

- III→ PLAN DE SITUATION
- III→ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- III→ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- III→ RESULTATS
- III→ ANALYSE
- III→ ANNEXES.

**Septembre 1996**



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## **BASSINS CENTRE VILLE LAMARTINE**

---

### **PRESENTATION**

L'ensemble de ces bassins représente 35,72 ha situés à l'Est des Arènes.

Ce sont des bassins de type urbain à fort taux d'imperméabilisation à l'exception du Bd Emile Combes où se trouve le cimetière.

L'exutoire principal est la Roubine du Roy qui se jette au Rhône à la côte 1,00 NGF.

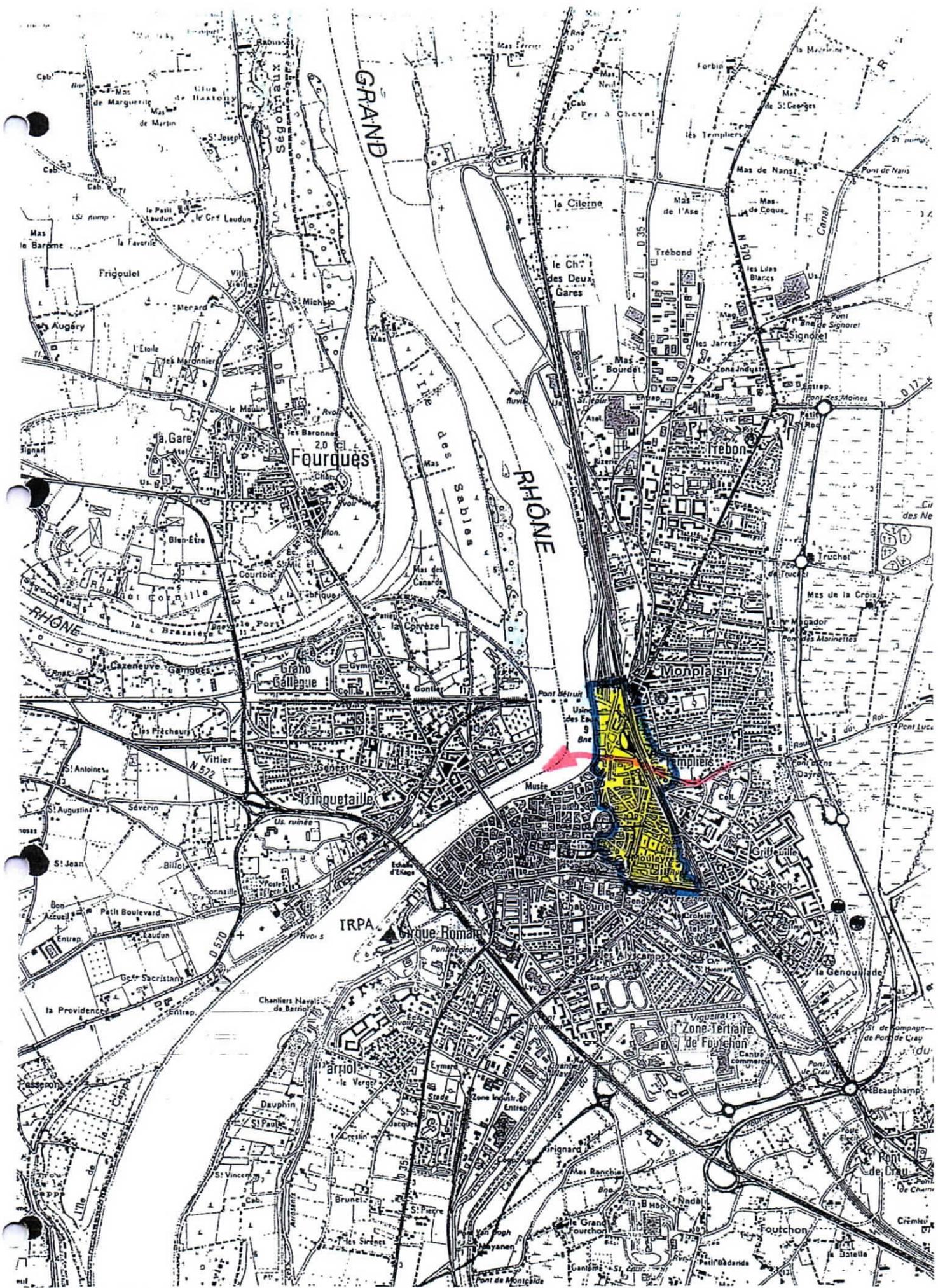
Cet ouvrage, représentant une section importante, sert de rétention lorsque, par Rhône haut (5,20 NGF), l'évacuation n'est plus possible.

Le réseau est constitué de canalisations en béton de diamètre 300 à 800 ou de dalots de section importante.

L'ouvrage, venant de la Gare, et qui évacue une partie de la Place Lamartine est un ovoïde dont le passage sous l'ancienne usine d'eau potable est incertain.

La partie haute des arènes ruisselle le long des voies et la forte pente (de l'ordre de 4 %) amène un volume important en tête de réseau à la canalisation Ø 500 Place Voltaire ou au Ø 600 Place Portagnel.

Un récolement plus précis des rejets dans la Roubine du Roy sera nécessaire pour en déterminer les fils d'eau exacts ; celui-ci ne peut être effectué que lorsque le Rhône est bas et le canal du Vigueirat isolé.

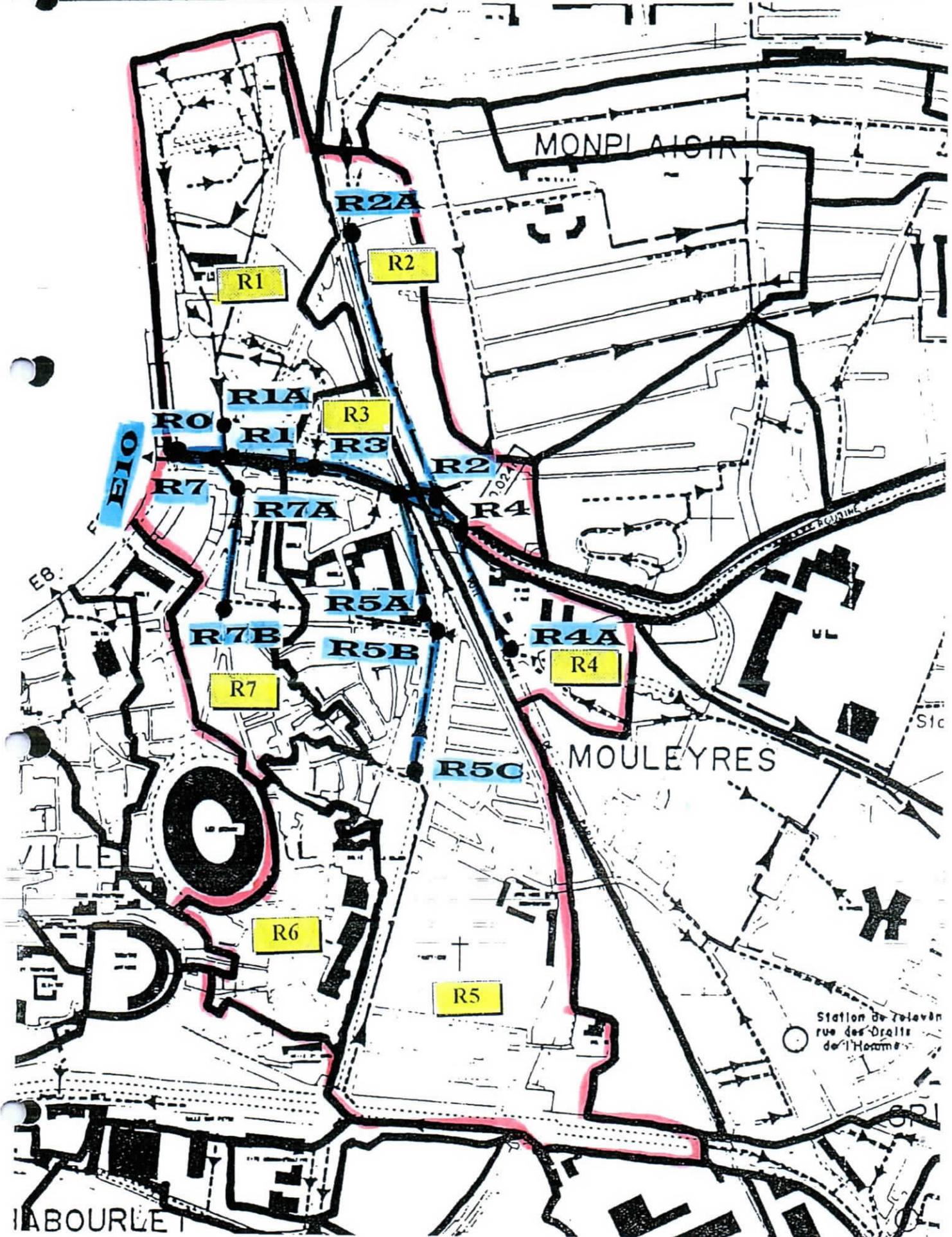


PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV3 LAMARTINE

PLAN DE REPERAGE : BV3 LAMARTINE

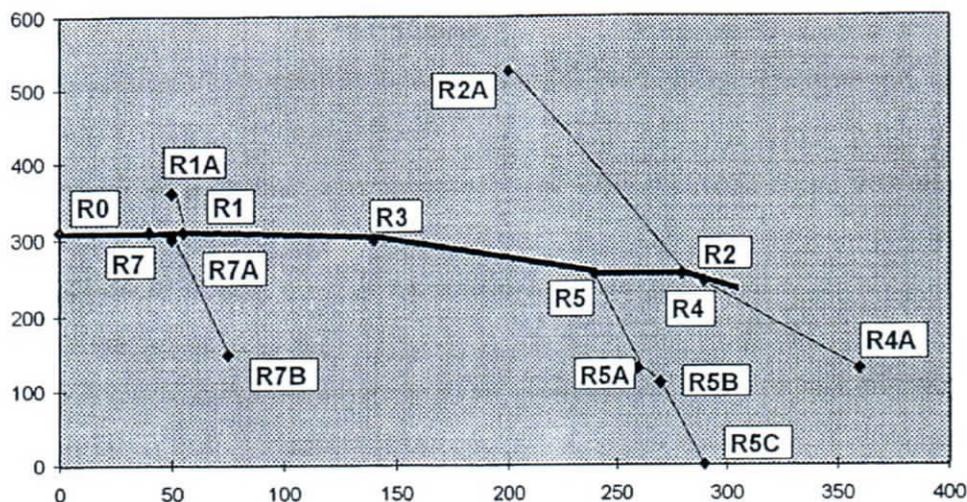
- Sous bassins versants

- Tronçons étudiés





# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN CENTRE VILLE N°3



## REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS - R6 / R7

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
<b>R7a</b>	2.1	150	8	0.95
<b>R7b</b>	1.76	450	40	0.95

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
<b>1 - R0</b>	0	310	1.53	7.53	cadre4x1.24+1/2buse2.00	
<b>2 - R1</b>	55	310	2.64	6.14	cadre4x1.24+1/2buse2.00	
<b>3 - R1A</b>	50	360	3.19	6.59	Ovoïde 1600	R1
<b>4 - R2</b>	280	255	3.43	4.78	cadre4x1.24+1/2buse2.00	R2
<b>5 - R2A</b>	200	525	4.14	4.77	500 x 500	
<b>6 - R3</b>	140	300	5.73/3.00	6.40	cadre4x1.24+1/2buse2.00	R3
<b>7 - R4</b>	290	245	3.71	5.30	cadre4x1.24+1/2buse2.00	
<b>8 - R4A</b>	360	130	4.71	5.80	Ø 500	R4
<b>9 - R5</b>	240	255	3.44	5.74	cadre4x1.24+1/2buse2.00	
<b>10 - R5A</b>	260	130	3.85	6.60	800 x 1000	R5 + 1/3 R6
<b>11 - R5B</b>	270	110	5.16	6.81	Ø 800	
<b>12 - R5C</b>	290	0	8.58	9.54	Ø 600	
<b>13 - R7</b>	40	310	2.60	6.06	cadre4x1.24+1/2buse2.00	
<b>14 - R7A</b>	50	310	3.04	6.06	Ø 600	R7a
<b>15 - R7B</b>	75	170	5.94	7.30	Ø 500	R7b + 2/3 R6

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

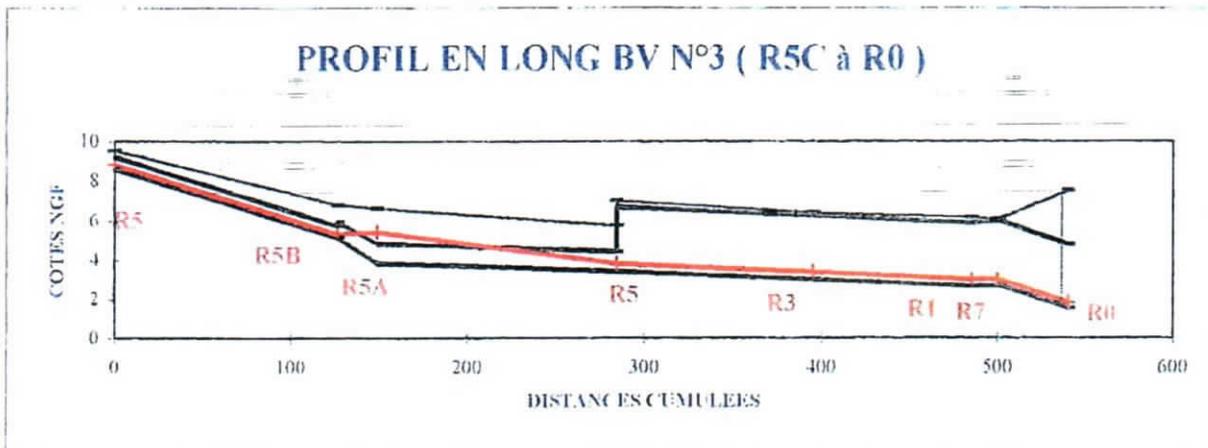
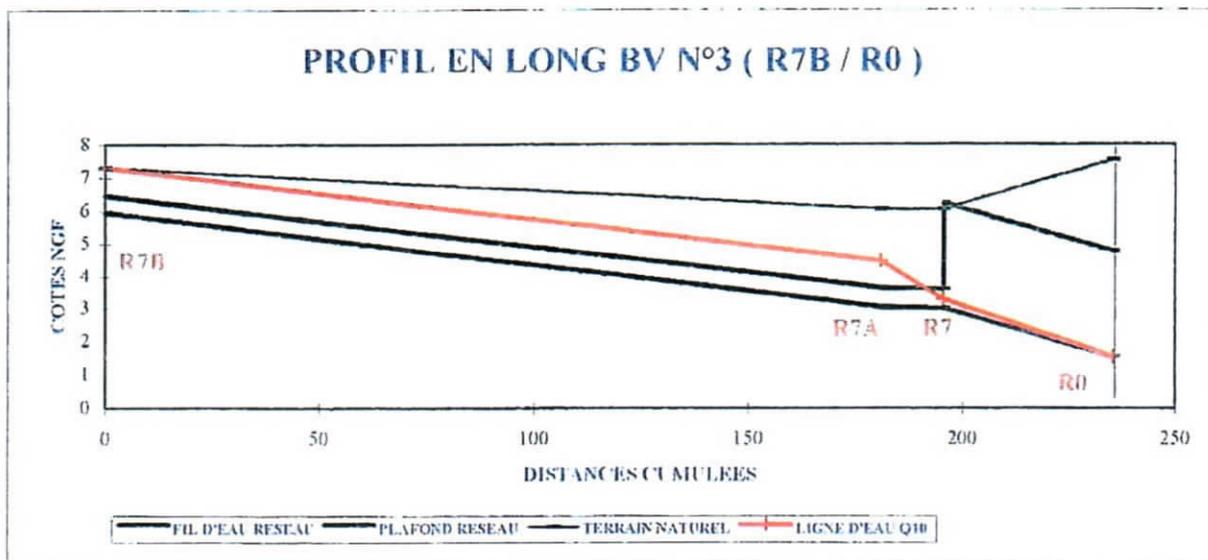
Troncons	Longueurs
1 -R0/R7	40
2 -R7/R1	15
3 -R1/R3	90
4 -R3/R5	111
5 -R5/R2	40
6 -R2/R4	20
7 -R7/R7A	10
8 -R7A/R7B	142.5
9 -R1/R1A	50.5
10 -R5/R5A	135
11 -R5A/R5	22.5
12 -R5B/R5	127
13 -R2/R2A	285
14 -R4/R4A	144

**CONDITION AVAL : RHONE = 5.20 NGF**

## RESULTATS : BASSIN CENTRE VILLE N°3 ( R0 à R7B ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	R7/R1	ROY	5.912	EL.	31	5.45	0.0268
2	R1/R7	ROY	4.692	EL.	55	2.33	0.0027
3	R3/R1	ROY	3.29	EL.	39	2.38	0.0040
4	R5/R3	ROY	3.179	EL.	38	2.35	0.0040
5	R2/R5	ROY	1.194	EL.	143	0.22	0.0000
6	R4/R2	ROY	0.445	EL.	9	2.4	0.0140
7	R7A/R7	DN600	1.51	EC	77	5.37	0.0440
8	R7B/R7A	DN500	1.027	D	822	5.27	0.0204
9	R1A/R1	T160	1.596	EL.	72	3.2	0.0109
10	R5A/R5	80x1	2.237	EC	159	2.81	0.0030
11	R5B/R5A	DN800	0.285	EL.	17	3.87	0.0582
12	R5C/R5B	DN600	0.298	EL.	24	3.02	0.0269
13	R2A/R2	50X50	0.781	EC	57	1.57	0.0025
14	R4A/R4	DN500	0.475	D	179	2.43	0.0069

### CHOIX DE LA PLUIE : N°4 Arles 10 ans 100 ha ( 3h 46mn )



## CONCLUSION

La modélisation a été faite avec une pluie de durée 3 heures 46 minutes correspondant à un bassin de 100 hectares pour une pluie de retour 10 ans.

Seule la Place Lamartine bénéficie d'un réseau suffisant.

Nous analysons, dans le tableau ci-après, les autres réseaux :

Dénomination	Tronçon	Réseau existant	Q admissible	Q 10	pen- te m x m	Réseau nécessaire
Rue Mireille	R4A / RA	Ø 500	0,337	0,475	0,0069	Ø 600
Chemin des Templiers	R2A / R2	500 x 500	0,744	0,781	0,0025	1000 x 500
Bd E. Combes	R5A / R5	1000 x 800	1,434	2,237	0,003	1000 x 900
Place Voltaire	R7B / R7A	Ø 500	0,511	1,027	0,016	Ø 800
Cavalerie	R7A / R7	Ø 600	0,343	1,510	0,0028	Ø 1200

La simulation BARRE SAINT VENANT prend en compte,

- d'une part, le stockage de la pluie dans le réseau (en considérant les gros ouvrages comme des bassins de rétention)
- et, d'autre part, considère que le débit qui déborde sur la chaussée ne transite plus dans le réseau.

Nous considérerons donc, d'une part, les tronçons en charge dont la ligne d'eau de charge ne dépasse pas le Terrain Naturel et, d'autre part, les tronçons ayant une charge supérieure au Terrain Naturel.

Sur les tronçons étudiés ci-dessus, on note que les tronçons Bd E. Combes et Cavalerie fonctionnent en charge.

La canalisation Chemin des Templiers est limitée alors que le tronçon Place Voltaire déborde en amont. Néanmoins, ce débordement est négligeable d'après la simulation.

La solution technique, pouvant satisfaire aux conditions d'une pluie de retour 10 ans, impose la mise en place d'une conduite DN 800 sur 180 ml.

Cette solution coûteuse, du fait que le réseau à mettre en place se situe dans une zone très encombrée par d'autres réseaux, pourrait être remplacée par un traitement seul de l'aval du bassin Cavalerie.

Dans ce cas, l'idée du ruissellement en surface du volume débordé serait retenu et l'exutoire de la roubine du Roy serait seul aménagé.

Actuellement, un Ø 600 est en place. Il serait nécessaire de le remplacer par un ouvrage plus important susceptible d'assumer le débit de pointe soit 1,51 m<sup>3</sup>/s, avec mise en place de grilles avaloirs prenant en compte le volume de pluie débordé sur la chaussée.

**Solution n° 1**

180 ml de Ø 800	ml	180 x	2.000 F =	360.000 F
Reprise des avaloirs	u	6 x	3.000 F =	<u>18.000 F</u>

**TOTAL 378.000 F**

**Solution n° 2**

Ouvrage aval cadre béton rectangulaire				
CBR 1500 x 1200	ml	10 x	5.000 F	50.000 F
Grilles avaloirs compris regards	u	10 x	5.000 F	<u>50.000 F</u>

**TOTAL 100.000 F**

Pour la rue Mireille, le bassin étant considéré comme fortement imperméabilisé (c = 0,95), une canalisation Ø 600, améliorerait la situation existante

Cependant, il semblerait que, dans la réalité, du fait du parking extérieur EDF en bi-couche et de l'espace vert le bordant, le coefficient d'imperméabilisation de ce bassin soit moins important qu'annoncé et permette donc à la canalisation existante de fonctionner dans les conditions d'une pluie décennale

Le réseau du Bd E. Combes qui reprend la rue du Chemin de fer et la rue Van Ens fonctionne en charge d'après les calculs. La réalité montre que l'engouffrement ou le barrage du pluvial par d'autres réseaux provoquent des inondations. Des modifications ponctuelles sont à prévoir après inspection des réseaux jusqu'au rejet dans la roubine du Roy.

Prévision investissement pour inspection et reprise ponctuelle ..... 30 kF



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 4.- CHABOURLET / ALYSCAMPS

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# **BASSINS CENTRE VILLE CHABOURLET / ALYSCAMPS**

---

## **PRESENTATION**

Ce bassin est un des plus importants du centre ville.

Avec près de 80 hectares, il regroupe aussi bien les abords du Théâtre Antique (rue du Cloître) que le stade Fournier ou les Alyscamps. Une partie du réseau du Bassin Versant de la Place de la République est déviée au niveau de la rue du Président Wilson vers le canal de Craponne par une canalisation DN 1000.

Dans la modélisation, on ne prendra que 50 % de la surface du bassin République.

Tous les sous bassins convergent vers une canalisation DN 1500 dont la pente est nulle sur les 200 dernières mètres.

Le réseau se jette dans le canal d'Arles à Bouc après avoir traversé la voie rapide Arles / Fos au niveau du Pont de Gleize.

Il n'y a pas d'évolution de ce bassin prévue au P.O.S. Les sols sont considérés comme très imperméabilisés dans les secteurs centre ville et Chabourlet.

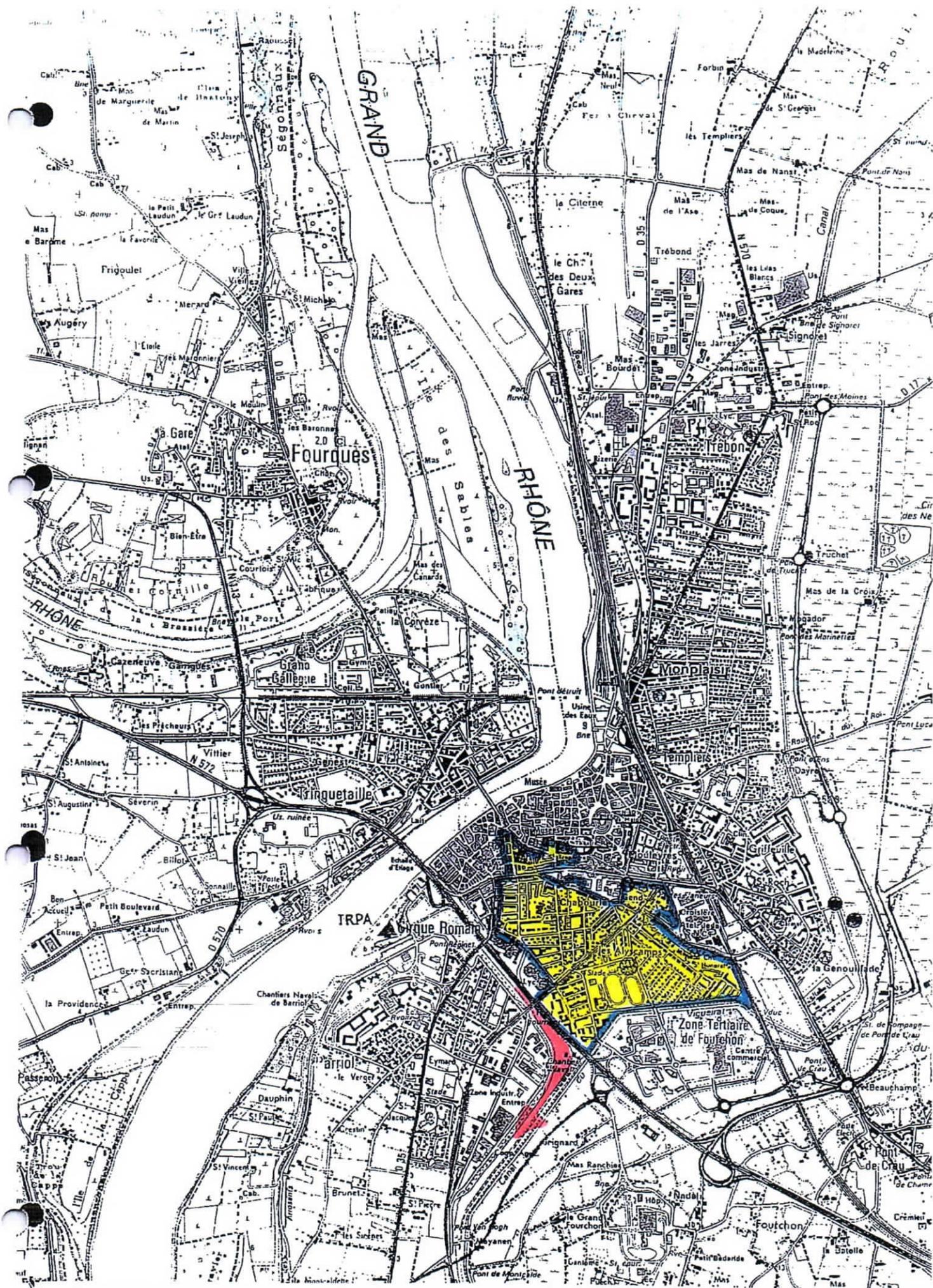
Du fait du peu de données concernant le stade Fournier, l'imperméabilisation a été maintenue assez élevée. Il est possible que la rétention, dans la réalité, soit plus importante auquel cas les résultats pourraient être minimisés.

Le réseau dans le secteur des Alyscamps est mal adapté.

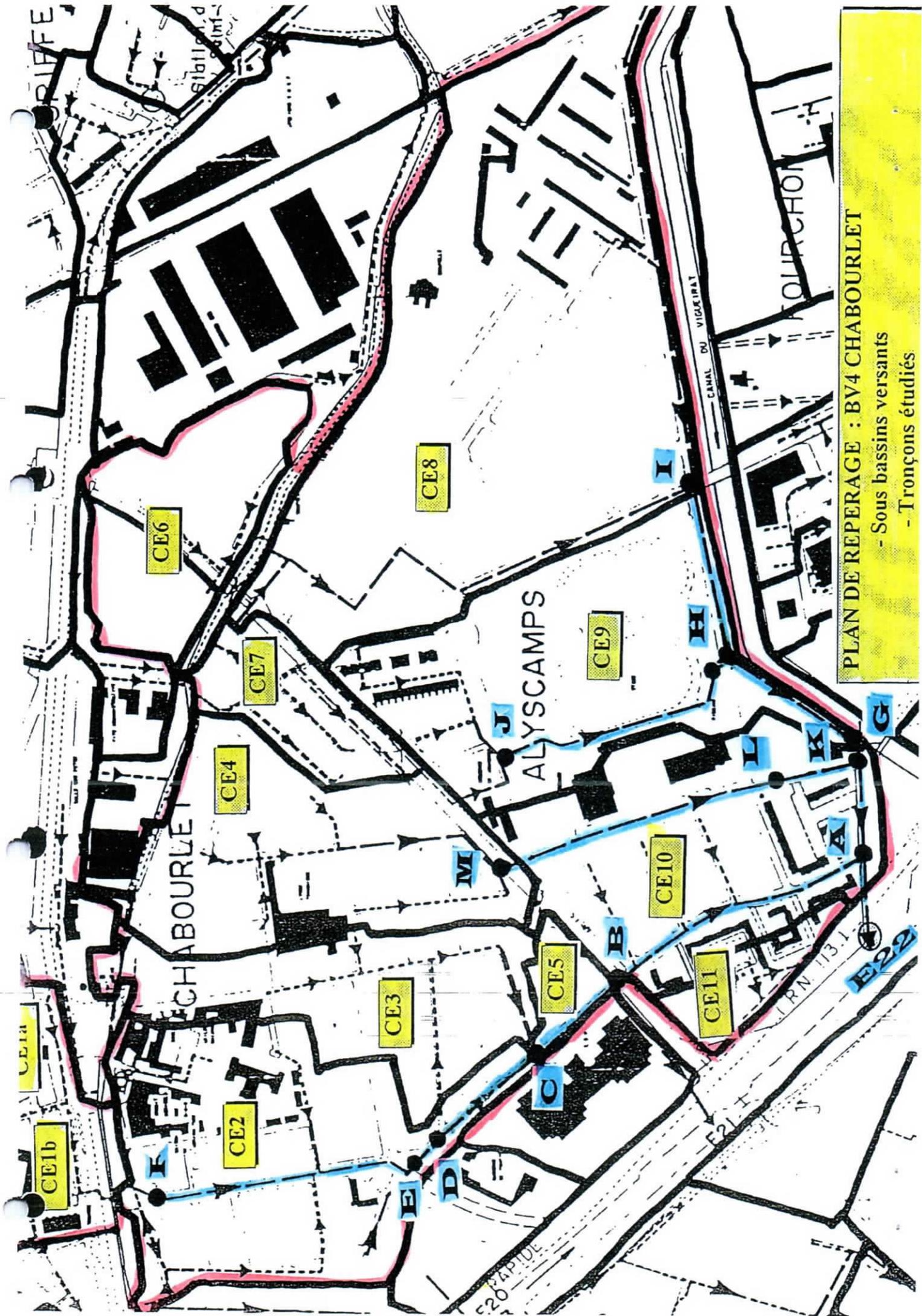
— L'assainissement pluvial est assuré par un caniveau béton - servant d'arrosage (prise d'eau sur le canal de Craponne) - qui se prolonge jusqu'au bout de l'impasse J. Aicard — et se poursuit par un fossé, en partie privative, entre la voie SNCF et les propriétés.

Ce fossé est récupéré dans le réseau (point J) qui traverse le stade Fournier.

Le secteur Rochefleur (y compris la Place de la Croisière et le centre horticole municipal) est assaini par une canalisation (dalot 400 x 300) traversant le canal de Craponne et l'allée des Alyscamps.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV4 ALYSCAMPS**

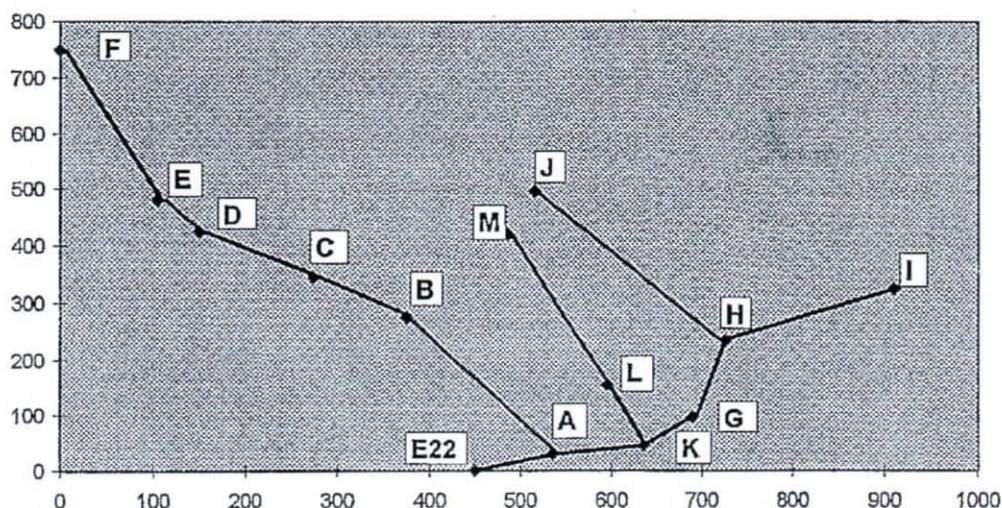


**PLAN DE REPERAGE : BV4 CHABOURLLET**  
 - Sous bassins versants  
 - Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE CHABOURLET/ALYSCAMPS

## N°4



### REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS - CES / CE6

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
<b>CES + CE6</b>	24.65	800	3	0.5

### CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
<b>1 - E22</b>	450	0	0.85	3.08	∅ 1500	CE11
<b>2 - A</b>	535	30	1.17/0.9	3.08	∅ 1500	2/3 CE10
<b>3 - B</b>	375	275	1.89	3.35	∅ 800	CE5
<b>4 - C</b>	275	345	2.13	3.91	∅ 800	CE3
<b>5 - D</b>	150	425	2.61	4.58	∅ 800	CE2
<b>6 - E</b>	105	480	2.61	4.82	∅ 700	
<b>7 - F</b>	0	750	4.07	5.19	∅ 500	CE1
<b>8 - G</b>	690	95	0.83	3.41	∅ 1500	
<b>9 - H</b>	725	235	1.14	3.00	∅ 1500	CE9
<b>10 - I</b>	910	325	0.97	4.87	∅ 1000	CE8 + CE6
<b>11 - J</b>	515	495	2.20	3.59	∅ 500	CE7
<b>12 - K</b>	635	45	0.83	3.36	∅ 1500	1/3 CE10
<b>13 - L</b>	595	155	0.90	2.99	∅ 900	
<b>14 - M</b>	485	420	2.75	3.90	∅ 600	CE4

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Troncons	Longueurs
1 - E22/A	102
2 - A/B	310
3 - B/C	122.5
4 - C/D	148.4
5 - D/E	71.1
6 - E/F	290
7 - A/K	77
8 - K/G	33
9 - G/H	163
10 - H/I	206
11 - H/J	335
12 - K/L	117.5
13 - L/M	325

**CONDITION AVAL : ARLES A BOUC = 0.90 NGF**

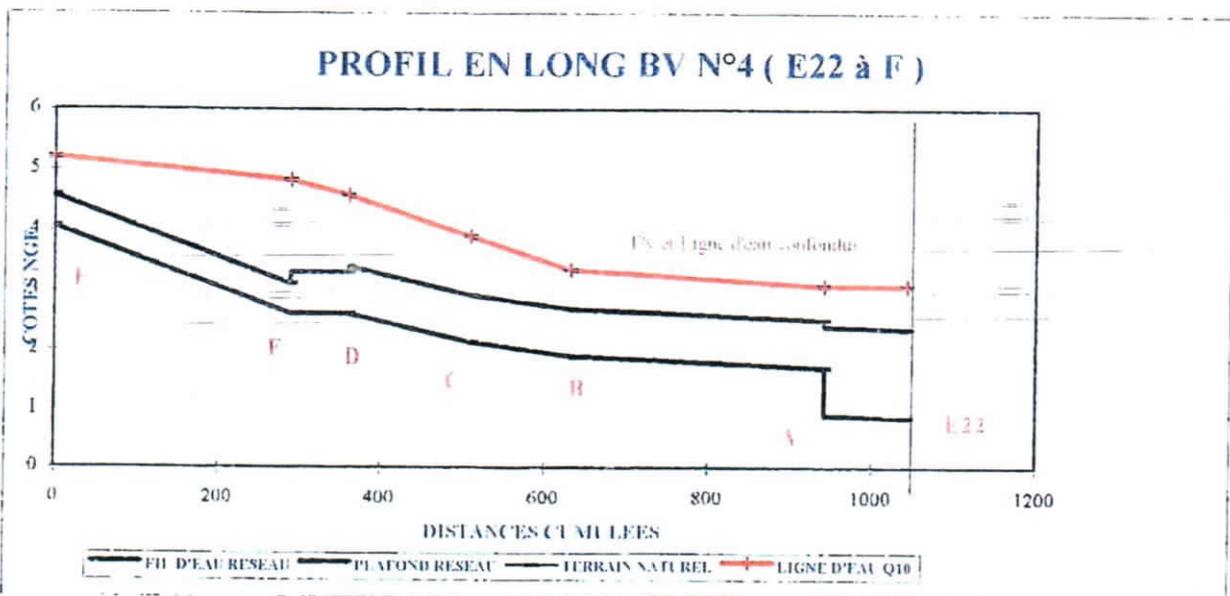
## RESULTATS : BASSIN CHABOURLET/ALYSCAMPS ( E22 à M ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	A/E22	DN1500	6.252	EC	2.32	3.56	0.0005
2	B/A	DN800	2.938	D	15.91	5.88	0.0023
3	C/B	DN800	2.862	D	6.5	5.73	0.0020
4	D/C	DN800	2.286	D	4.91	4.58	0.0032
5	E/D	DN700	0.613	D	1.01	1.6	0.0001
6	F/E	DN500	0.634	D	7.27	3.25	0.0050
7	K/A	DN2000	3.178	EC	204	1.02	0.0001
8	G/K	DN1500	2.237	EC	157	1.27	0.0001
9	H/G	DN1500	2.243	EL	105	1.79	0.0019
10	I/H	DN1000	1.702	EC	208	2.18	0.0001
11	J/H	DN500	0.225	EL	48	1.19	0.0032
12	L/K	DN900	0.764	EC	105	1.21	0.0006
13	M/L	DN600	0.781	D	409	2.78	0.0057

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

Les résultats démontrent que l'ensemble des tronçons étudiés est en charge pour une pluie de 5 heures 7 minutes de période de retour 10 ans.

La simulation prenant en compte le stockage de la pluie dans les canalisations donne une ligne d'eau de charge égale, ou légèrement supérieure, au Terrain Naturel.

Le réseau est donc saturé.

Les seules solutions pour éviter les inondations sont :

- la rétention,
- le pompage ou
- la séparation des bassins versants en trouvant un autre exutoire,

Toutes ces solutions étant onéreuses, il faut analyser le risque encouru.

Si l'on considère que le bassin versant du stade municipal peut absorber un volume plus important que celui simulé, les résultats obtenus par la simulation peuvent être minimisés, mais les tronçons rue Guintoli et rue Imbert restent critiques.

L'analyse des résultats montre que sur le tronçon C-B l'hydrogramme aval donne un volume de 9.020 m<sup>3</sup> ; l'hydrogramme amont du tronçon B-A donne un volume de 7.865 m<sup>3</sup> ; il y a donc un volume "débordé" de 1.255 m<sup>3</sup> qui peut être absorbé soit par une rétention, soit par la déviation du réseau vers un nouvel exutoire ; le plus proche étant le rejet E21 du L.E.P. Bigot.

Dans cette hypothèse, il serait possible de faire une liaison du réseau rue L. Guintoli au Ø 800 du L.E.P. par la mise en place d'un Ø 1400 sur 130 ml à 10,5 ‰. La perte de charge provoquée par le changement de diamètre peut être absorbée par le réseau existant.

L'amélioration du tronçon L-M rue J. Imbert implique le remplacement de la conduite DN 600 sur 325 ml par une conduite DN 800.

Débit tronçon existant .....	0,487 m <sup>3</sup> /s
DN 800 .....	1,039 m <sup>3</sup> /s
Débit Q <sub>10</sub> .....	0,781 m <sup>3</sup> /s
Débit DN 600 + DN 500 .....	0,788 m <sup>3</sup> /s

### Chiffrage des solutions

DN 1400	130 ml	x	3.000	=.....390.000 Frs
DN 500	325 ml	x	800	=.....260.000 Frs

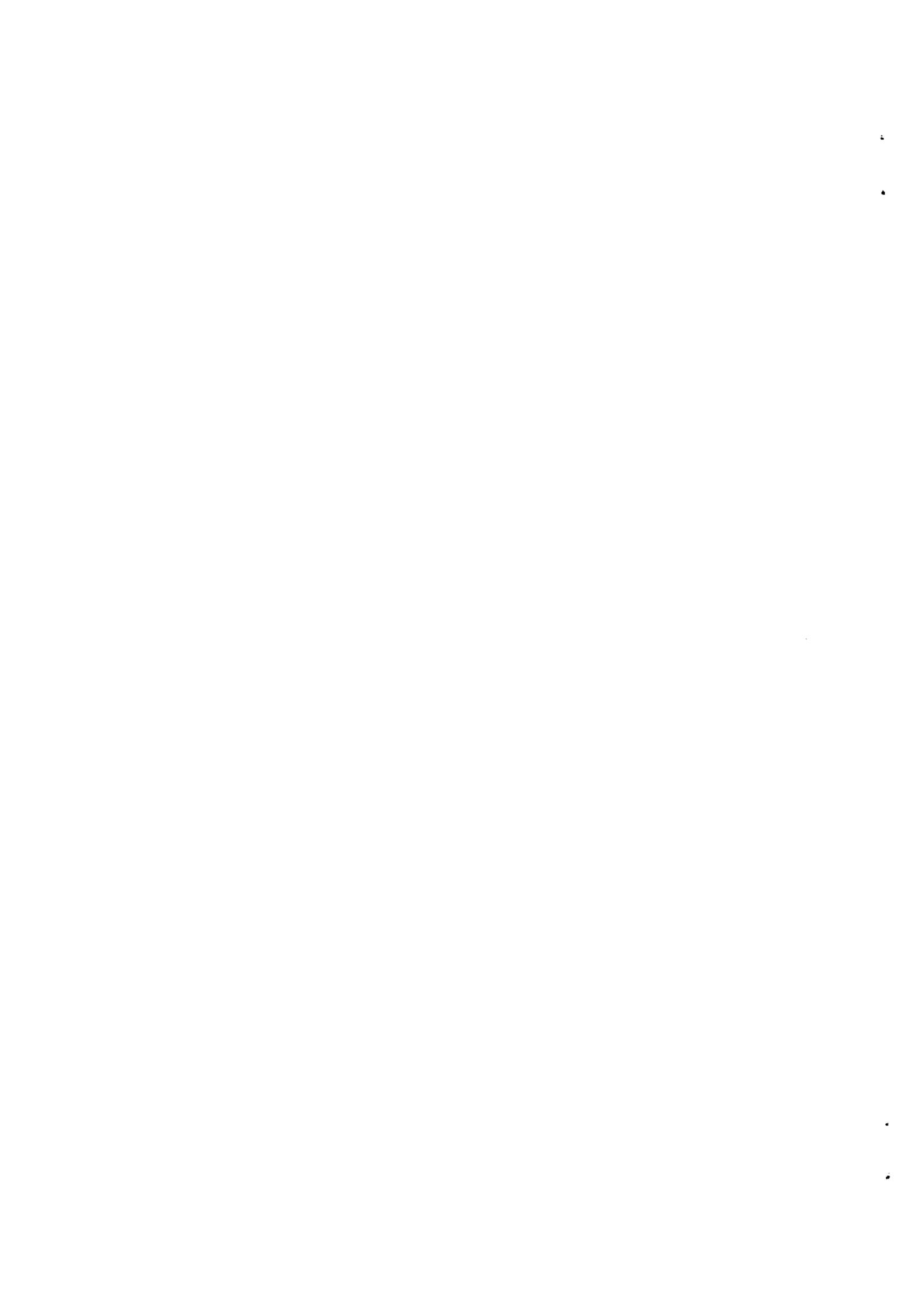
TOTAL HT .....

650.000 Frs

Amélioration liaison réseau Rue J. Aicard avec la rue G. Bizet

Provision .....

50.000 Frs





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 5.- CENTRE VILLE CRAPONNE

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS CENTRE VILLE CRAPONNE

---

## PRESENTATION

Le canal de Craponne traverse la Ville d'Arles en longeant le Chemin des minimes, le Boulevard Emile Fassin et le Boulevard Clémenceau jusqu'au rejet au Rhône.

Il alimente en eau les jardins des secteurs Alyscamps, Chabourlet et Barriol.

Sur les 1.250 derniers mètres de son parcours, il sert également d'assainissement pluvial pour les bassins situés de la Croisière jusqu'à la Maison des jeunes, les quartiers Sud de la Roquette, le parking et les voiries au Nord de l'I.R.P.A., le jardin d'été jusqu'au départ du Théâtre antique.

Par rapport à l'ensemble des bassins du centre ville, il récupère une faible superficie (15,5 hectares) du fait :

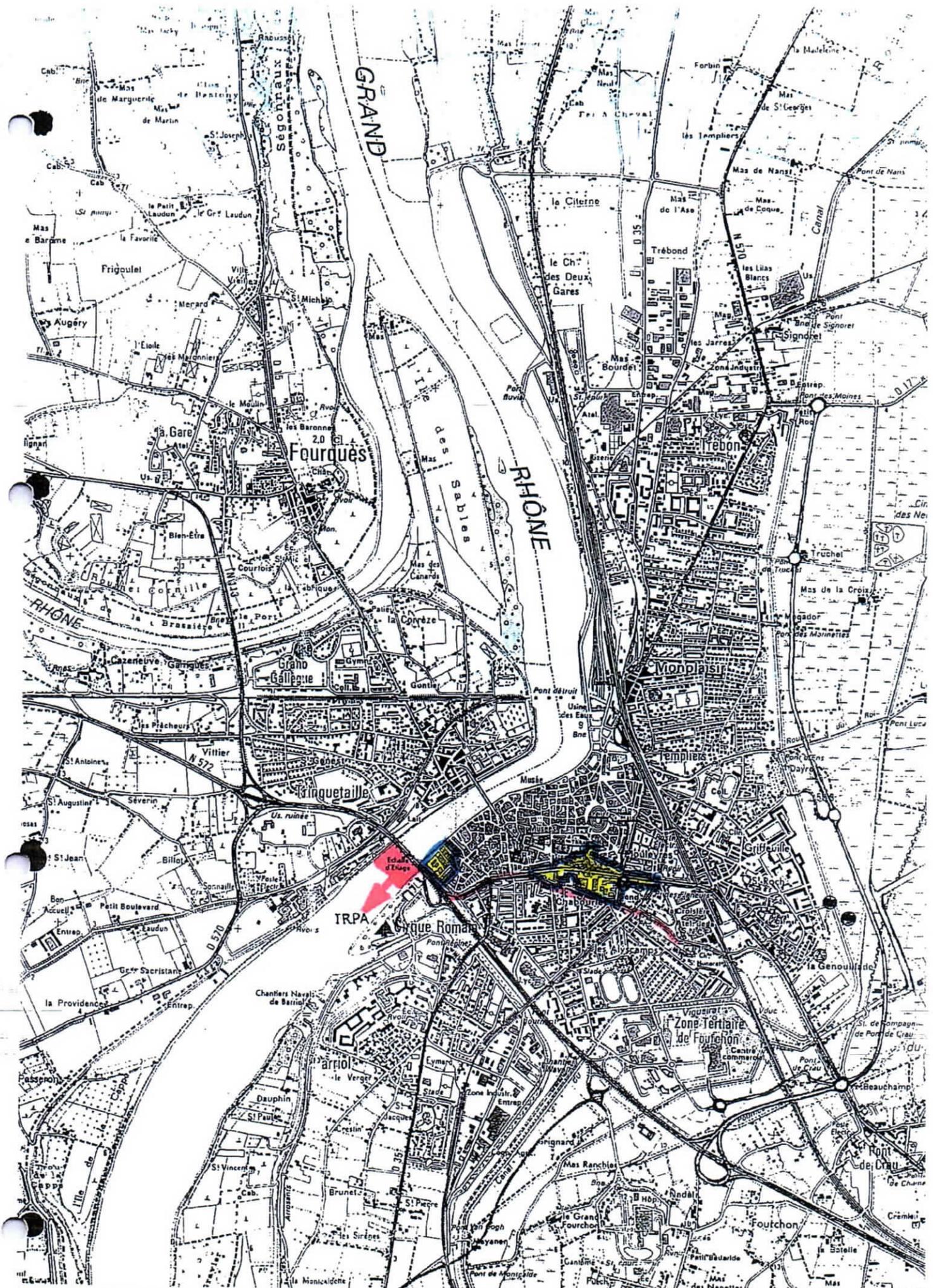
- de sa surélévation par rapport à la chaussée jusqu'à la Place de la Croisière,
- de sa faible profondeur par rapport aux réseaux croisés évacuant les bassins République, Chartrouse, ou St Cézaire,
- de la hauteur d'eau des "coups perdus" des irrigations amont,

Depuis la Poste, il est en partie souterrain mais conserve une section importante. On retiendra, pour la partie comprise entre l'Esplanade Ch. de Gaulle et la place de la Croisière, une section moyenne correspondant à la section retenue pour le point C.

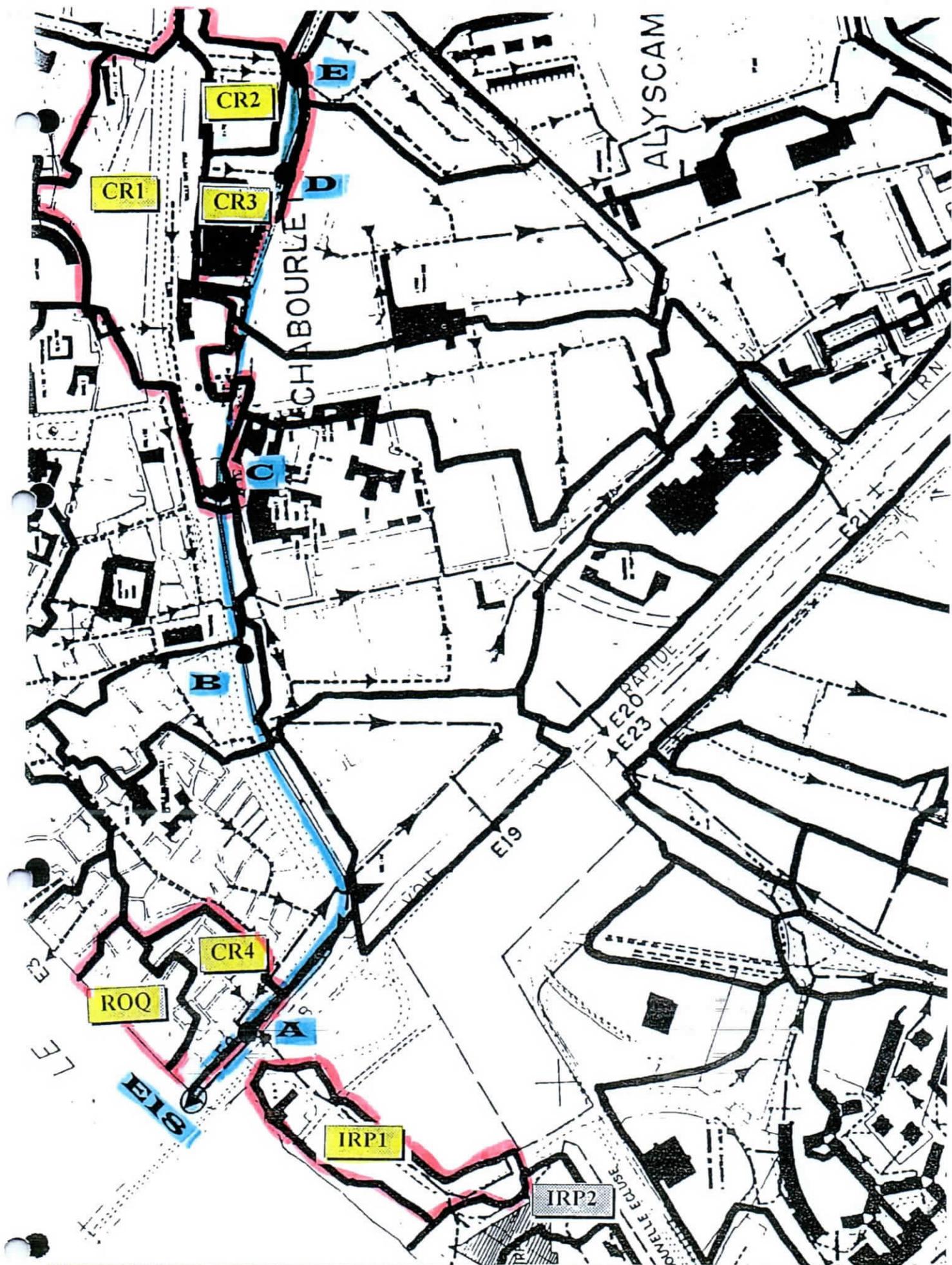
Le rejet au Rhône s'effectue sur un coursier de 95 mètres de long avec une pente importante de l'ordre de 3 % et, en amont, un déversoir calé à la crue centennale du Rhône (6,92 NGF, crue de 1836).

Les deux bassins : Tour de l'Ecorchoir et Roquette sont raccordés en aval de ce déversoir à la côte + 3,86 NGF dans un regard équipé d'une vanne.

En cas de crue du Rhône et d'une pluie décennale, ces deux bassins ne peuvent être vidangés que par pompage. Cependant, comme nous l'avons vu pour les bassins le long des quais, la conjonction de deux événements n'a pas de fréquence inférieure à 10 ans et on admettra que la vidange est possible jusqu'à la fermeture de la vanne.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV5 CRAPONNE**



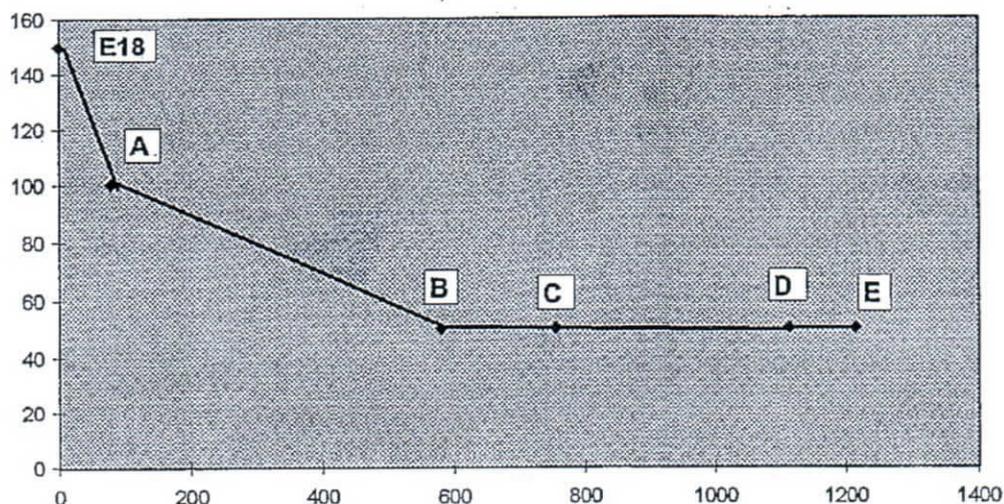
**PLAN DE REPERAGE : BV5 CRAPONNE**

- Sous bassins versants

- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN CENTRE VILLE N°5



## REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS - CR4 + ROQ

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
<b>CR4 + ROQ</b>	2.61	300	3	0.95

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E18	0	150	1.10	3.08	cadre4x2+1/2buse2.00	
2 - A	80	100	3.96	6.31	idem	CR4 + ROQ + IRP1
3 - B	580	50	5.19	7.15	cadre2.5x4	
4 - C	755	50	6.81	9.58	cadre3x1.6	CR1
5 - D	1115	50	7.06	10.00	Ø 1000	CR3
6 - E	1215	50	7.02	10.03	Ø 1000	CR2a + CR2b

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - E18/A	94.5
2 - A/B	502.5
3 - B/C	175
4 - C/D	360
5 - D/E	100

CONDITION AVAL : RHONE = 5.20 NGF

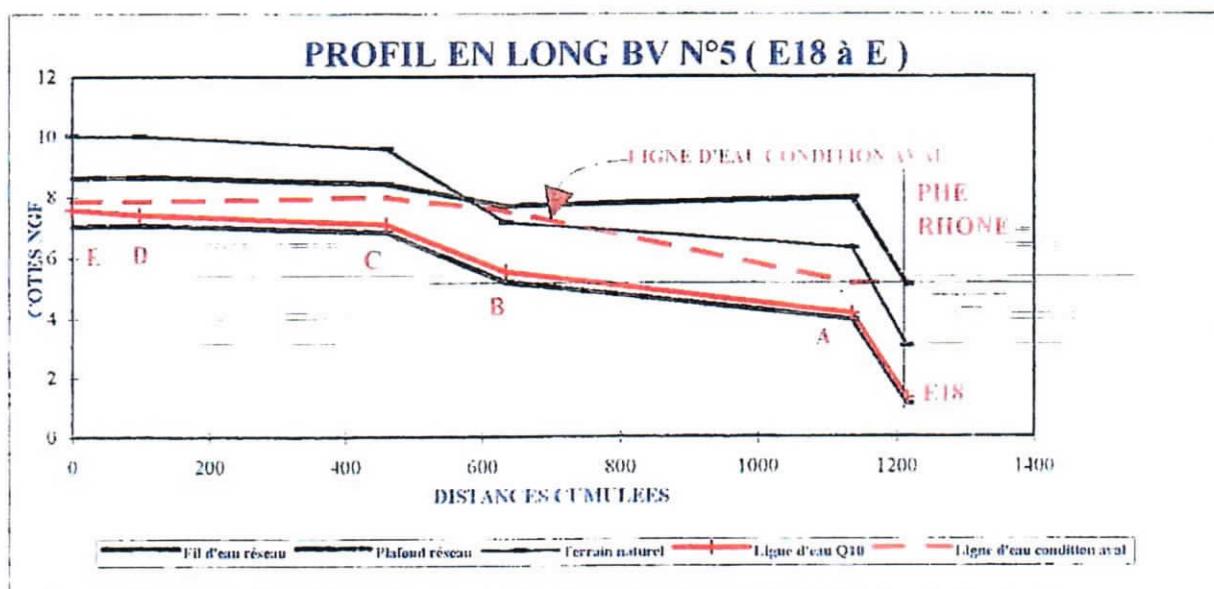
## RESULTATS : BASSIN CENTRE VILLE N°5 ( E18 à E ) ( Avec et sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	E18/A	CRAPEX	1.705	EL	21	2.61	0.0303
2	A/B	CRAP.B	1.415	EL	35	1.05	0.0025
3	B/C	CRAP.C	1.437	EL	28	1.75	0.0093
4	C/D	CRAP.C	0.715	EL	34	0.71	0.0007
5	D/E	CRAP.C	0.582	EL	56	0.34	0.0001

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°3 Arles 10 ans 50 ha ( 2h 46mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

Les résultats montrent que pour une pluie de 2 h 46 mm de retour 10 ans, le Craponne accepte aisément le débit maximal apporté par les quatre bassins versants.

Les bassins Croisière, Maison des Jeunes et Jardin d'été, ont une forte pente (jusqu'à 7 %).

Leurs exutoires, parfois multiples pour un seul bassin, ne présentent pas de difficultés à évacuer les débits décennaux.

Les deux bassins Roquette et Tour de l'Ecorchoir s'évacuent par l'intermédiaire d'une canalisation Ø 800 avec une pente de l'ordre de 0,85 ‰ pouvant absorber environ 400 l/s alors que le débit maximal décennal des deux bassins est de 552 l/s.

Ce tronçon fonctionne avec une charge de 10 cm acceptable compte tenu de la profondeur du réseau (fil d'eau 3,99 pour une chaussée à 6,27 NGF).



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 6.- GRIFFEUILLE

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## BASSINS GRIFFEUILLE

---

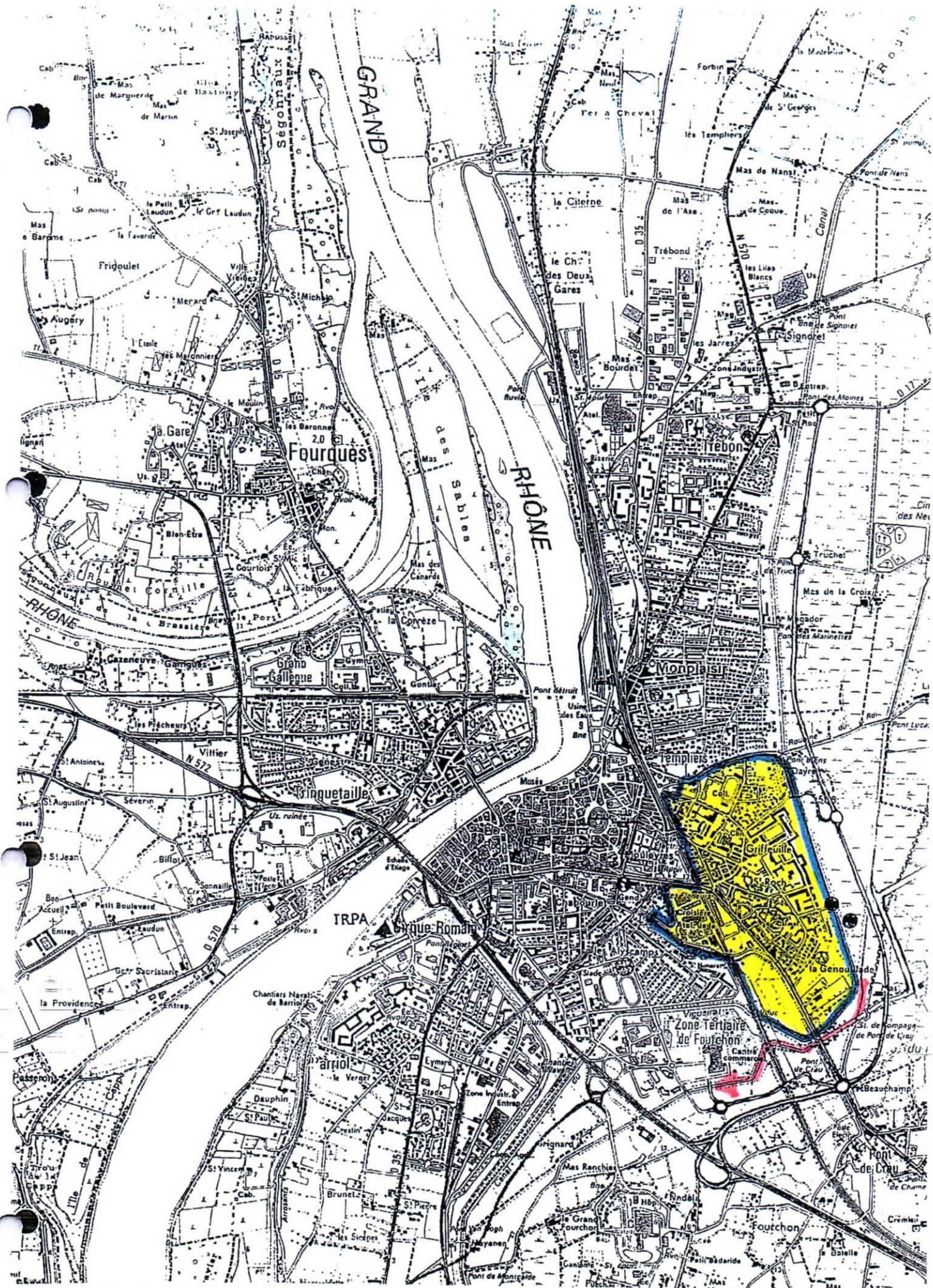
### PRESENTATION

Ce Bassin Versant présente la particularité de regrouper tous les cas particuliers propres à un Bassin Versant à savoir :

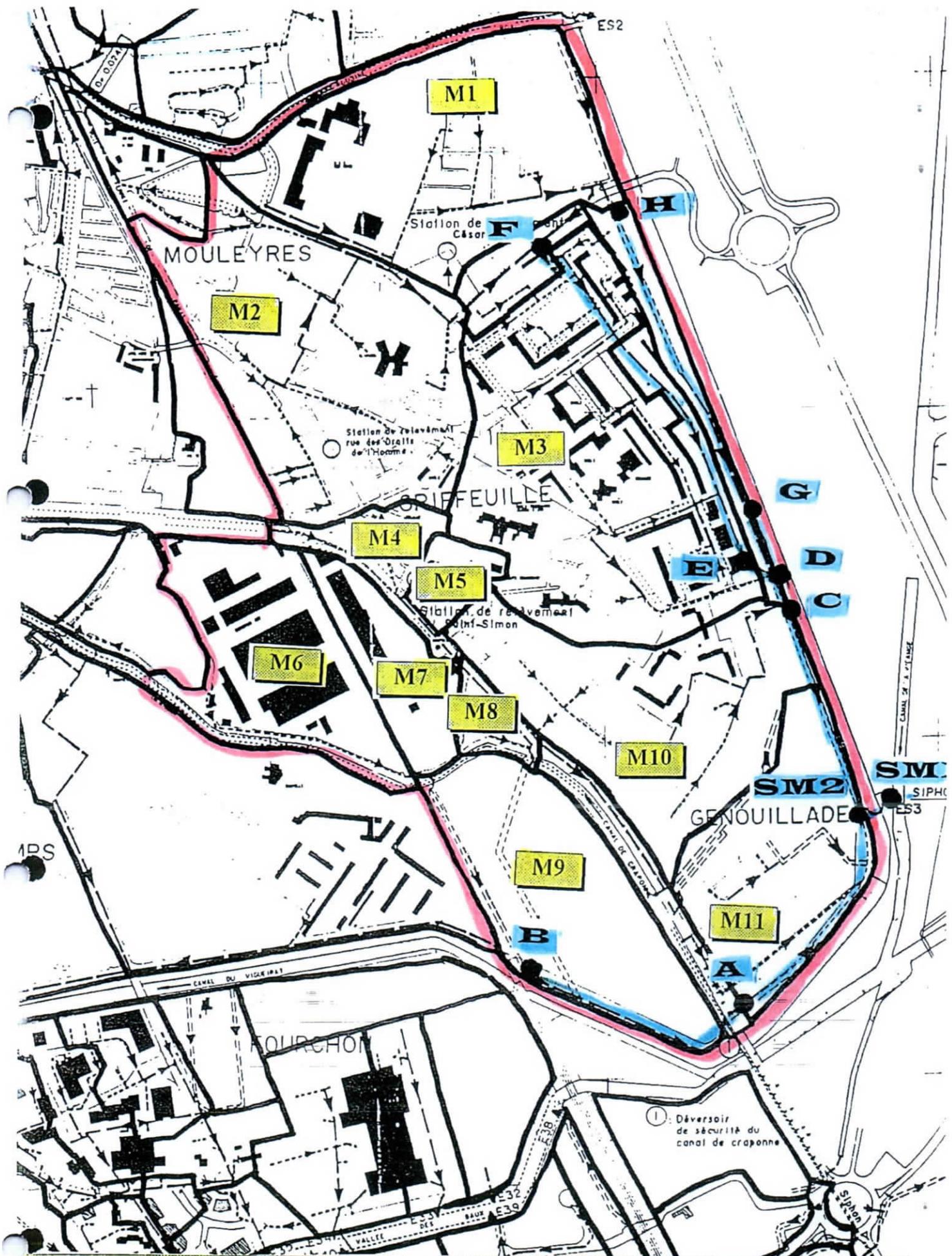
- |   |   |
|---|---|
| <input type="checkbox"/> Imperméabilisation importante          | → Clinique (M 2)<br>→ Route de Pont de Crau (M 9 b)             |
| <input type="checkbox"/> Imperméabilisation faibles             | → Minimés (M 9 a)<br>→ Genouillade (M 11)<br>→ Léproserie (3 8) |
| <input type="checkbox"/> Pente importante                       | → Ateliers SNCF (M 6)   |
| <input type="checkbox"/> Pente faible                           | → Griffeuille   |
| <input type="checkbox"/> Bassin équipé d'une station de pompage | → Trou Allard (M 5)   |
| <input type="checkbox"/> Réseau de canalisations                |   |
| <input type="checkbox"/> Réseau de fossés                       |   |
| <input type="checkbox"/> Extensions prévues au P.O.S.           | → Minimés (M 9)   |

L'exutoire de ce bassin est le siphon de Moullard qui traverse le Vigueirat pour se jeter dans la branche morte du canal de la Vidange rejoignant le canal de la Vallée des Baux.

Le siphon de Moullard vient de subir des travaux de réfection (étanchéité). Il présente une contre pente d'environ 60 cm car cet ouvrage fonctionnait en sens inverse afin de faire passer les eaux du Canal de la Couronne, en rive gauche du Vigueirat, jusqu'au fossé de la Légaresse situé en rive droite du Vigueirat et qui se jetait au Rhône (données issues du plan chorographique du Dessèchement des marais d'Arles).



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV6 GRIFFEUILLE**



**PLAN DE REPERAGE : BV6 GRIFFEUILLE**

- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés

# DEFINITION DES BASSINS VERSANTS

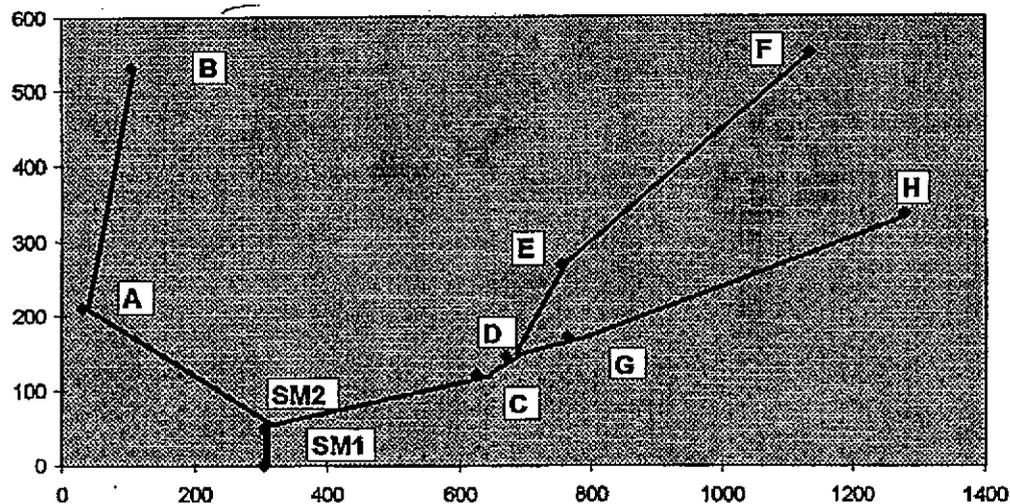
## BASSINS CENTRE VILLE GRIFFEUILLE

### EXUTOIRE : SIPHON DE MOULLARD

SOUS BASSINS		Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.	Noeud aval	Observations	
							Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub> ( M <sup>3</sup> /S )
CES VAN GOGH	M1	14.25	600	3	0.7	H	1.593	2.472
CLINIQUE	M2	16.3	600	3	0.95	F	2.606	4.055
GRIFFEUILLE	M3	20.93	700	3	0.7	D	2.118	3.271
PLACE REVOLUTION	M4	2.05	370	3	0.95			
TROU ALLARD	M5	1.15	120	7	0.85			Relevage
ATELIERS SNCF	M6	7.93	600	16	0.4	B	1.932	3.010
ATELIERS SNCF	M7	3.94	380	3	0.4			
LEPREUSERIE	M8	0.9	150	3	0.3			
MINIMES	M9 a b	3.8	570	5	0.1	B	0.043	0.065
		0.68	570	5	0.95	A	0.115	0.179
GENOUILLADE	M10	11.87	700	3	0.4	C	0.641	0.986 Siphon
GENOUILLADE	M11	5.02	320	3	0.35	SM2	0.281	0.435 Siphon

S/PREFECTURE D'ARLES  
 13 MARS 2017  
 ARRIVEE

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN GRIFFEUILLE N°6



## REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS-BASSINS - M4 à M8 -

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
M4 à M8	15.97	530	5	0.7

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - SM1	305	0	0.97	4.51	CANAL	M11
2 - SM2	305	50	0.37		cadre 2.15x1+vôte 2.1x0.6	
3 - A	105	210	1.34/0.98	3.00	fossé 3x6x3	M9b
4 - B	105	530	1.70	3.00	Ø 1000	M9a + M4 à M8
5 - C	625	120	1.71	3.42	fossé 2x2.5x1.7	M10
6 - D	670	145	1.86	3.42	Ø 1000	M3
7 - E	755	270	1.87	3.41	Ø 1000	
8 - F	1135	550	2.58	4.02	Ø 800	M2
9 - G	765	170	1.98	3.50	Ø 600	
10 - H	1280	335	2.86	3.90	fossé 1x3x1	M1

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

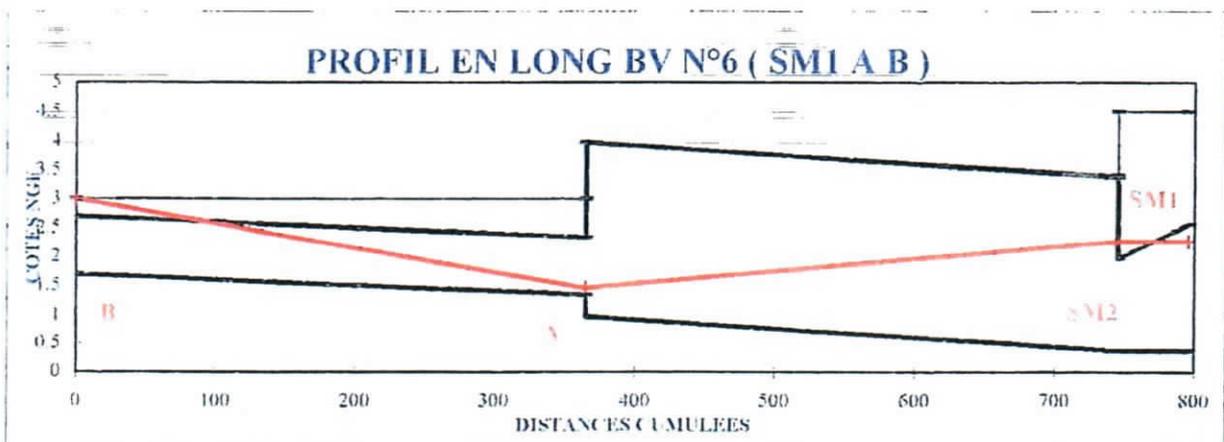
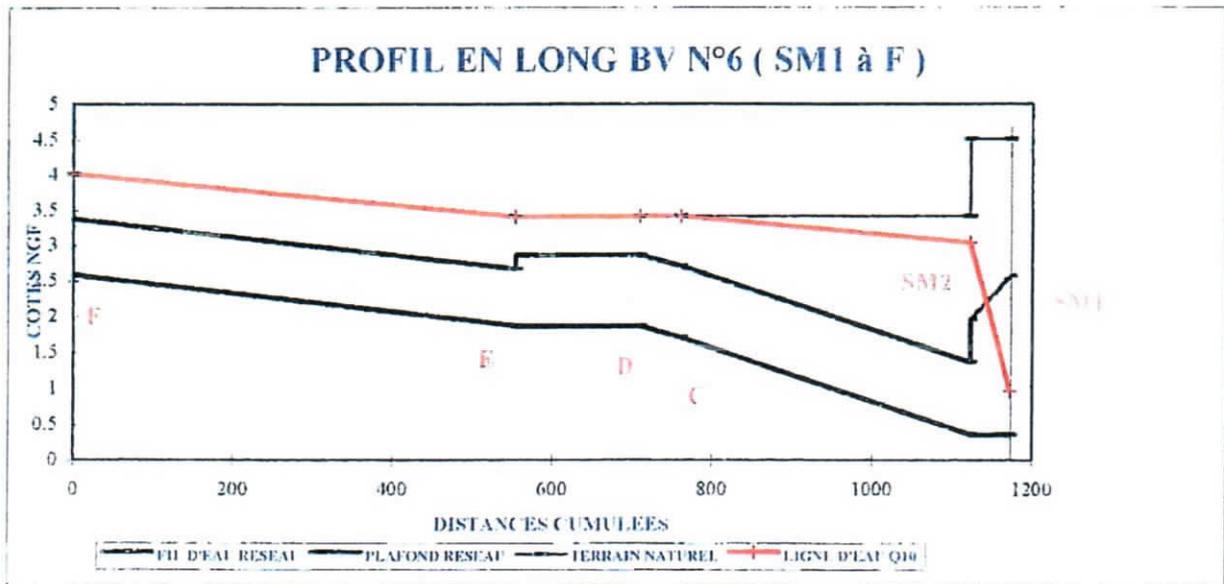
Troncons	Longueurs
1 - SM1/SM2	51
2 - SM2/A	380
3 - A/B	365
4 - SM2/C	360
5 - C/D	51.5
6 - D/E	155
7 - E/F	555
8 - D/G	98.5
9 - G/H	570

**CONDITION AVAL : CANAL VIDANGE = 1.90 NGF**

## RESULTATS : BASSIN GRIFFEUILLE N°6 ( SM1 à H ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	SM1/SM2	SIPHON	8.793	EC	190	2.4	0.0000
2	SM2/A	FOSSE3	2.016	EL	48	1.36	0.0007
3	A/B	DN1000	1.974	D	288	2.53	0.0020
4	SM2/C	Fossé2x2.5x1.7	6.623	EL	1.64	1.81	0.0037
5	C/D	DN1000	6.003	D	424	7.69	0.0029
6	D/E	DN1000	2.537	D	281	3.25	0.0001
7	E/F	DN800	2.606	D	2238	5.22	0.0013
8	D/G	DN600	1.511	D	653	5.38	0.0012
9	G/H	FOSSE1	1.593	EL	54	1.91	0.0015

CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )



## CONCLUSION

Les résultats montrent que, pour une période de retour 10 ans, seuls les fossés peuvent absorber les débits de pointe. La canalisation traversant Griffeuille permet d'évacuer un débit de 0,494 m<sup>3</sup>/s alors que le débit maximum de retour 10 ans est de 2,606 m<sup>3</sup>/s.

Seule une canalisation DN 1600 pourrait absorber un tel débit ; cependant , par manque de place c'est irréalisable.

Il est donc nécessaire de séparer les Bassins Versants M 2 et M 3 et de faire transiter M 2 (bassin Clinique) par le fossé du contre Vigueirat.

Ce fossé devra être dimensionné pour accepter les débits cumulés des bassins versants M 1, M 2 et M 3 sur toute sa longueur soit 1.080 ml entre le point H et le siphon de Moulard.

Le bassin M 3 (Griffeuille) devra être raccordé en plusieurs points sur ce fossé pour éviter de concentrer les débits au point E. Cela nécessite la mise en place de canalisation DN 800 établissant la jonction avec les cités.

Le secteur Genouillade et Minimes déborde au point B. Ceci provient de la configuration de la simulation qui injecte directement les bassins M 4 à M 9 au point B.

Dans la réalité, le débordement ne peut se produire car le bassin M 9 est très faiblement imperméabilisé mais sur un horizon P.O.S. il sera nécessaire de prendre en considération les débits.

**Coût des solutions proposées**

Recalibrage du fossé contre Vigueirat y compris la reprise des tronçons C D et D G sous dimensionnés

Fossé : 2 x 2,5 x,7 = 930 ml x 250 = .....232.500 Frs  
 Reprise tronçon = 150 ml x 500 = .....37.500 Frs

Raccordement bassin M 2 , Liaison F H

DN 800 = 120 ml x 1.500 = .....180.000 Frs

Raccordement bassin M 3 au contre Vigueirat

DN 800 + 150 ml x 1.500 = .....225.000 Frs

Bassin des Minimés :

- En l'état actuel pas de travaux
- Horizon P.O.S. rétention à réaliser par l'Aménageur en fonction du choix de l'imperméabilisation et de la capacité actuelle du fossé existant entre le siphon de Moullard et le point A

**Total des travaux à prévoir.....675.000 Frs**

La condition aval liée au PHE du canal de la Vallée des Baux (+ 1,90 NGF) induit une augmentation des lignes d'eau à mont et aggrave les problèmes existants.

Le recalibrage des fossés et la réalisation des travaux définis, ci-dessus pour se protéger des pluies de retour 10 ans, absorberont la contrainte aval.



VILLE D'ARLES

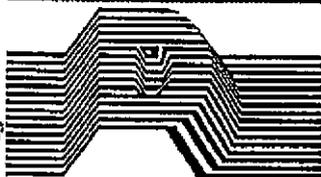
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 7.- MONPLAISIR

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS MONPLAISIR

---

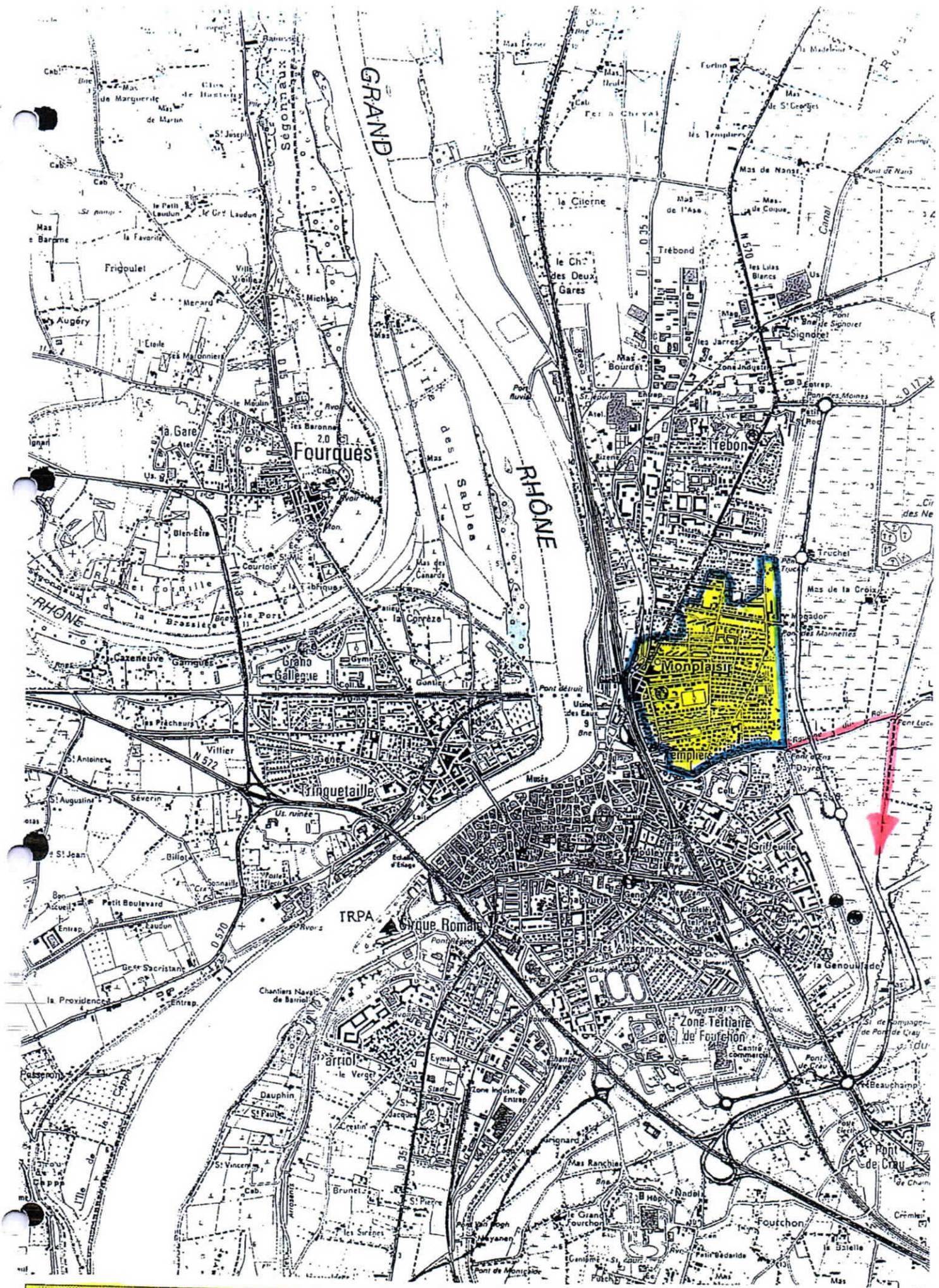
## PRESENTATION

L'ensemble de ces bassins représente environ 75 hectares. L'imperméabilisation est assez homogène et correspond à un urbanisme de type lotissement dont on estime le coefficient d'imperméabilisation  $C = 0,5$ . Les pentes du réseau sont faibles, de 1 à 3 mm/m.

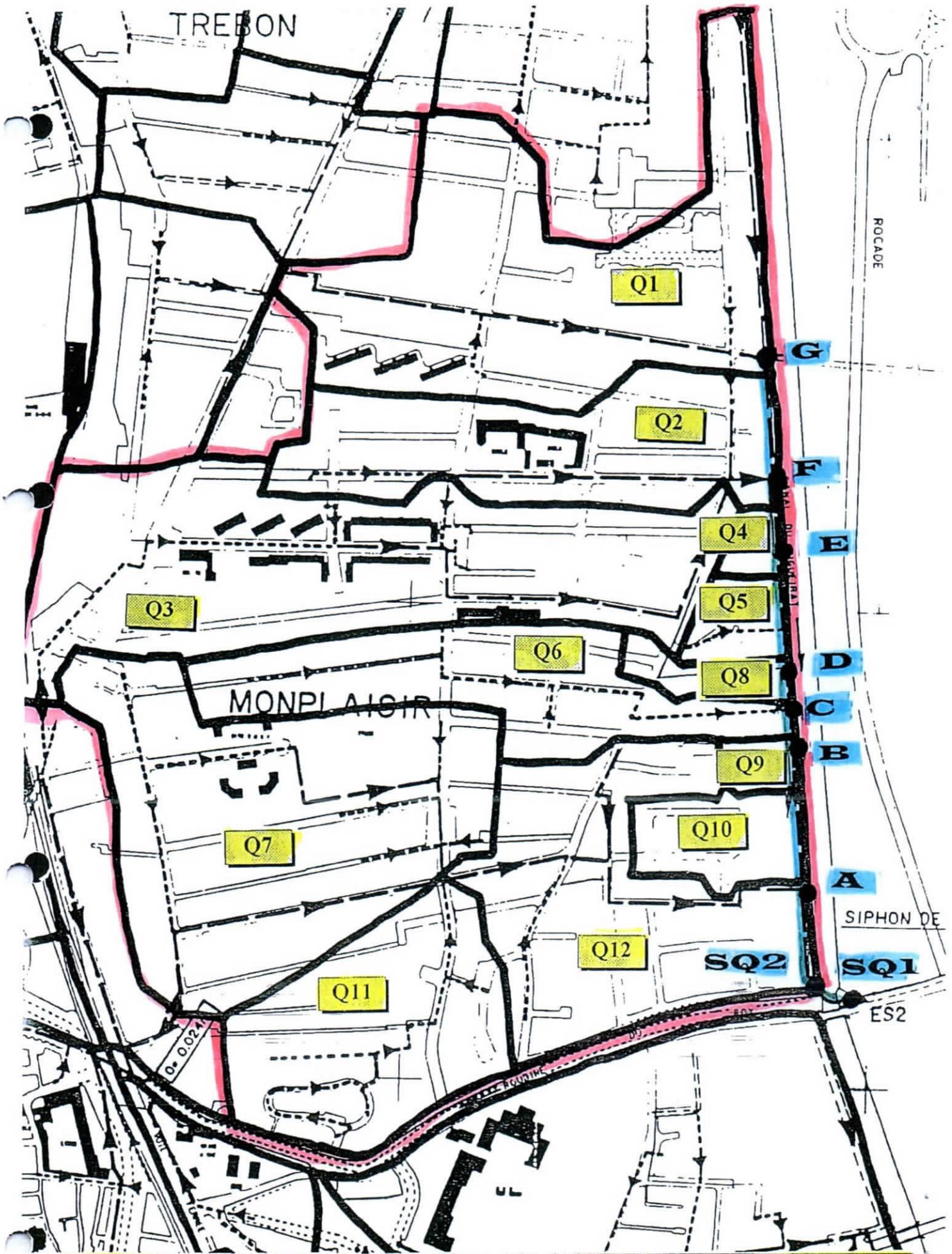
Tous les bassins sont assainis par des canalisations qui convergent vers un émissaire principal situé sur la rive droite du Vigueirat. Cet émissaire est constitué de canalisations de diamètre 600 mm à 1.500 mm et se termine par un cadre béton rectangulaire de section 1500 x 1600 rejoignant le siphon de Quenin. Ce siphon traverse le Vigueirat pour se jeter dans la Roubine du Roy, rive gauche du Vigueirat, qui rejoint le canal de la Vidange.

Dans la réalité, on a pu observer, lors d'orage d'intensité importante, mais inférieure à des périodes de retour 10 ans, une mise en charge des réseaux provoquant des inondations ponctuelles, notamment sur le Chemin Noir au niveau de l'angle de la Rue Massenet et sur la rue Valentin Jaume au niveau de l'angle de l'Av. Maréchal Joffre.

Ceci provient des barrages formés par les croisements des réseaux eau potable, eaux usées avec le réseau pluvial. On peut également noter l'accès difficile de l'émissaire principal en rive gauche du Vigueirat sur 1.000 mètres implanté entre le Vigueirat et les constructions.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV7 MONPLAISIR**



**PLAN DE REPERAGE : BV7 MONPLAISIR**  
 - Sous bassins versants  
 - Tronçons étudiés

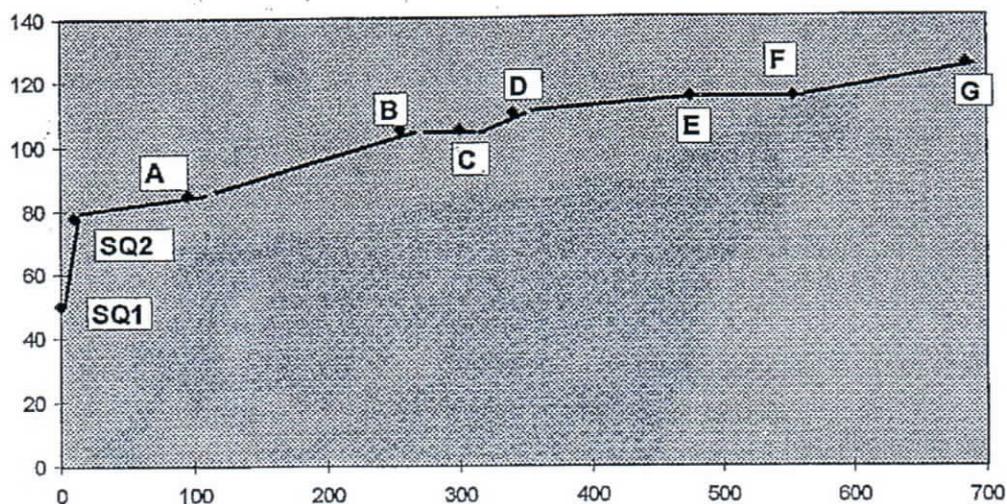
# DEFINITION DES BASSINS VERSANTS

## BASSINS CENTRE VILLE MONPLAISIR

EXUTOIRE : SIPHON DE QUENIN

SOUS BASSINS		Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.	Noeud aval	Observations	
							Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub> ( M <sup>3</sup> /S )
BASSINS S1 à S4 + Q1 : HONGRIE SUD	Qa	21.48	850	1	0.5	G	1.189	1.808
	S1	4.4	300	3	0.5		0.380	0.592
P.RONSARD	S2	1.6	200	2	0.5		0.142	0.221
A.RIBOT	S3	1.8	100	1.5	0.5		0.168	0.263
V.EYSSETTE	S4	3.3	300	1.5	0.5		0.257	0.398
P.SAXY	Q1	10.38	540	1	0.5		0.645	0.987
BASSINS Q2 +Q3 : ECOLE KERGOMARD	Qb	18.05	950	2	0.5	F	1.099	1.682
	Q2	6.22	540	2	0.5		0.439	0.677
M.MAURIN	Q3	11.83	920	2	0.5		0.720	1.102
BASSINS Q4 à Q9 : RESIDENCE MAGALI	Qc	8.08	720	3	0.5	B	0.571	0.880
	Q4	0.49	50	3	0.6		0.068	0.107
R.ROUDOT	Q5	0.88	110	3	0.5		0.089	0.139
ECOLE MONPLAISIR	Q6	5.35	720	3	0.6		0.475	0.735
M.MASNET	Q8	0.9	210	3	0.5		0.082	0.128
G.PHILIPPE	Q9	0.46	70	3	0.5		0.048	0.076
Q7 + Q10 à Q12 : STADE SNCF	Qd	26.86	900	2	0.5	A	1.668	2.555
	Q7	6.55	510	2	0.5		0.474	0.731
C.DEBUSSY	Q10	1.9	160	3	0.5		0.177	0.277
LES TEMPLIERS	Q11	5.66	450	4	0.5		0.464	0.721
F.EBOUE	Q12	7.68	480	2	0.5		0.569	0.879
F.BENSON	Q13	5.07	600	3	0.5		Siphon de Quenin	
							0.375	0.58

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN MONPLAISIR N°7



**REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS :**  
 - S1 à S4 - Q2/Q3 - Q4 à Q9 - Q7/10/11/12

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
Qa = S1 à S4 + Q1	21.48	850	1	0.5
Qb = Q2 + Q3	18.05	950	2	0.5
Qc = Q4 à Q9	8.08	720	3	0.5
Qd = Q7 + Q10 à 12	26.86	900	2	0.5

### CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - SQ1	0	50	0.26		CANAL	
2 - SQ2	10	78	0.92		siphon	
3 - A	95	85	1.30	4.32	cadre 1.5 x 1.6	Qd
4 - B	255	105	1.70	4.57	∅ 1500	Qc
5 - C	300	105	1.72	4.65	∅ 1500	
6 - D	340	110	1.70	4.65	∅ 1200	
7 - E	475	115	1.88	4.70	∅ 1000	
8 - F	555	115	1.96	4.83	∅ 1000	Qb
9 - G	685	125	2.17	4.90	∅ 1000	Qa

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Troncons	Longueurs
1 - SQ1/SQ2	30
2 - SQ2/A	105
3 - A/B	161.5
4 - B/C	45
5 - C/D	60
6 - D/E	135.5
7 - E/F	80
8 - F/G	130.5

**CONDITION AVAL : ROUBINE DU ROY = 2.30 NGF**

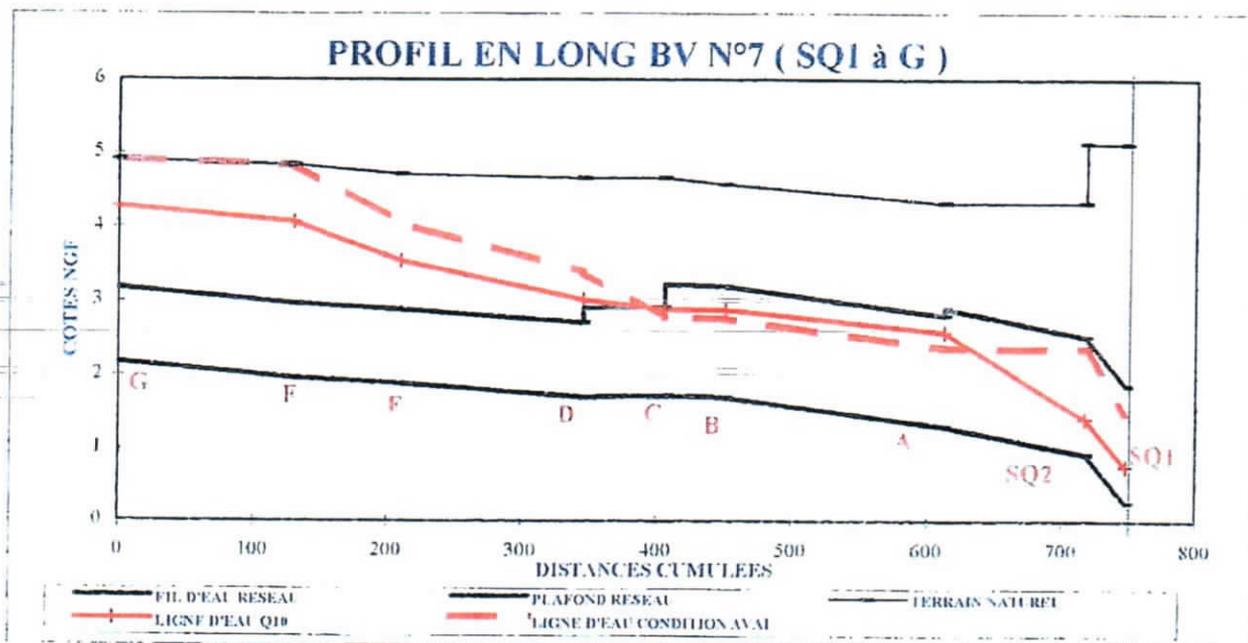
## RESULTATS : BASSIN MONPLAISIR N°7 ( S1 à Q13 ) ( Avec et sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	taux de remplissage	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	SQ1/SQ2	16X15	5.656	EL	68	5.5	0.0220
2	SQ2/A	16X15	5.679	E1	139	2.76	0.0036
3	A/B	DN1500	3.603	E1	148	2.08	0.0025
4	B/C	DN1500	3.029	EC	157	1.73	0.0004
5	C/D	DN1500	3.043	EC	162	1.73	0.0000
6	D/E	DN1500	3.049	EC	159	1.74	0.0013
7	E/F	DN1000	3.054	EC	228	3.91	0.0010
8	F/G	DN1000	1.554	EC	137	1.99	0.0016

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge n°
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La simulation réalisée avec une pluie de retour 10 ans de 5 heures et 7 mm de durée totale montre que l'émissaire principal fonctionne parfaitement sur les 300 derniers mètres ; il est en charge sur les 400 mètres étudiés en amont.

Chaque bassin se raccorde perpendiculairement à l'émissaire principal. Nous analysons, ci-dessous, le réseau de chaque exutoire des bassins en fonction de leur capacité :

Nom de bassin	Réseau	Pente	Débit admissible	Q <sub>10</sub>	Observations
Q <sub>a</sub>	Ø 700	1 ‰	0,304	1,189	Ø 1200
Q <sub>b</sub>	Ø 600	2 ‰	0,228	1,099	Ø 1000
Q <sub>4</sub>	Ø 500	3 ‰	0,218	0,068	réseau convenable
Q <sub>5</sub>	Ø 400	3 ‰	0,121	0,089	réseau convenable
Q <sub>6</sub>	Ø 400	4 ‰	0,140	0,475	Ø 700
Q <sub>8</sub>	Ø 600	4 ‰	0,408	0,082	réseau convenable
Q <sub>9</sub>	Ø 400	4 ‰	0,140	0,048	réseau convenable
Q <sub>d</sub>	Ø 600	6,6 ‰	0,525	1,668	Ø 800

Pour améliorer le secteur de la Rue Pierre Saxy (Q<sub>a</sub>) il est nécessaire de reprendre le réseau depuis l'Av. Stalingrad pour récupérer les secteurs Trébon Sud (résultant des études antérieures).

Pour l'Ecole Kergomard, il est nécessaire de renforcer les liaisons existantes entre le Chemin noir et l'émissaire principal. Il en est de même, à un degré moindre, pour l'exécutoire du bassin Monplaisir et celui situé dans le prolongement de la rue Anna de Noailles.

### Travaux à prévoir

Rue Saxy : remplacement du Ø 700 existant par :

Ø 1.200	40 ml	x	2.500 F	=.....	100.000 Frs
plus Ø 1.000	520 ml	x	2.200 F	=.....	1.144.000 Frs

Raccordement Kergomard : remplacement du Ø 600 existant par :

Ø 1000	55 ml	x	2.200 F	=.....	121.000 Frs
--------	-------	---	---------	--------	-------------

Raccordement Monplaisir : Remplacement du Ø 400 existant par :

Ø 700	50 ml	x	1.200 F	=.....	60.000 Frs
-------	-------	---	---------	--------	------------

Rue Anna de Noailles : Remplacement du Ø 600 par :

Ø 800	80 ml	x	1.300 F	=.....	104.000 Frs
-------	-------	---	---------	--------	-------------

Reprises ponctuelles de regards encombrés par d'autres réseaux.

Provision forfaitaire	.....	50.000 Frs
-----------------------	-------	------------

**TOTAL TRAVAUX** ..... 1.579.000 Frs





VILLE D'ARLES

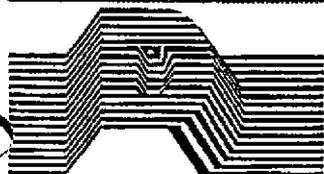
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### S.- TREBON

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton

13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS TREBON

---

## PRESENTATION

Ce Bassin Versant est le plus important de l'agglomération avec plus de 130 hectares. Il est relié à son exutoire le siphon de Flèche par une canalisation de diamètre DN 1400 remontant le Vigueirat sur sa rive gauche sur une distance de 500 mètres environ. Les secteurs Nord de l'agglomération situés entre le giratoire des Moines et le Garage Renault sont eux récupérés par un fossé au Sud des Etablissements Lustucru.

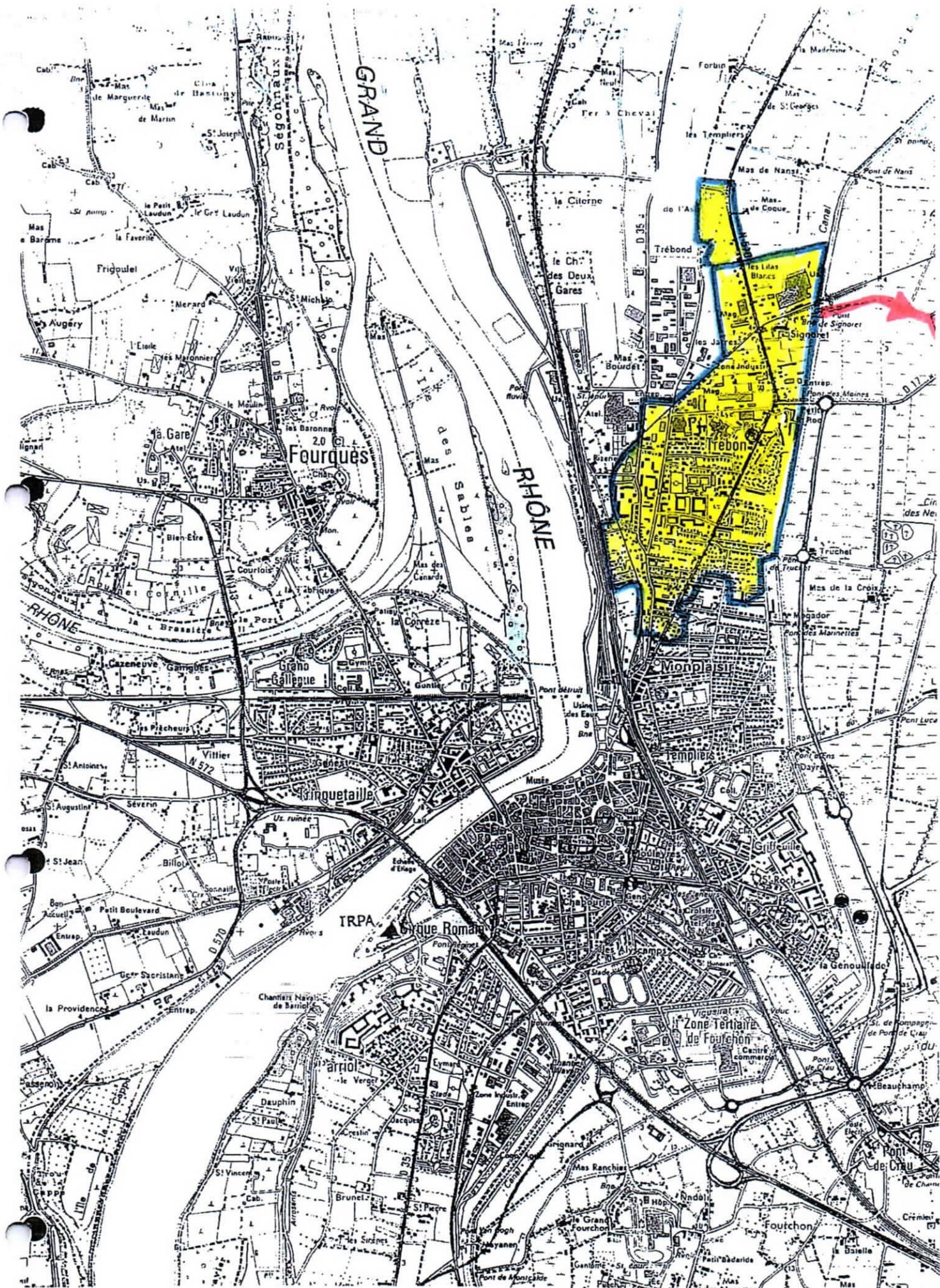
Le siphon de Flèche a la particularité de récupérer par l'intermédiaire du canal du contre Vigueirat en rive gauche les zones agricoles du Nord d'Aries et depuis quelques années les zones agricoles du Sud de Tarascon représentant au total environ 2.000 ha.

Comme nous l'examinerons dans les résultats, il n'est pas possible de prendre en compte ce secteur agricole sur l'exutoire des eaux pluviales du secteur urbain qu'il faut envisager en tout premier lieu de dissocier du secteur rural.

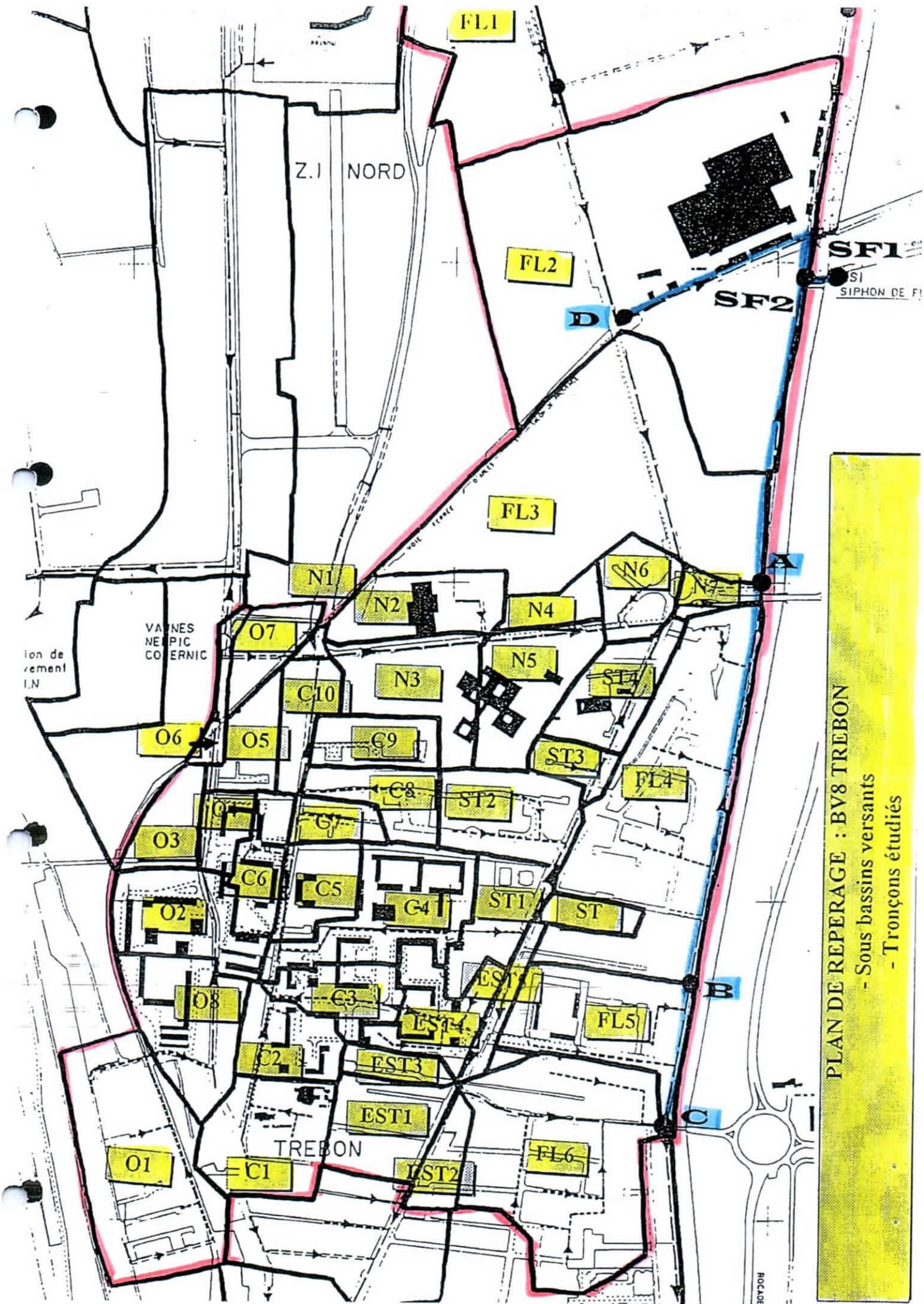
La proximité du Bassin Versant de la Z.I. Nord faisait que certains bassins du Trébon Ouest s'évacuaient vers la station de la Z.I. Nord par l'intermédiaire d'une vanne Neyrpic de régulation de débit. Du fait que cet ouvrage est hors service et le réseau Z.I. Nord suffisamment saturé, l'ensemble des bassins du Trébon Ouest seront pris en compte dans les débits s'évacuant vers le siphon de Flèche.

Une étude du réseau pluvial a été réalisée par la S.I.B. en Juin 1994 faisant ressortir une insuffisance du réseau interne au Trébon. Nous reprendrons les conclusions de cette étude qui seront complétées par les aménagements à prévoir à l'aval en fonction de l'étude globale du bassin comprenant le Trébon, objet de l'étude de 1994, ainsi que le P.A.E. Renault et les secteurs du Pont du Moine au Pont de Truchet entre le Vigueirat et l'Avenue Stalingrad.

Nous reprendrons le chiffrage des solutions d'aménagement définies dans l'étude de 1994 en répartissant les coûts entre les deux bassins Trébon et Z.I. en fonction de la répartition des bassins versants.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV8 TREBON**



**PLAN DE REPERAGE : BV8 TREBON**

- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés

ROCADE





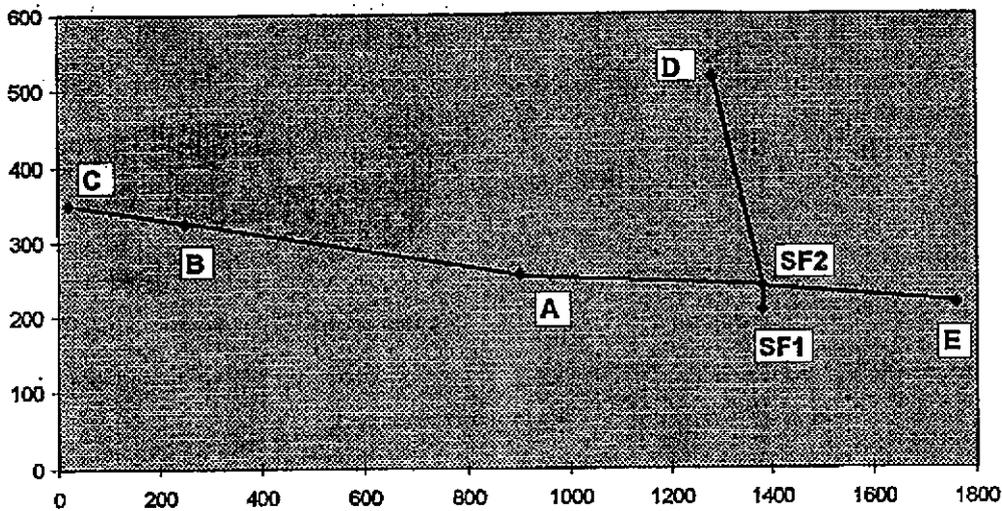
# DEFINITION DES BASSINS VERSANTS

## BASSINS CENTRE VILLE TREBON

### EXUTOIRE : SIPHON DE FLECHE

SOUS BASSINS FLb		Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.	Bassin aval	Observations	
							Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub> ( M <sup>3</sup> /S )
TREBON OUEST	O1	7.1	450	2	0.2	O8	3.578 0.160	5.413 0.244
TREBON OUEST	O2	2.41	250	1.1	0.55	O4	0.188	0.289
TREBON OUEST	O3	1.95	250	3	0.55	O4	0.165	0.254
TREBON OUEST	O4	0.9	140	3	0.55	O5	0.084	0.129
TREBON OUEST	O5	1.3	150	1	0.5	O6	0.097	0.149
TREBON OUEST	O6	0.3	150	3	0.9	O7	0.047	0.073
TREBON OUEST	O7	1.2	150	2	0.5	N1 ZI14	0.095	0.147
TREBON OUEST	O8	3.7	260	1.1	0.55	O2	0.284	0.435
TREBON CENTRE	C1	3.2	200	3	0.5	C2	0.255	0.392
TREBON CENTRE	C2	2	200	2	0.55	C4	0.170	0.261
TREBON CENTRE	C3	1.6	200	2	0.55	C4	0.136	0.209
TREBON CENTRE	C4	3.1	350	1.3	0.55	C5	0.234	0.358
TREBON CENTRE	C5	1.43	100	3	0.5	C7	0.125	0.193
TREBON CENTRE	C6	1.7	260	0.3	0.55	C7	0.109	0.166
TREBON CENTRE	C7	0.9	130	3	0.5	C10	0.076	0.118
TREBON CENTRE	C8	1.8	200	2	0.5	C10	0.139	0.213
TREBON CENTRE	C9	1.7	200	2	0.5	C10	0.131	0.201
TREBON CENTRE	C10	1.3	210	0.7	0.55	N2	0.100	0.153

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN TREBON N°8



## REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS :

FLa = L1 à L5 + FL6

FLb = O1 à O8 + C1 à C10 + N1 à N7 + SF1 à SF4

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
FLa	17.1	700	3	0.5
FLb	57.07	1600	2	0.6

## CARACTÉRISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - SF1	1380	206	-0.08	4.46	Canal de Flèche	FL2
2 - SF2	1380	240	1.03	3.48	cadre 2x1 + vôte 2.15x1.6	
3 - A	900	255	2.05	4.85	Ø 1400	FLb+FL4+FL3
4 - B	250	325	2.34	5.01	Ø 800	FL5
5 - C	20	350	2.23	6.38	Ø 800	FLa
6 - D	1280	515	1.91	3.95	Ø 1000	
7 - E	1760	215	1.40	4.00	fossé 8x10x2.45	FL1 + Zagr.

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Troncons	Longueurs
1 - SF1/SF2	34
2 - SF2/A	481
3 - A/B	654
4 - B/C	232
5 - SF2/D	293
6 - SF2/E	381

**CONDITION AVAL : CANAL FLECHE = 2.60 NGF**

## RESULTATS : BASSIN TREBON N°8 ( Fla/FLb/F1àF4 ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	SF1/SF2	SIPHON	9.656	EL	65	7.89	0.0300
2	SF2/A	DN1400	7.506	D	8.85	4.91	0.0021
3	A/B	DN800	2.488	D	24.45	4.98	0.0004
4	B/C	DN800	2.260	D	781	4.53	0.0000
5	SF2/D	DN1000	1.528	EC	137	1.96	0.0030
6	SF2/E	FOSSE8X10	1.227	EL	16	0.8	0.0010

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

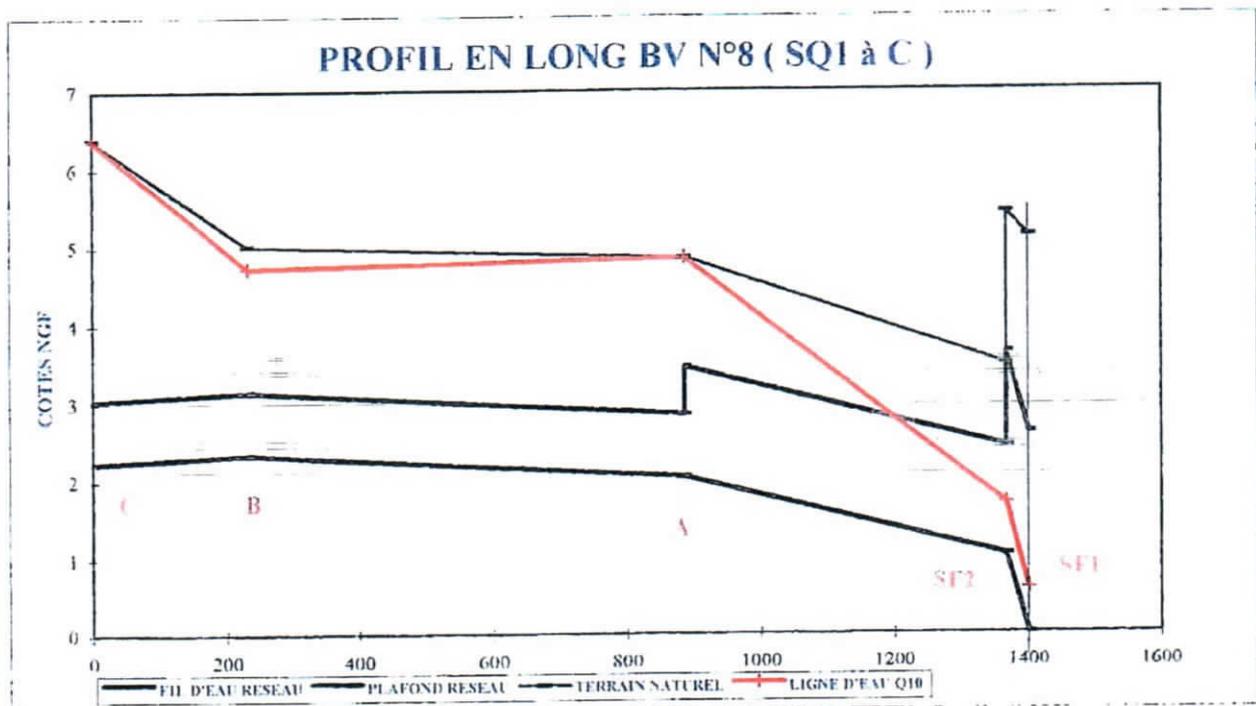
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°6 Arles 10 ans 500 ha ( 7h 40mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre

- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge

- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La pluie de retour 10 ans qui donne les intensités maximales sur ce bassin a une durée de 7 h 40 mm.

Les résultats montrent que l'exutoire aval est insuffisant sur les tronçons SF2 - A et B - C

Tronçons	Réseau	Longueur	Pente	Débit admissible	Q <sub>10</sub>	Réseau nécessaire
SF 2 - A	1.400	481 m	2,1 ‰	2,788 m <sup>3</sup> /s	7,506	Ø 2.400 à 1 ‰
A - B	800	654 m	0,4 ‰	0,293 m <sup>3</sup> /s	2,488	Ø 1.600 à 1 ‰
B - C	800	232 m	0	0,139 m <sup>3</sup> /s	2,260	Ø 1.500 à 1 ‰

La mise en place d'un réseau satisfaisant aux conditions décennales serait très onéreuse. Si on estime les travaux nécessaires suivant le tracé existant et, selon le tableau ci-dessus, le coût des travaux ressortirait à :

Ø 2.400	481 ml	x	5.000 F	=	2.405.000 Frs
Ø 1.600	654 ml	x	3.000 F	=	1.962.000 Frs
Ø 1.500	232 ml	x	2.900 F	=	672.800 Frs
<b>TOTAL</b>					<b>5.039.800 Frs</b>

Par ailleurs, il est nécessaire de rajouter à ces travaux l'isolement des zones agricoles qui consiste à créer un nouveau siphon sous le Vigueirat et une jonction avec le canal de Flèche à l'aval.

Le bassin agricole de 2.000 ha modélisé avec une pluie de retour 10 ans avec une hauteur totale 100 mm donne un débit de 5,56 m<sup>3</sup>/s. En conséquence, un ouvrage correspondant à la section de Ø 1.600 avec une pente de 5 ‰ serait satisfaisant.

### Estimation des travaux

Siphon.....	600.000 Frs
Jonction et ouvrages.....	200.000 Frs
<b>TOTAL</b> .....	<b>800.000 Frs</b>
<b>soit un total de</b>	<b>5.839.800 Frs</b>

dans l'hypothèse du renforcement du réseau existant.

L'étude de Juin 1994 avait déterminé les investissements suivant à prévoir pour se préserver d'une pluie de retour 10 ans

Bassins Sud.....	136.000 Frs
Bassins Ouest.....	231.000 Frs
Bassins Centre.....	1.350.000 Frs
Bassins Nord.....	2.300.000 Frs
<b>Total .....</b>	<b>4.017.000 Frs</b>

Compte tenu de l'investissement important, il est opportun de se tourner vers d'autres solutions éventuelles sachant qu'une station de pompage est très onéreuse et qu'il n'est pas possible de faire une rétentions sur le site du Trébon.

Une solution également envisageable est de créer un autre exutoire à travers le Vigueirat pour diminuer la surface des bassins versants à évacuer dans un même réseau.

On peut créer, par exemple, au niveau du Pont des Moines une traversée qui serait reprise dans un fossé relié à la roubine de Flèche.

Avantages :

- diminuer le débit dans la canalisation DN 1400
- assurer une protection pour les secteurs Trébon Est, Ouest, Centre et Nord pour une période de retour 10 ans et même au delà
- permettre l'évacuation des zones agricoles dans le siphon existant.

Coût des travaux :

Siphon.....	800.000 Frs
Fossé 900 ml x 350 F.....	315.000 Frs

Il serait néanmoins nécessaire de réaliser la même opération au niveau du pont de Truchet en reliant un fossé à créer en rive droite du Vigueirat avec la roubine du Roy.

Coût des travaux :

Siphon.....	800.000 Frs
Fossé 1.100 ml x 350 F.....	385.000 Frs

Coût total de l'opération ..... 2.300.000 Frs

au lieu de 5.839.800 Frs prévus dans la première solution avec des résultats tout aussi satisfaisants.

On retiendra pour l'ensemble des travaux liés à ce Bassin Versant :

Priorité ①.....2.300.000 Frs

Priorité ②.....4.017.000 Frs

TOTAL.....6.317.000 Frs

S/PREFECTURE D'ARLES  
13 MARS 2017  
ARRIVEE





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 9.- Z.I. NORD

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## **BASSINS Z.I. NORD**

---

### **PRESENTATION**

Ce bassin regroupe deux secteurs bien distincts qui seront étudiés séparément :

- ➔ la Z.I. Nord proprement dite qui comprend la zone aménagée au Nord immédiat de la voie ferrée Arles - Salon jusqu'au Sud de la prison et
- ➔ le Parc d'Activité du Grand Rhône en cours d'aménagement entre la prison et la voie ferrée Arles - Lyon.

Actuellement, un réseau de fossés draine les eaux pluviales jusqu'à la station de pompage. Cette station, équipée de pompes Alta de débit maximal 1 m<sup>3</sup>/s, refoule les eaux vers la zone portuaire dans un réseau gravitaire de diamètre 1.200 mm (longueur 275 m) qui relie la canalisation de refoulement au Rhône.

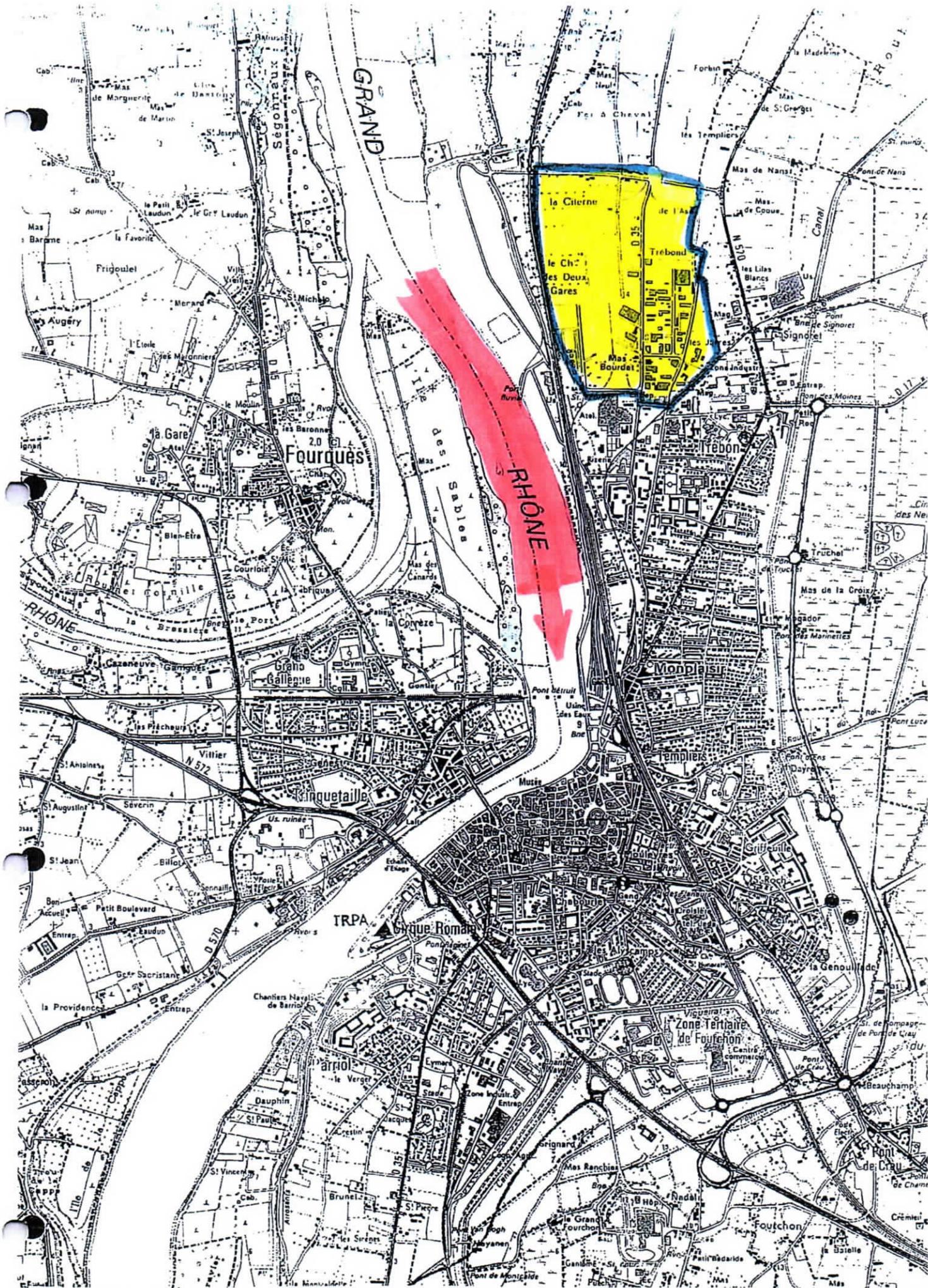
L'étude du réseau pluvial du Trébon réalisée en 1994 précise qu'en admettant une vitesse maximale de 4 m/s dans le refoulement, le débit maximal de cette canalisation est de 3 m<sup>3</sup>/s.

Par rapport aux études précédentes et connaissant les estimations des débits aval très importants, nous avons adapté la simulation suivant une répartition légèrement différente des Bassins Versants.

Pour la Z.I. Nord, nous n'avons pas pris en compte les bassins Trébon Ouest dans l'hypothèse ou ceux ci s'évacueraient vers le siphon de Flèche (voir Bassin Trébon).

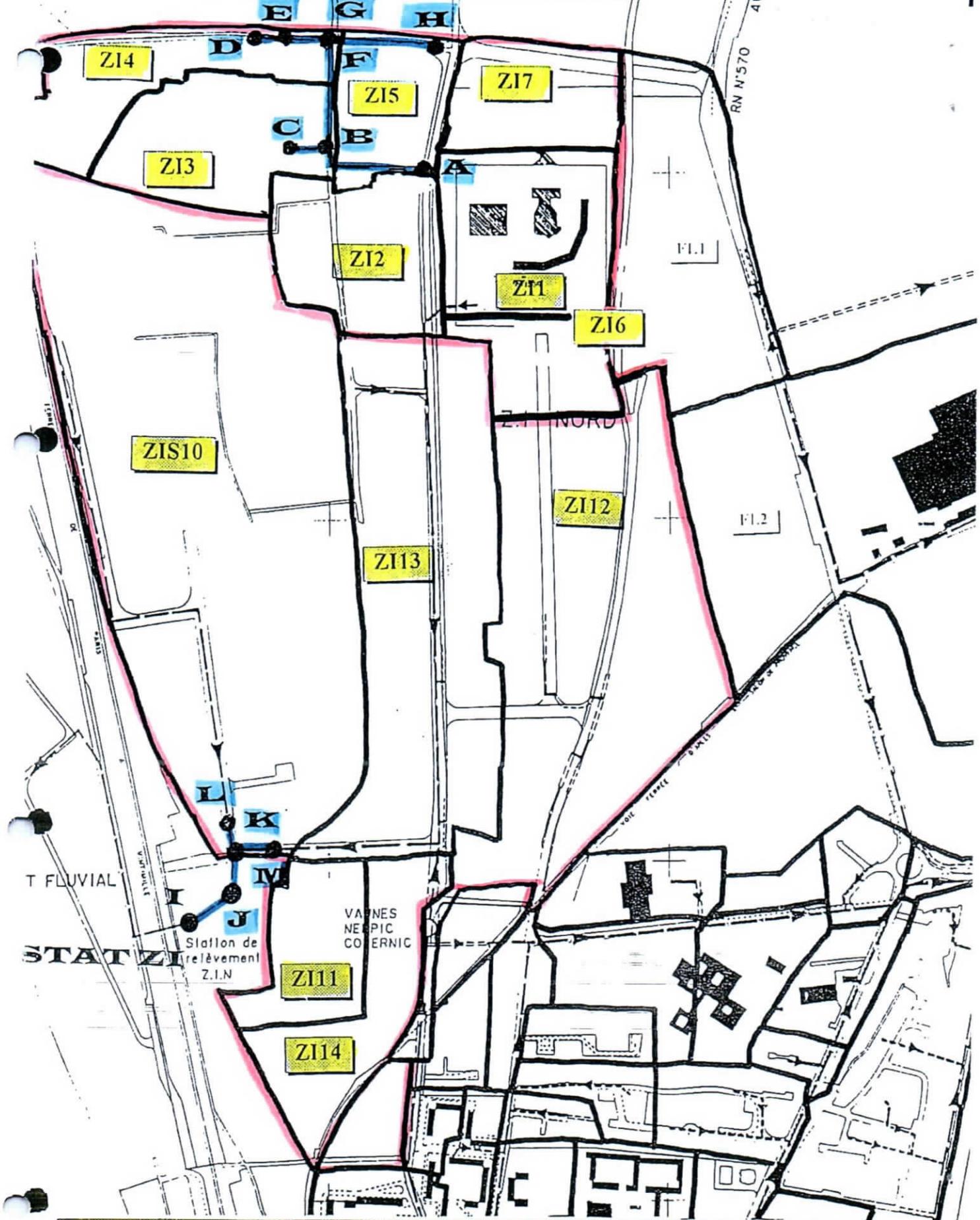
Pour le P.A.G.R. nous avons rectifié le découpage des bassins en fonction des aménagements réalisés ou en cours d'aménagement sur le P.A.E. Renault.

L'imperméabilisation des terrains a été prise avec un coefficient égal à 0,7 alors que le règlement d'urbanisme impose aux aménageurs un C.O.S. de 30 % maximum. Néanmoins, la réalité montre qu'on se dirige à terme vers une forte imperméabilisation



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV9 Z.I. NORD**

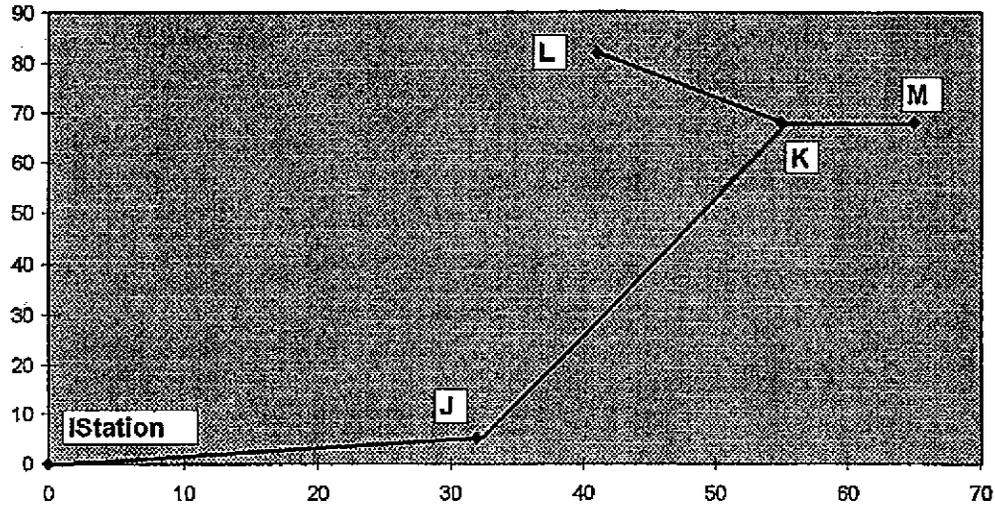
STATPAGR PROJET



**PLAN DE REPERAGE : BV9 Z.I. NORD**  
- Sous bassins versants  
- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN Z.I. N°9



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - I	0	0	0.66	5.80	STAP	
2 - J	32	5	0.71	4.96	∅ 1200	
3 - K	55	68	0.81/1.49	3.65	∅ 1200	
4 - L	41	82	1.50	4.52	∅ 800	ZI10
5 - M	65	68	0.83	3.80	∅ 1000	ZI11,12,13,14

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - I/J	32.5
2 - J/K	67.5
3 - K/L	20
4 - K/M	10

**CONDITION AVAL : STATION DE POMPAGE**

**RESULTATS : BASSINS Z.I. ( ZI10 à ZI14 )  
( Q<sub>10</sub> Actuel et Horizon P.O.S. )**

**CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )**

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	H d'eau amont	V maxi	PENTE
1	I/J	Ø 1200	6.426	405%	209	5.72	0.00154
2	J/K	Ø 1200	6.44	414%	306	5.73	0.00148
3	K/L	Ø 800	2.075	666%	130	4.15	0.0005
4	K/M	Ø 1000	4.397	393%	133	5.63	0.002

**RESULTATS : BASSINS Z.I. ( ZI10 à ZI14 )  
( Q<sub>50</sub> Actuel et Horizon P.O.S. )**

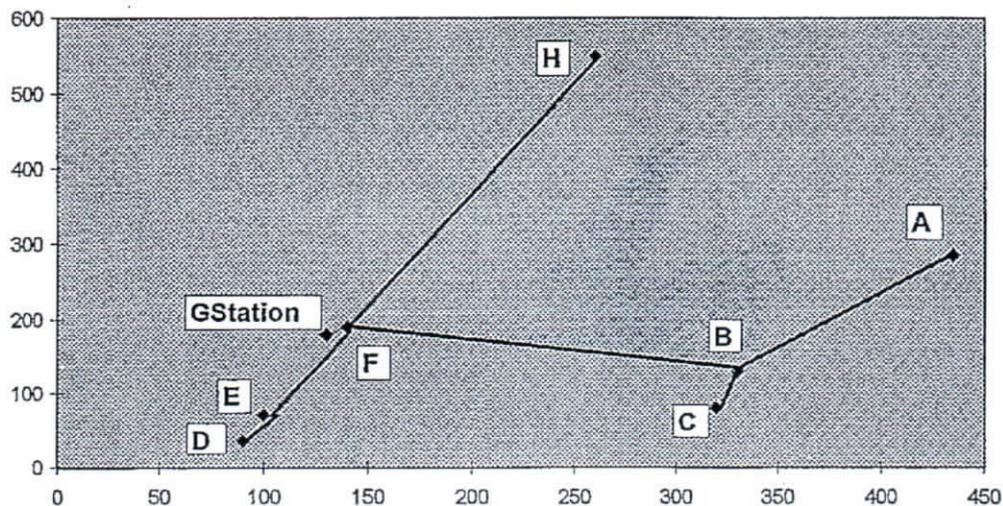
**CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 50 ans 200 ha ( 5h 07mn )**

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	H d'eau amont	V maxi	PENTE
1	I/J	Ø 1200	9.813	619%	335	8.73	0.00154
2	J/K	Ø 1200	9.846	633%	569	8.76	0.00148
3	K/L	Ø 800	3.16	1014%	197	6.33	0.0005
4	K/M	Ø 1000	6.733	602%	181	8.63	0.002

**ANALYSE DES RESULTATS**

EXUTOIRE	Débit admissible	Q <sub>10</sub> actuel m <sup>3</sup> /s	Q <sub>50</sub> actuel m <sup>3</sup> /s	Q <sub>10</sub> P.O.S. m <sup>3</sup> /s	Observations / Réseau nécessaire
Station de pompage	1	6.426	9.813	6.426	Pompage suivant rétention
Tronçon I/J	1.493	6.426	9.813	6.426	Ø 2200 à 1.55‰

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN P.A.G.R. N°9



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - A	435	285	0.92	4.30	Ø 1000	Z11/Z16
2 - B	330	130	0.49	4.20	Ø 1000	Z12
3 - C	320	80	2.51	4.30	Ø 1000	Z13
4 - D	90	35	2.22	4.25	Ø 1000	Z14
5 - E	100	70	2.11	4.25	Ø 1000	
6 - F	140	190	0.03	4.50	Ø 1400	Z15
7 - G Station	130	180	0.00	4.50	Ø 1400	
8 - H	260	550	2.10	4.30	Ø 800	Z17

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - A/B	210
2 - B/F	200
3 - C/B	51
4 - D/E	36.5
5 - E/F	126.5
6 - F/G	14.1
7 - H/F	430

CONDITION AVAL : STATION DE POMPAGE

**RESULTATS : BASSINS P.A.G.R. ( ZI1 à ZI7 )  
( Q<sub>10</sub> Horizon P.O.S. )**

**CHOIX DE LA PLUIE : N°4 Arles 10 ans 100 ha ( 3h 46mn )**

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	H d'eau amont	V maxi	PENTE
1	A/B	Ø 1000	0.439	39%	48	1.25	0.00205
2	B/F	Ø 1400	1.703	59%	87	1.81	0.0023
3	C/B	Ø 1000	0.609	43%	52	1.6	0.00314
4	D/E	Ø 1000	0.556	40%	50	1.54	0.00301
5	E/F	Ø 1000	0.554	39%	48	1.58	0.00324
6	F/G	STATION	3.031				
7	H/F	Ø 800	0.455	73%	57	1.24	0.00198

**RESULTATS : BASSINS P.A.G.R. ( ZI1 à ZI7 )  
( Q<sub>50</sub> Horizon P.O.S. )**

**CHOIX DE LA PLUIE : N°4 Arles 50 ans 100 ha ( 3h 46mn )**

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	H d'eau amont	V maxi	PENTE
1	A/B	Ø 1000	0.595	53%	58	1.35	0.00205
2	B/F	Ø 1400	2.560	88%	1.16	1.95	0.0023
3	C/B	Ø 1000	0.946	67%	68	1.76	0.00314
4	D/E	Ø 1000	0.861	63%	65	1.7	0.00301
5	E/F	Ø 1000	0.857	60%	63	1.75	0.00324
6	F/G	STATION	4.635				
7	H/F	Ø 800	0.706	114%	122	1.41	0.00198

**ANALYSE DES RESULTATS**

EXUTOIRE	Débit admissible	Q <sub>10</sub> actuel m <sup>3</sup> /s	Q <sub>50</sub> actuel m <sup>3</sup> /s	Q <sub>10</sub> P.O.S. m <sup>3</sup> /s	Observations / Réseau nécessaire
Station de pompage	Projet	Pas de réseau actuel		3.031	Débit calculé avec le réseau projeté Pompage suivant rétention

## CONCLUSION

Les résultats montrent que pour une pluie de retour 10 ans et de durée 5 h 07 minutes, le réseau existant est inadapté.

Les débits maximaux à prendre en compte sont les suivants :

Z.I. Nord  $Q_{10} = 6,44 \text{ m}^3/\text{s}$

P.A.G.R.  $Q_{10} = 3,031 \text{ m}^3/\text{s}$

Ces résultats sont légèrement inférieurs aux études antérieures puisque l'étude globale du Schéma Directeur a permis le travail sur plusieurs exutoires possibles ; les résultats précédents donnaient

Z.I. Nord  $Q_{10} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$

P.A.G.R.  $Q_{10} = 4,1 \text{ m}^3/\text{s}$

L'étude du BETEREM de 1974 qui a permis de mettre en place la station existante concluait :

Pour une surface de 37 ha imperméabilisée à 50 % le débit décennal était de 1,750 l/s. Les travaux réalisés concernaient une première tranche de travaux comprenant un pompage de 0,875 l/s et un génie civil adapté pour le terme.

Le Schéma Directeur porte sur une superficie de la Zone Industrielle, étendue sur plus de 70 ha, ce qui amène des débits plus importants.

Si on simule une pluie décennale sur des bassins imperméabilisés à 30 %, tel que prévu par le règlement d'urbanisme, on obtient un débit de 2,25 m<sup>3</sup>/s sur la Z.I. On se rapproche de l'étude 1974, le réseau interne pouvait fonctionner avec peu d'aménagement complémentaire.

Si les résultats sont sensiblement les mêmes pour les dernières études, les solutions que nous proposons seront bien différentes, compte tenu d'une nouvelle contrainte apparue depuis : la nappe phréatique.

En Décembre 1992, nous avons demandé à la Ville d'implanter un piézomètre sur la zone du P.A.G.R. pour réaliser un suivi du niveau de la nappe dont les données nous paraissaient insuffisantes.

En Mars 1994, nous faisons un état des résultats obtenus sur une période d'environ 15 mois. Ces résultats montraient que la nappe, dont les PHE avaient été calées à la cote 1.90 NGF pouvait atteindre la cote 3.50 NGF et même au delà.

Avec cette nouvelle hypothèse, il n'est plus envisageable de prévoir un bassin de rétention étanche ou dans les conditions initialement prévues.

## Etude du secteur Z.I. Nord

Les études précédentes ont défini les modifications à apporter au réseau ainsi que les rétentions à prévoir. L'estimation était la suivante :

Station de refoulement.....	3.000 kF
Bassin de rétention.....	500 kF
Réseau.....	5.000 kF

Le renforcement du réseau prévoyait la mise en place de cadres béton rectangulaires et de canalisations de diamètre 1.200 mm sur une longueur d'environ 1.700 mètres.

Dans l'hypothèse où l'on conserve la canalisation de refoulement, la station de pompage doit être équipée de pompes de débit total 3 m<sup>3</sup>/s. Il est donc nécessaire de gérer les 3,5 m<sup>3</sup>/s restant à évacuer soit par une rétention étanche soit en relevant les eaux pour les stocker en dehors de la nappe.

En effet, le terrain naturel au droit de la station existante est à la côte 5,80 NGF, ce qui permet, en relevant les eaux du fil d'eau d'arrivée du réseau (0,66 NGF), de stocker 2 mètres de hauteur d'eau, soit sur une surface de 50 mètres par 50 mètres, un volume de 5.000 m<sup>3</sup>.

L'inconvénient de cette solution est le double pompage des 3,5 m<sup>3</sup>/s excédentaires. Celui ci peut être réalisé par l'intermédiaire de vis de relevage qui ne nécessitent pratiquement pas d'entretien, et sont économiques en énergie par rapport à des pompes.

Dans l'hypothèse où l'on évacue tout le débit décennal, la station sera équipée de pompes de débit total 6,5 m<sup>3</sup>/s et la conduite de refoulement existante sera remplacée après la traversée de la voie ferrée.

Une canalisation de diamètre 1.600 mm devra être mise en place pour évacuer le débit avec une vitesse de 3,2 m/s pour un débit de pointe de 6,5 m<sup>3</sup>/s.

Le type de pompe de chaque station sera choisi de manière à optimiser le rendement en fonction des hauteurs de pompage, du niveau des P.H.E. du Rhône et de la gestion de la hauteur d'eau dans le réseau de la Z.I.

Néanmoins, la plus grande économie réalisée sera plus sur le renouvellement du matériel que sur la consommation en énergie des pompes.

Par exemple, pour une station de pompage de 6 m<sup>3</sup>/s dont les coûts sont répartis entre le génie civil pour 2 MF et les équipements pour 2 MF avec un amortissement de 50 ans sur le génie civil et 20 ans sur les équipements, l'amortissement annuel est de :

Génie Civil .....	40.000 Frs
Equipements.....	100.000 Frs
<b>TOTAL.....</b>	<b>140.000 Frs</b>

On estime à 30 Watts par mètre cube pompé l'énergie consommée par une station de relevage. Une pluie annuelle moyenne sur Arles est de l'ordre de 700 mm. Sur les 70 ha de la Z.I. cela représente un volume de 490.000 m<sup>3</sup>, imperméabilisé à 70 % cela donne un volume, à pomper, arrivant à la station de 343.000 m<sup>3</sup>.

La consommation totale pour un fonctionnement maxi sera de 10.290 kW, soit un coût annuel maxi de : 10.290 kW x 0,6 F = 6.174 F/an.

D'après cette analyse on remarque que le coût des équipements hydrauliques est important pour la maintenance de la station. En ce qui concerne le réseau interne de la Z.I. , l'équipement en canalisations reste très onéreux.

L'hypothèse de conserver les fossés en les dimensionnant pour des débits décennaux présente un double avantage :

- 1.- le coût très inférieur par rapport aux canalisations même s'il est nécessaire de réaliser des ouvrages ponctuels d'accès aux propriétés ou de traversées de routes,
- 2.- la possibilité d'utiliser le volume du fossé comme bassin de rétention réduisant ainsi les débits à traiter à la station.

On peut récapituler les différentes solutions proposées sur la Z.I. dans le tableau ci-après :

Solution pompage	Refoulement	Station	Rétention	Total
3 m <sup>3</sup> /s	0	3.000.000 F	1.500.000 F	4.500.000 F
6,5 m <sup>3</sup> /s	2.000.000 F	4.500.000 F	0	6.500.000 F
Réseau neuf : 1700 ml CBR ou canalisations				5.000.000 F
Fossés + ouvrages : (1700 ml x 350) + 1.005.000 F				1.600.000 F

Total Solution avec rétention et fossé = ..... 6.100 kF

Total Solution pompage total et réseaux enterrés = .... 11.500 kF.

## Etude du secteur P.A.G.R.

Nous avons vu précédemment que le niveau de la nappe interdisait la création d'un bassin de rétention non étanche.

La solution est donc la station de pompage vers le Rhône.

La canalisation de refoulement à créer pour évacuer un débit de 3 m<sup>3</sup>/s avec une vitesse de 2 m/s devra avoir un diamètre de 1.400 mm. Le refoulement pourra emprunter le passage sous la voie ferrée de section 1,5 m x 1,0 m ; la canalisation DN 1400 devra être poursuivie jusqu'en aval du pont sur la roubine qui traverse le chemin d'accès à la décharge des Ségonnaux.

Les travaux définis sur la base du projet initial avait fait l'objet d'un appel d'offres. Il en ressortait les coûts suivants :

Réseau interne au P.A.G.R.....	2.631.398 Frs
Station compris canalisations de refoulement, bassin de rétention, dégrilleur.....	3.383.871 Frs
<b>TOTAL.....</b>	<b>6.015.269 Frs</b>

La solution actuelle telle que définie, ci-dessus ressort à :

Canalisation de refoulement DN 1400 mm	
1.150 ml x 3.000 F = .....	3.450.000 Frs
Station de refoulement 3 m <sup>3</sup> /s .....	3.000.000 Frs
Réseau interne (même projet).....	2.650.000 Frs
<b>TOTAL .....</b>	<b>9.100.000 Frs</b>



VILLE D'ARLES

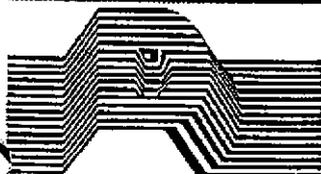
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 10.- BARRIOL

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton

13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertlaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

---

# BASSINS BARRIOL

---

---

## PRESENTATION

16 sous bassins représentent le quartier de Barriol d'une superficie totale n'excédant pas 30 hectares.

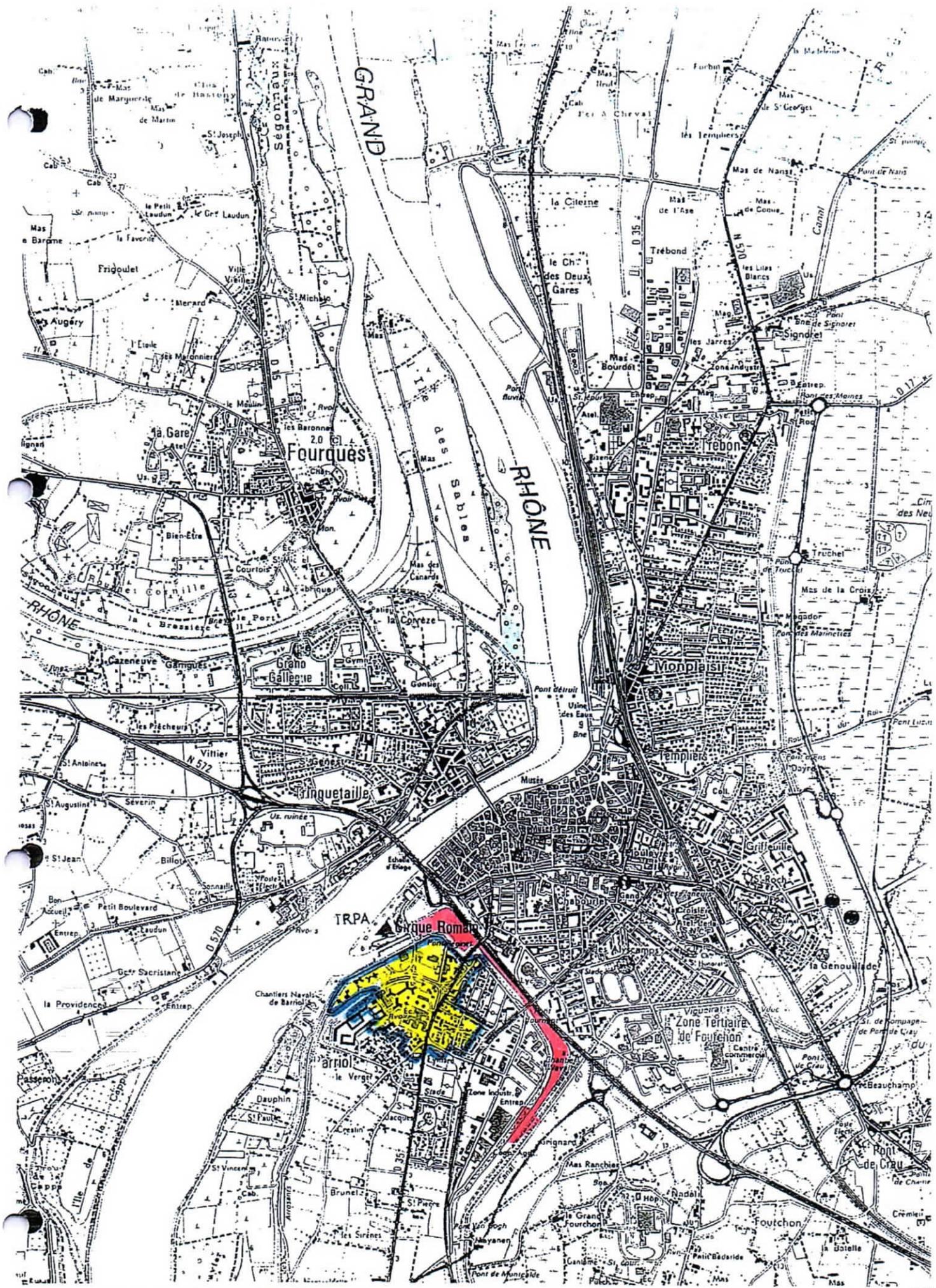
Le découpage complexe provient de la variété du type de sol regroupant à la fois des sols imperméabilisés (Ecoles, voirie, cités H.L.M.) et des sols moins imperméabilisés (lotissements ou villas individuelles).

Les Bassins L. Lagrange, R. Cassin; Semestres présentent la particularité d'avoir deux exutoires un vers le Pont de Langlois l'autre vers la Z.I. Sud. Ceci provient du fait que ces groupes d'habitations individuelles bénéficient d'un réseau d'arrosage par l'intermédiaire de caniveaux béton qui traverse le quartier des Semestres pour descendre vers le Sud. Ce réseau est également utilisé pour l'assainissement pluvial ; il est récupéré dans le réseau pluvial de la Z.I. Sud.

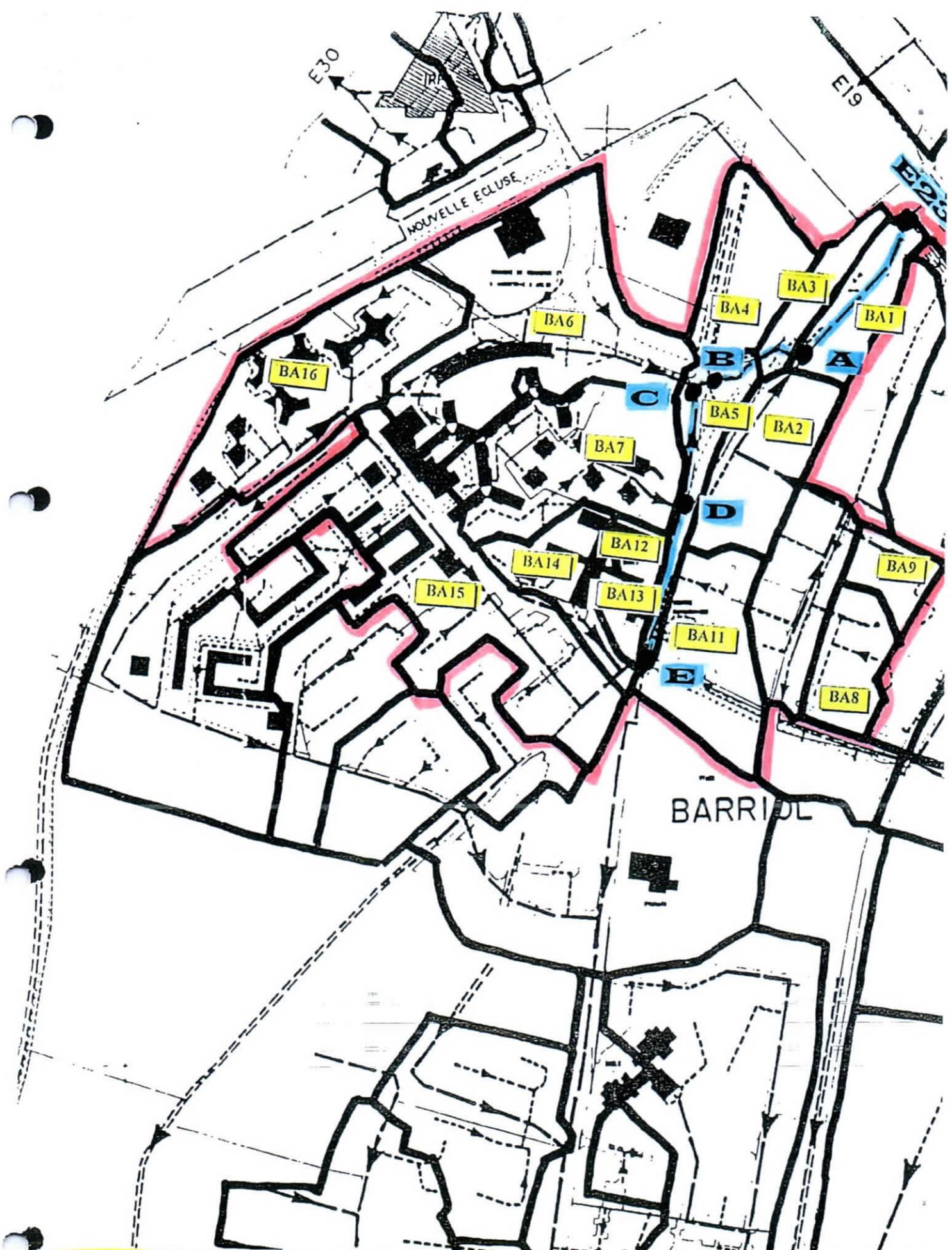
Le réseau principal est constitué de canalisations de diamètre 800 à 1.000 mm avec néanmoins des pentes assez faibles.

L'urbanisation est maximale ; il n'y aura donc pas d'évolution des résultats présentés.

La condition aval ne provoque pas de perturbation dans le réseau puisqu'une côte de + 1,00 NGF dans le canal d'Arles à Bouc reste inférieure au fil d'eau amont du premier tronçon.



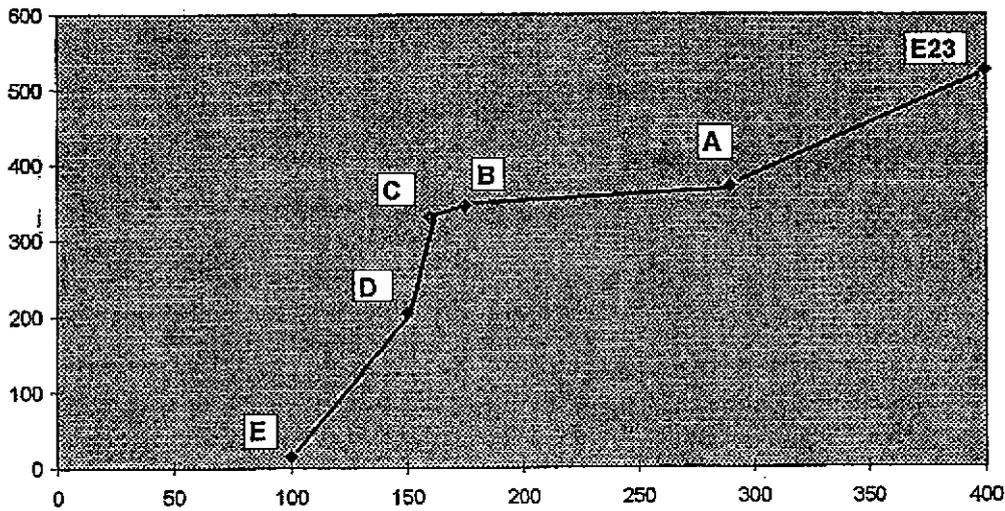
**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV10 BARRIOL**



**PLAN DE REPERAGE : BV10 BARRIOL**  
- Sous bassins versants  
- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN BARRIOL N°10



## REGROUPEMENT EN SOUS BASSINS - BA2/8/9/10/12/13/14/15/16

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
Baa	5.08	600	2	0.8
Bab	2.22	450	2.5	0.8
Bac	2.07	200	2.5	0.8

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E23	400	525	0.73	3.80	∅ 1000	
2 - A	290	370	1.23	3.83	∅ 1000	BA1/3/5/b
3 - B	175	345	2.95/1.21	4.35	∅ 1000	BA4
4 - C	160	330	1.33	4.48	∅ 1000	BA6
5 - D	150	205	2.00	3.87	∅ 800	BA7
6 - E	100	15	2.12	3.48	∅ 800	BA11/a/c

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - E23/A	190.5
2 - A/B	127
3 - B/C	21.5
4 - C/D	126
5 - D/E	196.5

CONDITION AVAL : ARLES A BOUC = 1.00 NGF

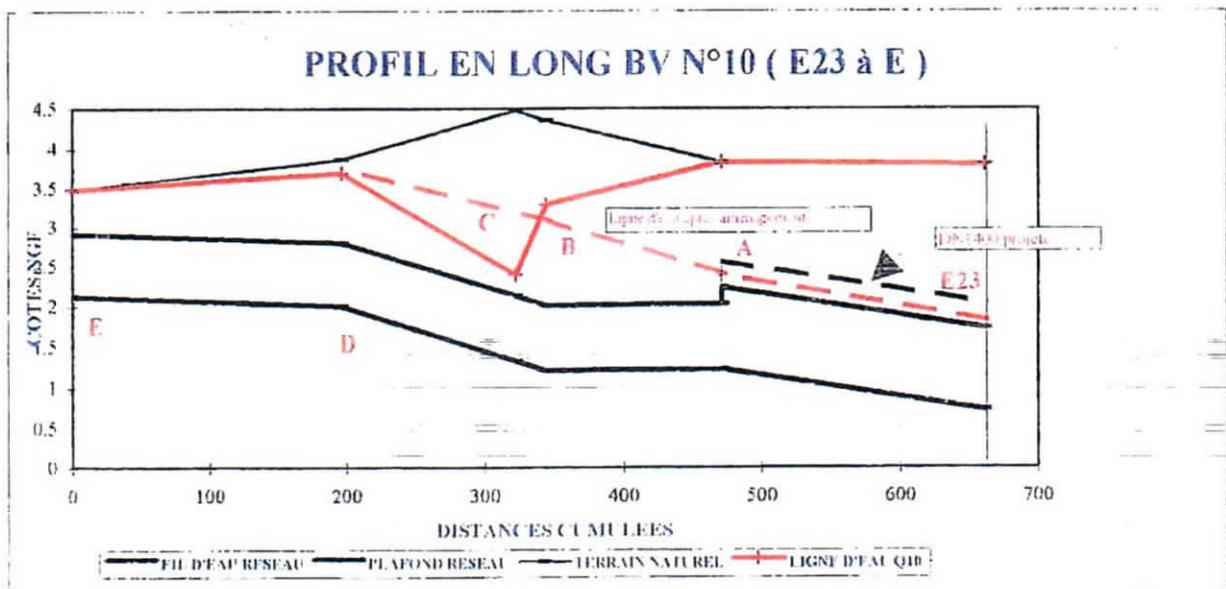
## RESULTATS : BASSIN BARRIOL N°10 ( BA1 à BA16 ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	A/E23	DN1000	2.979	D	3.59	3.82	0.0026
2	B/A	DN800	2.251	EC	2.08	2.88	0.0000
3	C/B	DN1000	2.121	EC	1.06	2.72	0.0056
4	D/C	DN800	1.452	EC	1.7	2.91	0.0053
5	E/D	DN800	0.973	EC	1.78	1.95	0.0006

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- **D** = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 100 ha ( 3h 46mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La simulation a été faite avec une pluie courte de 3 h 46 mn puisque le bassin versant n'est pas important.

On remarque que le réseau est insuffisant à l'aval ainsi qu'en amont du tronçon étudié (point E).

Les résultats donnent un débit maxi de 3 m<sup>3</sup>/s pour une pluie de retour 10 ans, ce qui pour un bassin de 26 ha est légèrement supérieur à la moyenne sur Arles (100 l/s/ha). Ceci est due à une moyenne d'imperméabilisation élevée.

La réalité montre qu'il n'y a pas de problème de pluvial sur ce bassin si ce n'est ponctuellement un ruissellement difficile.

Nous proposerons, pour satisfaire l'écoulement d'une pluie décennale, deux aménagements. Pour éviter un investissement trop lourd, on admettra que le réseau peut fonctionner en charge.

Pour assurer le passage du débit de 3 m<sup>3</sup>/s dans le tronçon A - E23, il est nécessaire de mettre en place une canalisation de diamètre 1.400 mm avec la même pente. Le débit admissible de la canalisation existante est de 1,258 m<sup>3</sup>/s ; d'après les calculs, un léger débordement peut se produire sur le noeud E au carrefour de la Z.I. Sud sur la route de Port St Louis.

On proposera une meilleure répartition des grilles avaloirs quitte à utiliser deux exutoires : Pont de Langlois ou Legaresse, compte tenu que le carrefour se situe en limite de bassin.

### Estimation des travaux :

Canalisation DN 1.400	190 ml	x	3.000 F	=	570.000 Frs
Provisions pour aménagement carrefour				=	100.000 Frs
<b>TOTAL</b>					<b>670.000 Frs</b>



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 11.- Z.I. SUD SEMESTRES

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## **BASSINS Z.I. SUD SEMESTRES**

---

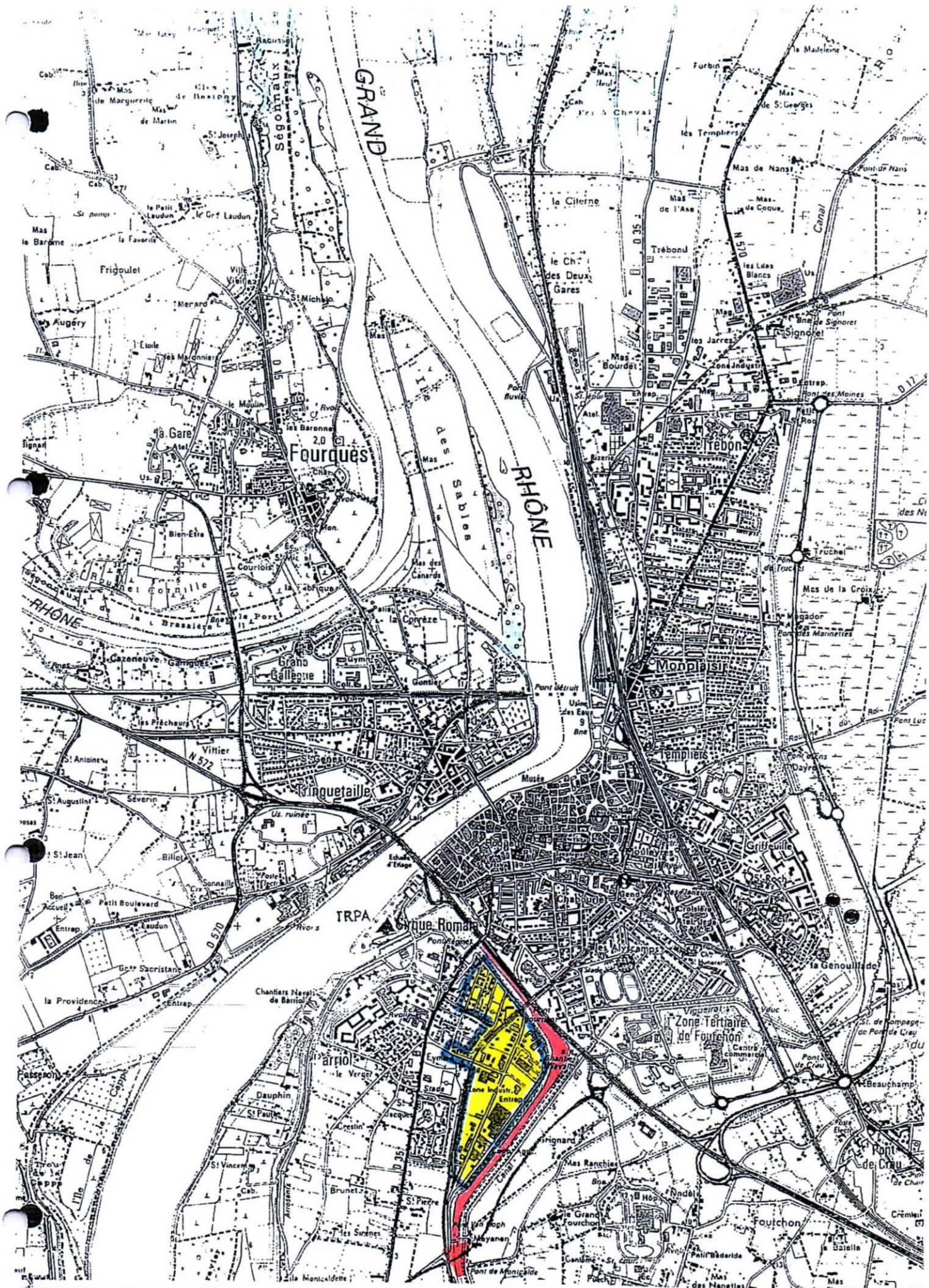
### **PRESENTATION**

Les bassins représentant environ 40 hectares sont assez homogènes. Ils sont constitués d'une zone industrielle dont les parcelles sont importantes, faiblement imperméabilisées et drainées par un fossé longeant le canal d'Arles à Bouc jusqu'à deux exutoires dans ce canal.

La partie Nord du bassin est constitué de lotissements ou maisons individuelles ainsi que du stade Maillan qui confèrent à l'ensemble une imperméabilisation moyenne comprise entre 40 et 60 %.

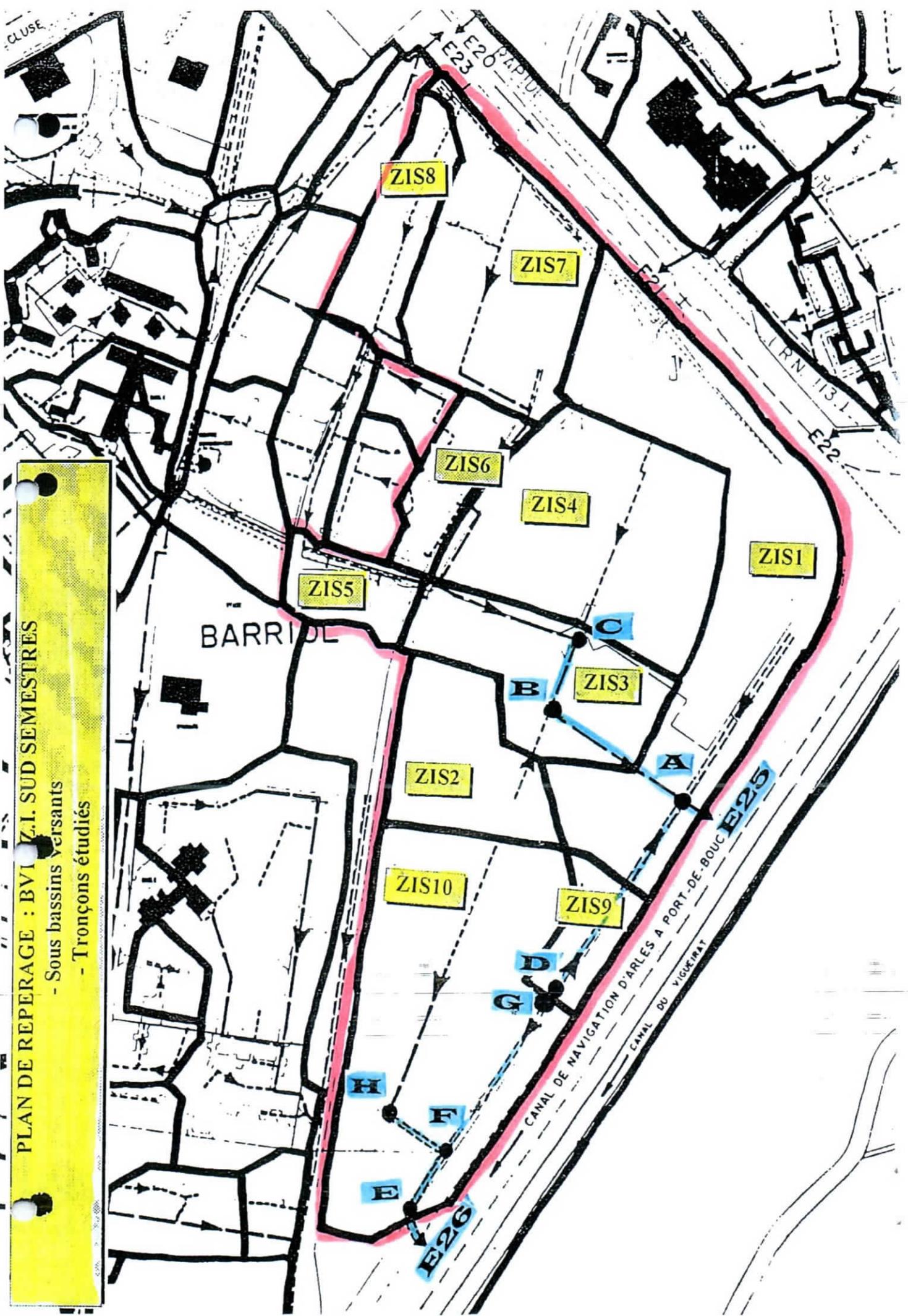
Le réseau existant constitue un ensemble irrigation / assainissement. Il a la particularité d'avoir des fossés en amont, des canalisations enterrées au centre du bassin et des fossés en aval.

Si l'urbanisme de ce bassin peut légèrement évoluer dans le temps, la configuration du terrain ne modifiera pas l'aspect du réseau qui gardera l'avantage d'être drainé par un fossé. L'imperméabilisation ne devrait pas évoluer à terme ; les coefficients pris en compte dans les simulations sont d'ailleurs un peu élevés par rapport à la réalité car le ruissellement sur les parcelles industrielles n'est pas régulier.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV11 Z.I. SUD SEMESTRES**

PLAN DE REPERAGE : BVI Z.I. SUD SEMESTRES  
- Sous bassins versants  
- Tronçons étudiés



ZIS8

ZIS7

ZIS6

ZIS4

ZIS1

ZIS5

BARRIOL

C

ZIS3

B

ZIS2

A

ZIS10

ZIS9

D

G

H

F

E

E26

CANAL DE NAVIGATION D'ARLES A PORT-DE-BOUC E25

CANAL DU VIGIERAT

E20

E23

E21

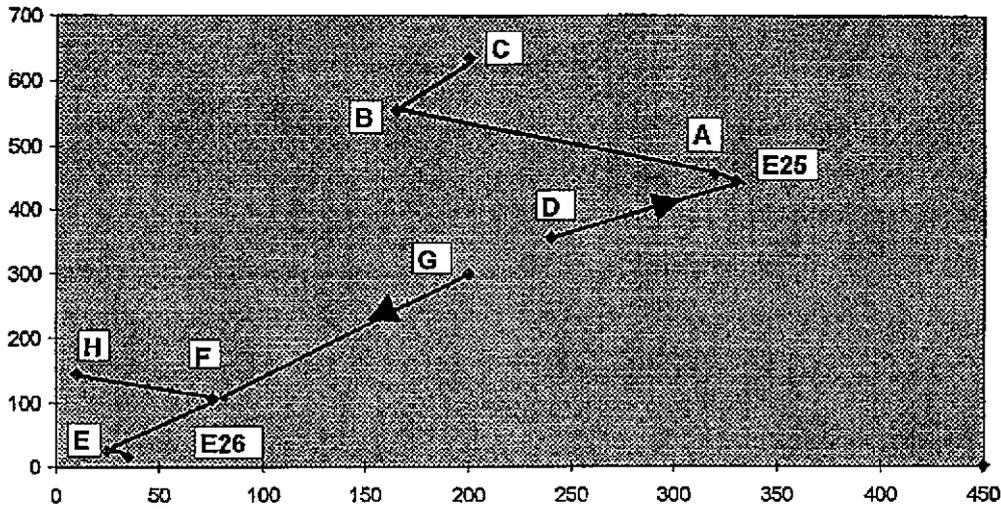
E22

CLUSE

R.N. 113



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN ZI SUD SEMESTRES N°11



## REGROUPEMENT OU DECOURAGE EN SOUS BASSINS : ZIS5/6/7/8 + BAS/9/10

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
ZISa	10.12	800	4	0.5

## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E25	330	445	0.18	2.10		
2 - A	320	455	0.38	2.50	∅ 1000	ZIS1/ZIS9a
3 - B	165	555	0.45	2.48	∅ 1000	ZIS2
4 - C	200	635	0.71	2.30	∅ 800	ZIS3/4/a
5 - D	240	355	0.66	2.10	fossé2x5x1.5	
6 - E26	35	15	-0.16	3.30		
7 - E	25	25	0.77	2.30	∅ 500	
8 - F	75	105	0.62	2.40	fossé2x5x1.5	
9 - G	200	300	0.88	2.40	fossé2x5x1.5	ZIS9b
10 - H	10	145	0.56	2.40	fossé1x3x2	ZIS10

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

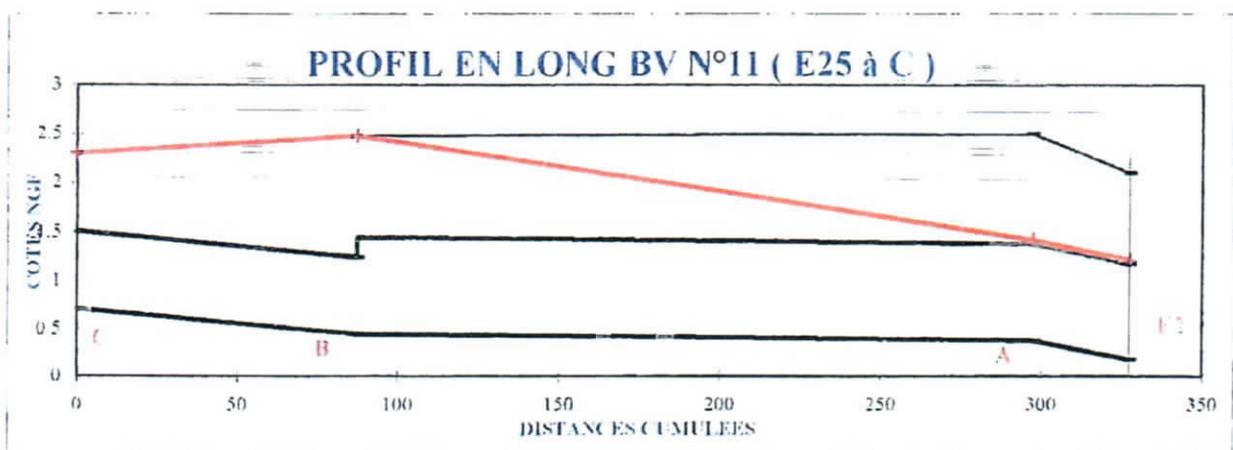
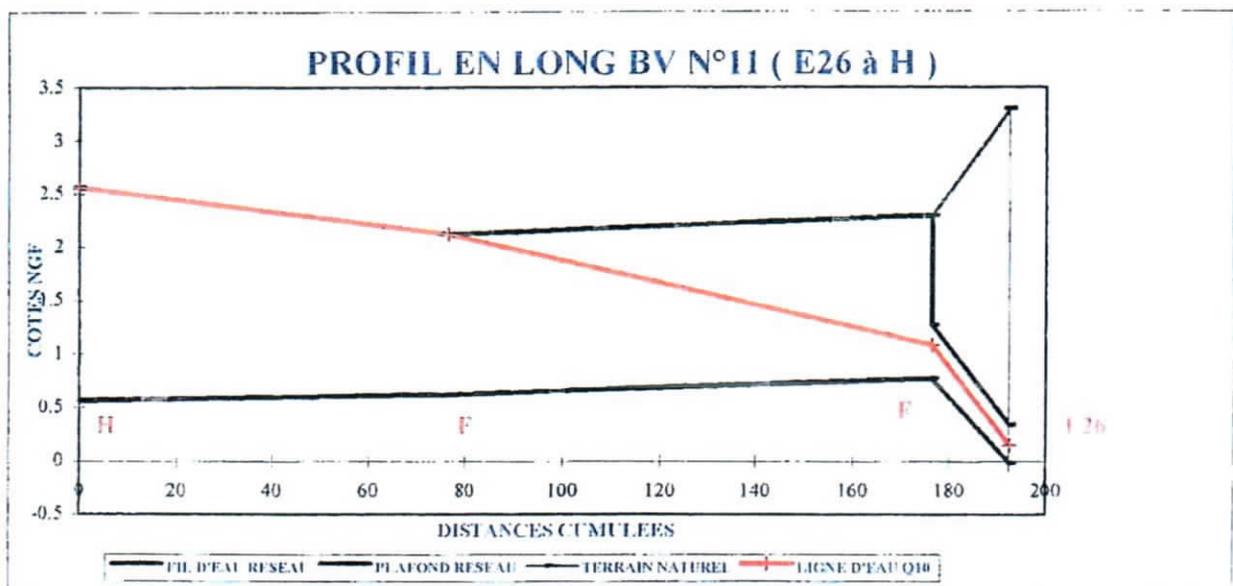
Troncons	Longueurs
1 - E25/A	28
2 - A/B	210
3 - B/C	87.5
4 - D/A	128.5
5 - E/E26	46
6 - E/F	100
7 - H/F	76.5
8 - G/F	232

CONDITION AVAL : ARLES A BOUC = 0.90 NGF

## RESULTATS : BASSIN ZI SUD SEMESTRES N°11 ( ZIS1 à ZIS10 )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	A/E25	DN1000	2.172	EC	104	2.78	0.0071
2	B/A	DN1000	1.762	EC	212	2.26	0.0003
3	C/B	DN800	1.584	EC	184	3.17	0.0030
4	D/A	FOS2/5	0.000	EL	3	0.33	0.0022
5	E/E26	DN500	0.567	EL	31	4.74	0.0581
6	F/E	FOS2/5	0.652	D	150	0.12	0.0000
7	H/F	FOS1/3	0.663	D	200	0.17	0.0000
8	G/F	FOS2/5	0.079	EL	15	0.26	0.0011

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )



## CONCLUSION

Les résultats montrent que le réseau existant est limité pour un pluie de 5 h 7 mn de retour 10 ans. Néanmoins, l'extrême Sud peut s'évacuer avec un seul reprofilage de fossé sur le tronçon H F.

Le débit capable de la canalisation au point C sur la rue Gaspard Monge est de 0,759 l/s. Il permettrait d'évacuer tous les bassins situés à l'Ouest de la voie ferrée Port St Louis / Arles mais on ne peut pas cumuler avec le débit généré par le bassin Z.I S4.

Il est possible de dissocier les deux réseaux soit en créant une canalisation enterrée indépendante à partir du point C vers le fossé contre le canal d'Arles à Bouc soit réaliser un fossé pour évacuer ZI S4 dans la mesure d'une possibilité foncière.

### Estimation des travaux

Reprofilage fossé	80 ml	x	100 F	=	.....8.000 Frs
Canalisation DN 800	210 m	x	2.500 F	=	.....315.000 Frs

**Total des travaux.....323.000 Frs**

Dans la réalité, il n'a jamais été constaté de problème de débordement rue Gaspard Monge. En fait, lors de pluie importante, le bassin ZI S7 comprenant le stade Maillan fait office de rétention et piège une partie des débits que nous avons pris en compte dans le réseau.

Cette rétention ne provoquant pas de gêne sur les voies environnantes, on ne chiffrera pas le drainage du stade vers le réseau.





VILLE D'ARLES

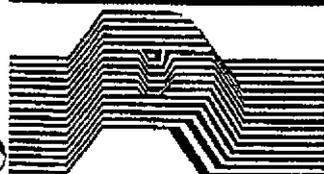
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 12.- Z.I. SUD VAN GOGH

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton

13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## **BASSINS Z.I. SUD VAN GOGH**

---

### **PRESENTATION**

Ce bassin représente un peu moins de 70 ha dont les deux tiers seulement sont urbanisés.

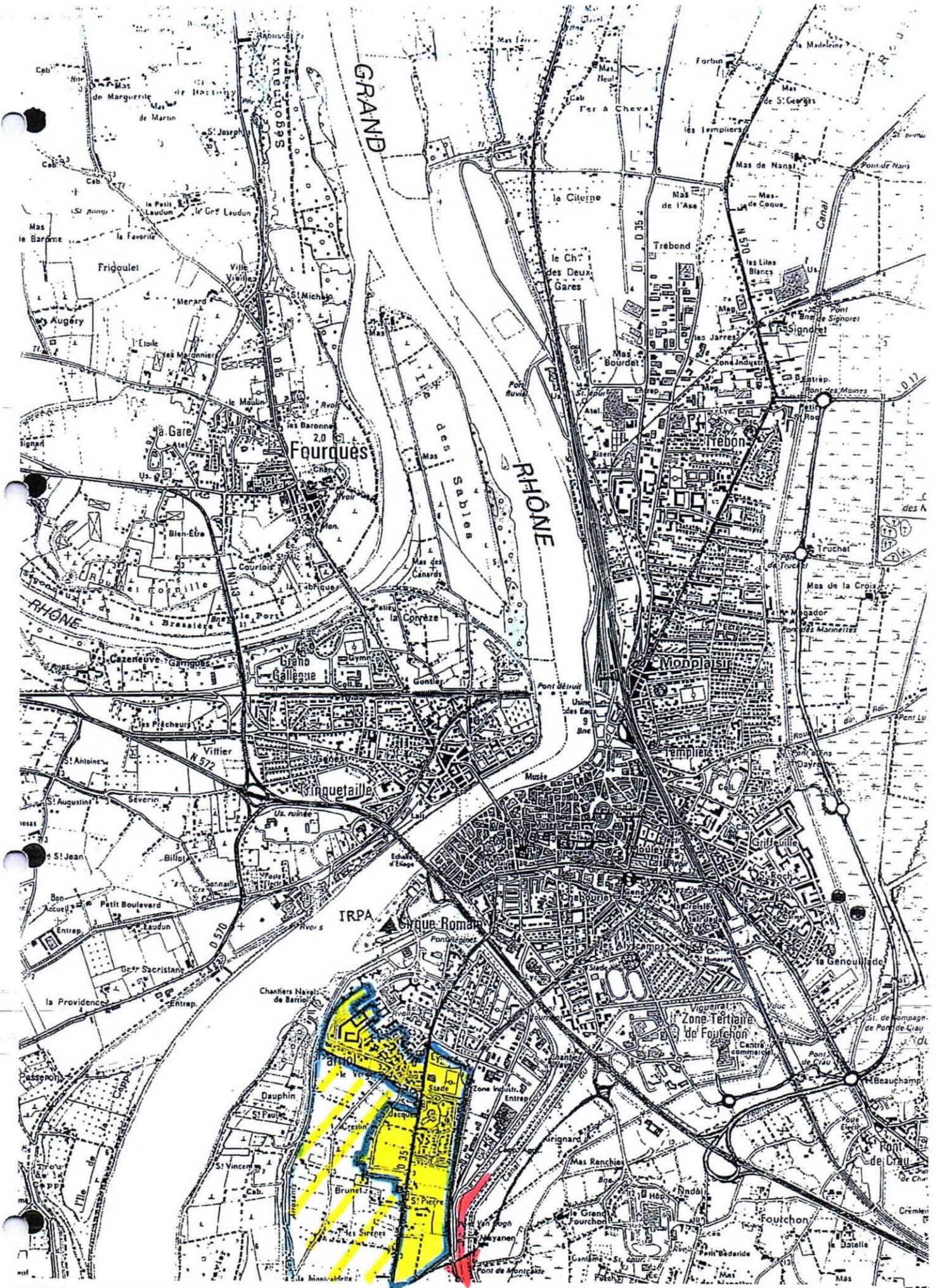
Nous avons pris comme limite de bassin versant les limites Sud des zones UC du P.O.S. jusqu'au pont Van Gogh et de la ZAC des Bosquets entre la digue du Rhône et le lotissement de l'Aubépine.

Les zones non encore urbanisées sont représentées par les bassins Pont Van Gogh pour une superficie de 8,7 hectares et Z.A.C des Bosquets pour une superficie de 13,5 hectares.

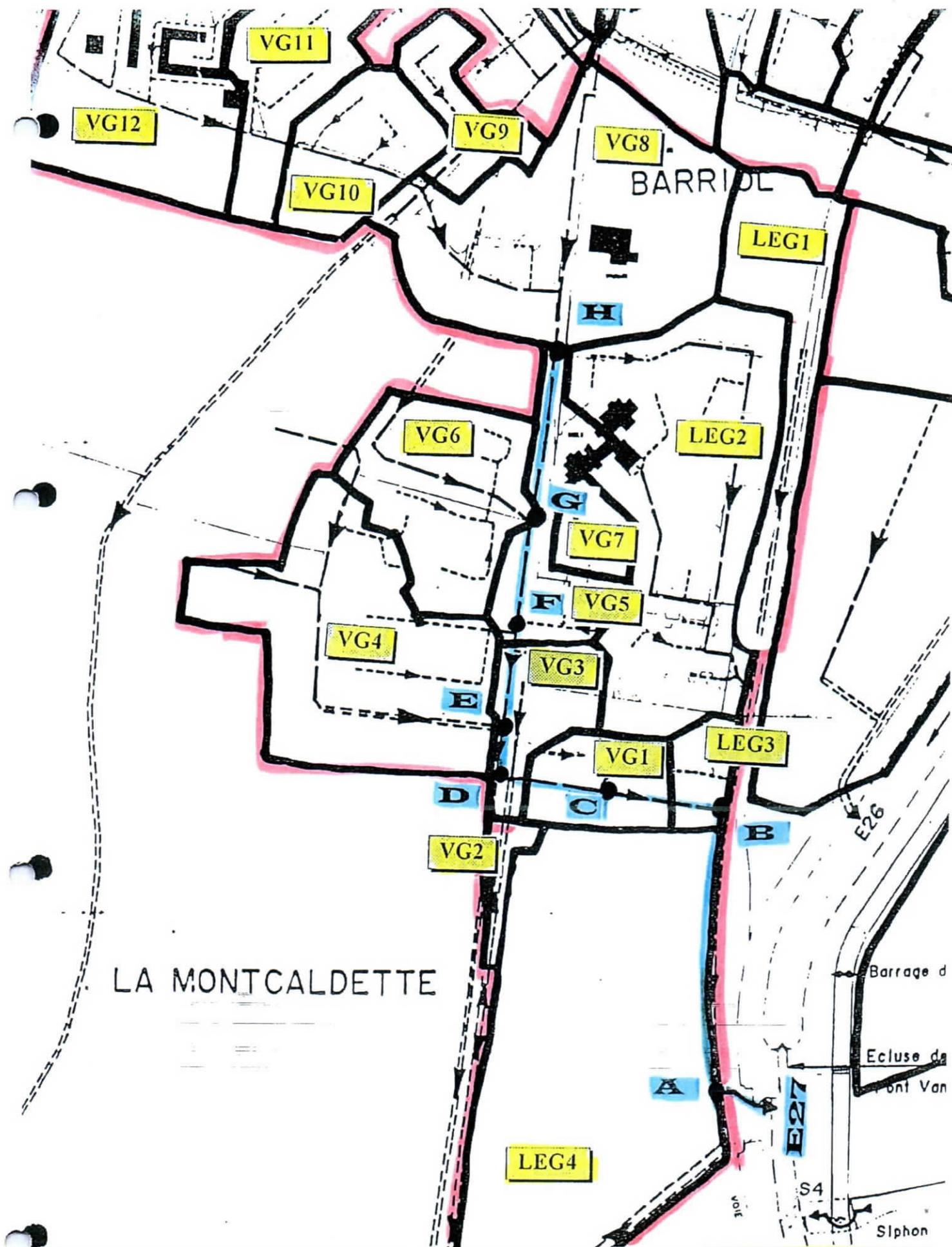
Le bassin est assaini au Sud Est par le fossé de la Legresse et au Sud par la roubine de la Montcalde. Cette dernière draine les terres agricoles représentant 990 hectares et vient rejoindre l'ouvrage de rejet dans le canal d'Arles à Bouc au niveau du Pont Van Gogh.

Le gabarit de ces fossés permet d'obtenir des débits admissibles importants 12,8 m<sup>3</sup>/s pour la Legresse et 20 m<sup>3</sup>/s pour la roubine de la Montcalde. Ils ont été dimensionnés en prévision de l'urbanisation à long terme en prenant en compte les résultats des études réalisées sur l'assainissement pluvial des terres basses d'Arles.

La condition aval, ligne d'eau dans le canal d'Arles à Bouc, égale à 0,90 NGF remonte jusqu'au fil d'eau de la canalisation sous la route de Port St Louis. Elle ne met pas en charge le réseau et influence simplement l'écoulement au niveau du fossé de la Legresse qui pourra absorber le débit des bassins versants (amont).



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV12 VAN GOGH**



**PLAN DE REPERAGE : BV12 Z.I. SUD VAN GOGH**  
 - Sous bassins versants  
 - Tronçons étudiés

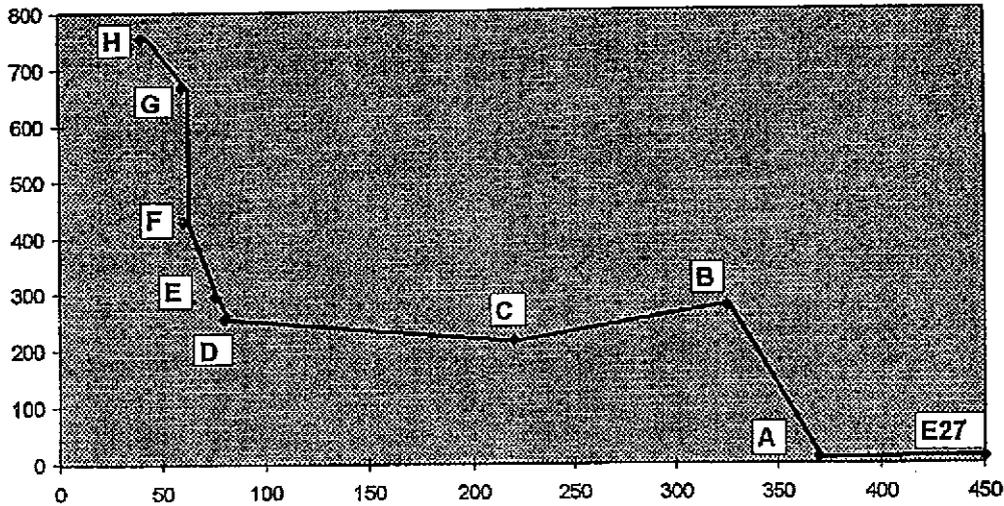
# DEFINITION DES BASSINS VERSANTS

## BASSINS CENTRE ZI SUD VAN GOGH

EXUTOIRE : CANAL ARLES A BOUC

SOUS BASSINS		Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.	Noeud aval	Observations	
							Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub> ( M <sup>3</sup> /S)
LOTISS. VAN GOGH	VG1	1.19	160	3	0.5	C	0.111	0.174
ST PIERRE	VG2	0.65	160	1	0.6	D	0.067	0.105
M.R.FLANDRIN PONS	VG3	1.28	220	10	0.5	E	0.129	0.202
LES BOSQUETS	VG4 a	4.26	500	3	0.5	E	0.331	0.514
L'AUBEPINE	VG4 b	1.89	230	3	0.5	F	0.168	0.262
Vgb = VG5+VG6+VG7 ROUTE ST LOUIS	VG5	2.17	320	2	0.7	G	0.508	0.791
CLOS DES SIRENES	VG6	3.13	280	3	0.5	G		
LOU SEDEN	VG7	0.74	80	3	0.5	G		
Vga = VG8/9/10/11/12 STADE LOUIS BRUN	VG8	5.84	300	2	0.3	H	1.259	1.946
LES FLAMANTS	VG9	1.17	180	4	0.7	H		
LES MOUETTES	VG10	2.21	120	4	0.5	H		
LES FAUVETTES	VG11	2	230	4	0.5	H		
PISE	VG12	5.78	580	3	0.3	H		
LEGa = LEG1/2/3 LEGARESSE	LEG1	3.37	500	2	0.1	B	0.419	0.64
LES MANADES	LEG2	7.55	450	2	0.5	B		
LEGARESSE	LEG3	0.97	70	2	0.1	B		
PONT VAN GOGH	LEG4	87	450	2	0.1	A	0.088	0.134
ZAC DES BOSQUETS	BOS	13.5	450	2	0.1	A	0.137	0.208

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN ZI SUD VAN GOGH N°12



**REGROUPEMENT OU DECOUPAGE EN SOUS BASSINS** - VGa = VG8/9/10/11/12  
 - VGb = VG5/6/7  
 - LEGa = LEG1/2/3

Noms	Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Imp.
<b>VGa</b>	17	750	4	0.5
<b>VGb</b>	6.04	320	3	0.5
<b>LEGa</b>	11.89	700	2	0.3

### CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
<b>1 - E27</b>	450	10	-0.06	4.20	CANAL	
<b>2 - A</b>	370	10	0.22	2.80	Cadre 1x2.2	LEG4
<b>3 - B</b>	325	275	0.43	2.90	fossé 2x5x3	LEGa
<b>4 - C</b>	220	215	0.49	2.94	Ø 1500	VG1
<b>5 - D</b>	80	255	0.99	3.01	Ø 1500	VG2
<b>6 - E</b>	75	295	1.42	3.03	Ø 1500	VG3+VG4a
<b>7 - F</b>	60	430	1.35	3.29	Ø 1000	VG4b
<b>8 - G</b>	60	670	1.43	3.31	Ø 1000	VGb
<b>9 - H</b>	40	755	2.23	3.20	Ø 1000	Vga

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Troncons	Longueurs
1 - A/E27	80
2 - B/A	269
3 - C/B	105.5
4 - D/C	140.5
5 - E/D	40.5
6 - F/E	136
7 - G/F	140
8 - H/G	186.5

**CONDITION AVAL : CANAL ARLES A BOUC = 0.90 NGF**

## RESULTATS : BASSIN ZI SUD VAN GOGH N°12 ( E27 à H ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	penne (m/m)
1	A/E27	Cadre	2.890	EL	1.3	2.23	0.0035
2	B/A	FOS2/5	2.807	EL	127	0.83	0.0008
3	C/B	DN1500	2.395	EC	157	1.36	0.0006
4	D/C	DN1500	2.320	EL	88	2.28	0.0035
5	E/D	DN1500	2.263	EL	63	3.49	0.0109
6	F/E	DN1000	1.859	EC	186	2.38	0.0000
7	G/F	DN1000	1.736	EC	169	2.22	0.0006
8	H/G	DN1000	1.259	EL	74	2.11	0.0043

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

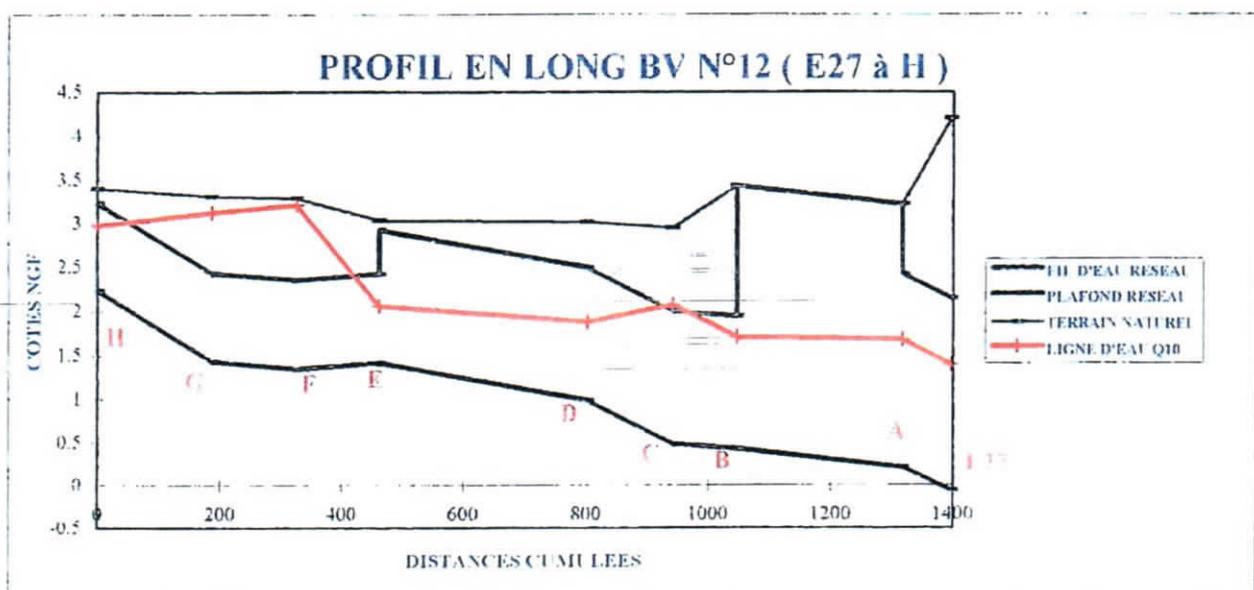
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre

- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge

- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

Les résultats montrent que le débit décennal maximal actuel est de 2,89 m<sup>3</sup>/s alors que le débit admissible dans les tronçon A - B est de 12,850 m<sup>3</sup>/s et dans le tronçon A - E27 de 5,3 m<sup>3</sup>/s (cadre béton faisant la jonction entre la Legaresse, la roubine de la Montcalde et le canal d'Arles à Bouc).

Une fois urbanisé, le débit décennal maximal sera de 4,17 m<sup>3</sup>/s dans l'hypothèse d'une imperméabilisation à 50 % (type lotissement) mais l'évacuation des eaux pluviales des extensions se fera par la roubine de la Montcalde capable d'un débit de 20 m<sup>3</sup>/s. La zone agricole pour une pluie de retour 10 ans représente un débit de 2,98 m<sup>3</sup>/s.

Dans ces conditions, on s'aperçoit que, sans aucun aménagement, si ce n'est l'entretien normal de fossés, la protection contre les inondations est assurée même si on tolère que la canalisation de diamètre 1.000 mm sous la route de Port St Louis (tronçon E - 6) fonctionne en charge.

Il faudra s'assurer lors de l'aménagement de la Z.A.C. des Bosquets que l'évacuation des eaux pluviales s'effectue en aval de ce tronçon.





VILLE D'ARLES

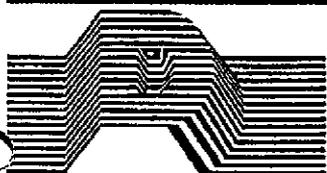
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 13.- FOURCHON

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSÉ
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS FOURCHON

---

## PRESENTATION

Le découpage, tel que représenté, permet d'étudier le comportement du réseau existant pour une pluie de retour 10 ans. Le bassin de Fourchon est découpé en 15 sous bassins représentant à peine 35 hectares avec 6 rejets directs dans le canal de la Vallée des Baux.

Ce bassin ne peut être dissocié de celui de l'Aurélienne et du Grand Fourchon qui ont fait l'objet d'une étude préalable à l'aménagement des zones NA et NA<sub>03</sub> de Fourchon.

Lors de l'urbanisation de la partie Nord de la zone NA<sub>03</sub>, le rejet des eaux pluviales de l'ensemble de la Z.A.D. de Fourchon a fait l'objet d'une enquête hydraulique concrétisée par un arrêté préfectoral du 21.12.76 d'autorisation de rejet pour un débit de 4,39 m<sup>3</sup>/s dans le canal de la Vallée des Baux.

L'étude préalable, définie ci-dessus, réalisée en 1985 par la S.I.B. a permis, en s'inscrivant dans un schéma général d'assainissement pluvial des terres basses d'Arles réalisé par la D.D.A.F. et le CEMAGREF, de déterminer les aménagements des ouvrages existants pour leur permettre de recevoir les eaux pluviales sans aggraver la situation existante. Ce sont :

- ⇒ la surélévation des berges des canaux des marais d'Arles à l'altitude 2,5 NGF,
- ⇒ l'établissement d'un déversoir de sécurité calé à la côte 1,90 NGF,
- ⇒ la réalisation d'un bassin de rétention en amont de la zone sur le site des marais de Beauchamp.

Les éléments et les conclusions essentielles de l'étude préalable étaient les suivants :

Découpage de la zone en 6 sous bassins

**Bassin n° 1** = Fourchon, étudié en détail dans ce schéma directeur représentant 32,8 ha,

**Bassin n° 2** = Secteur de la zone NA comprise entre la Vigueirat et le canal de la Vallée des Baux, partie Sud de la voie rapide représentant 40 hectares,

**Bassin n° 3** = Aurélienne, zone comprise entre le canal de la vallée des baux et la rocade et du Nord au Sud entre la voie ferrée et la voie rapide représentant 17,3 hectares,

**Bassin n° 4** = Secteur de la zone NA compris entre le CVO 35, la voie rapide et la Pourride, soit 26,6 hectares,

**Bassin n° 5** = Secteur de la zone NA, partie du bassin l'Aurélienne (étudié dans les bassins n° 14) situé au Sud Ouest de la rocade représentant 16,5 ha.

**Bassin n° 6** = Secteur de la zone NA et partie centrale de cette zone comprenant le bâtiment de la DRTE soit 11 hectares.

Les résultats d'une pluie décennale sur ces bassins étaient les suivants (retenus pour déterminer le volume de la rétention de Beauchamp);

Sous Bassins	S ha	Pente moyenne ‰	Imperméabilisation C	Q <sub>10</sub> m³/s	Exutoire
1	32,8	2	0,65	4,4	Vallée des Baux
2	40	2	0,35	2,2	Vallée des Baux
3	17,3	2	0,65	2,6	Vallée des Baux
4	26,6	15	0,25	1,7	Pourride
5	16,5	20	0,2	0,9	Pourride
6	11	2	0,4	0,9	Pourride / Vallée des Baux

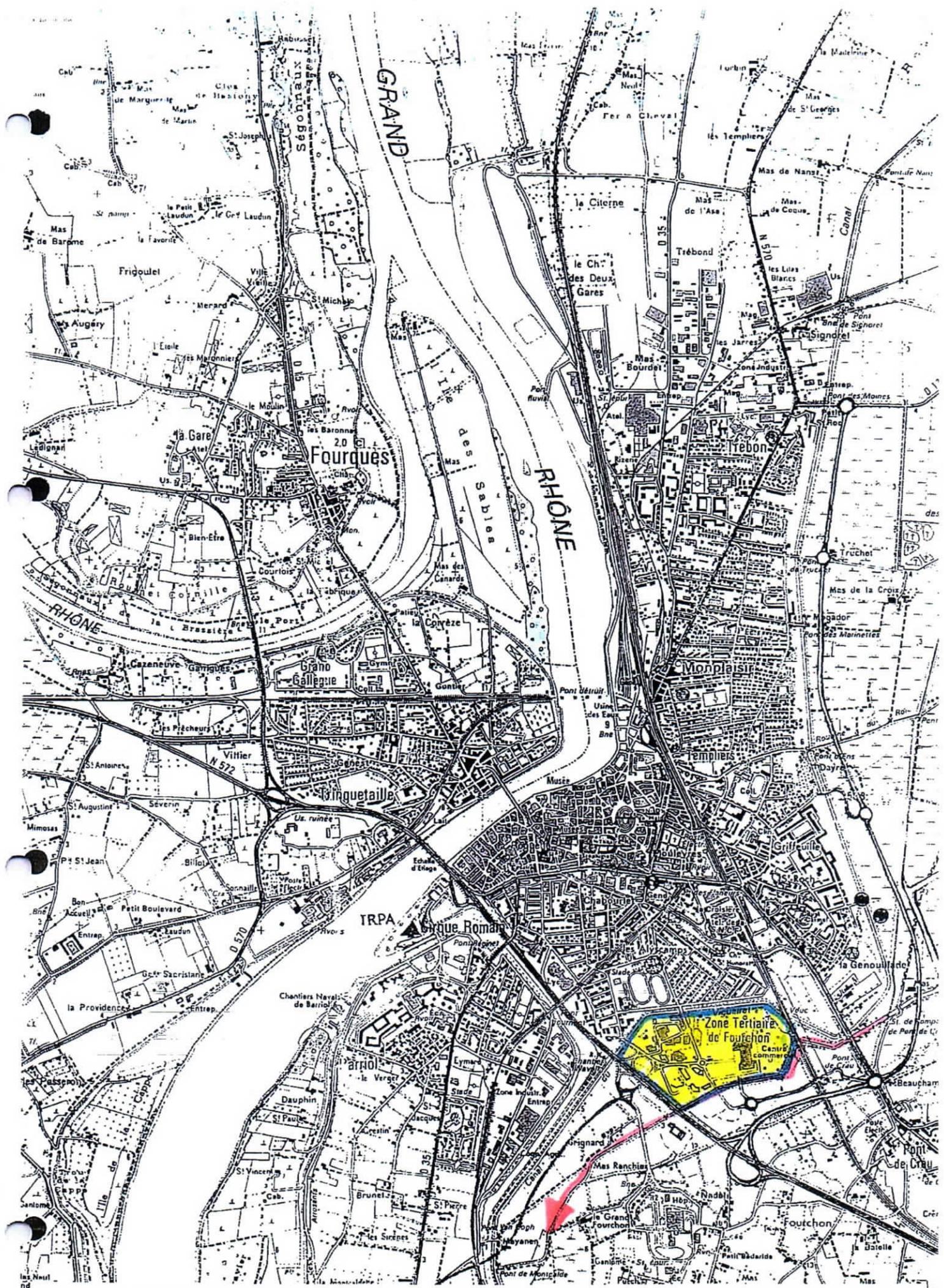
Ces débits ne sont pas cumulables car répartis le long des canaux et, du fait des faibles temps de concentration ( $\cong 30$  mn), il y a décalage dans le temps des hydrogrammes de crue de chaque sous bassin, d'une durée égale au temps de transfert dans les canaux entre exutoires.

L'allongement des canaux représente 1,8 km soit sur la base d'une vitesse moyenne de 1 m/s un temps de transfert de 30 mn du même ordre que les temps de concentration.

Dans ces conditions, et en première approximation, on peut considérer que le débit de pointe  $Q_{10}$  dû à l'urbanisation à supporter par les canaux sera la somme des débits des sous bassins 1 -3 et 5, soit environ 8 m<sup>3</sup>/s.

Les bassins 2, 4 et 5 représentant les zones NA et NAE au Sud de la voie rapide auront un rejet autorisé de 4,8 m<sup>3</sup>/s.

Les canalisations mises en place sur le bassin de Fourchon ont des diamètres importants de 800 à 1200 mm. Cependant, les exutoires dans le canal de la Vallée des Baux sont noyés avec des côtes fil d'eau variant de 0,25 NGF à 0,9 NGF.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV13 FOURCHON**

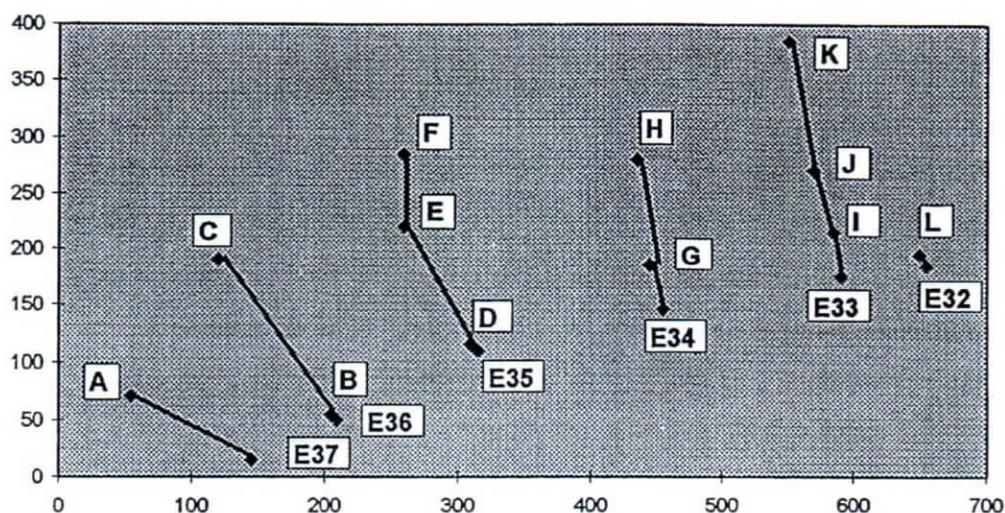


**PLAN DE REPERAGE : BV13 FOURCHON**

- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN FOURCHON N°13



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E37	145	15	0.62	2.44	∅ 500	
2 - A	55	70	0.77	2.50	∅ 500	CAM1+CAM2
3 - E36	210	50	0.25	1.62	∅ 1000	
4 - B	205	55	0.09	2.26	∅ 1000	MAC1
5 - C	120	190	0.10	2.16	∅ 1000	MAC2
6 - E35	315	110	0.41	4.22	∅ 1200	
7 - D	310	115	0.06	3.68	∅ 1200	CIT1
8 - E	285	180	-0.05	1.80	∅ 1200	
9 - F	260	220	0.75	2.50	∅ 1000	CIT2/3/4/5/6
10 - E34	455	145	0.27	2.50		
11 - G	445	185	0.23	2.50	∅ 1200	1/3CAS1
12 - H	435	280	0.75	2.50	∅ 800	2/3CAS1
13 - E33	590	175	0.55	2.80		
14 - I	585	215	0.35	2.20	∅ 1200	CAS2
15 - J	570	270	0.57	2.30	∅ 1000	
16 - K	550	385	1.23	2.40	∅ 800	CAS3
17 - E32	655	185	0.90	3.05		
18 - L	650	195	1.36	1.36	∅ 800	CAS4

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Tronçons	Longueurs
1 - A/E37	115
2 - B/E36	7.5
3 - C/B	173
4 - D/E35	10
5 - E/D	78
6 - F/E	47.5
7 - G/E34	41.5
8 - H/G	96
9 - I/E33	44
10 - J/I	57
11 - K/J	117
12 - L/E32	12

**CONDITION AVAL : CANAL VALLEE DES BAUX = 1.90 NGF**

## RESULTATS : BASSIN FOURCHON N°13 ( E32 à E37 ) ( Sans condition aval )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	A/E37	DN500	0.024	EL	15	0.51	0.0013
2	B/E36	DN1000	0.442	EC	100	0.57	0.0000
3	C/B	DN1000	0.471	EC	106	0.6	0.0001
4	D/E35	DN1200	1.318	EC	121	1.17	0.0000
5	E/D	DN1200	0.931	EC	125	0.83	0.0000
6	F/E	DN1000	0.945	EL	41	3.34	0.0168
7	G/E34	DN1200	1.214	EC	124	1.08	0.0000
8	H/G	DN800	0.835	EL	62	2.09	0.0054
9	I/E33	DN1200	0.556	EC	121	0.49	0.0000
10	J/I	DN1000	0.033	EL	11	0.77	0.0039
11	K/J	DN800	0.035	EL	11	0.92	0.0056
12	L/E32	DN800	0.040	EL	8	1.85	0.0383

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

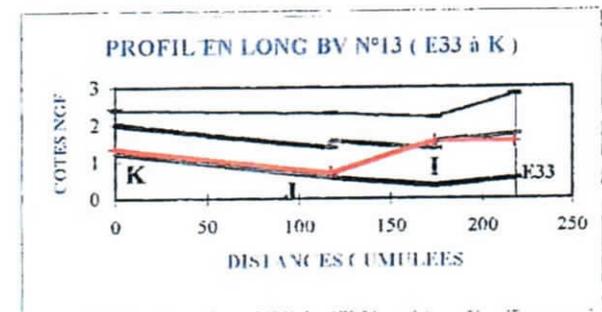
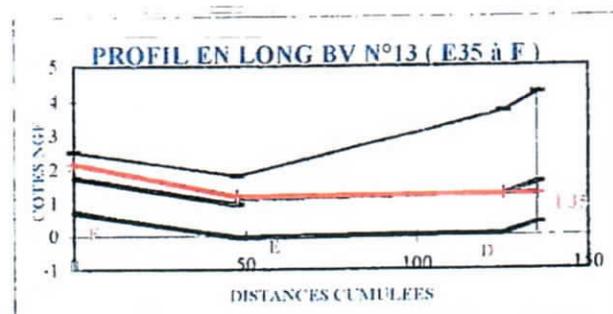
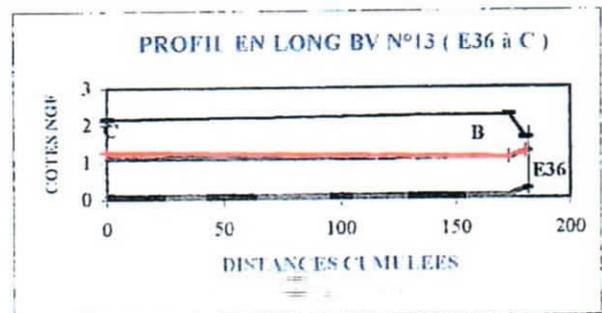
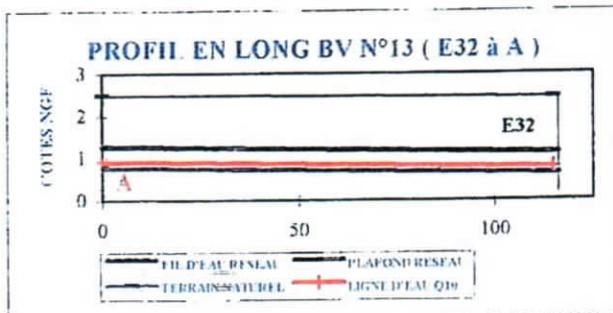
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 100 ha ( 3h 46mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre

- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge

- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La simulation avec une pluie courte de 3 h 46 mn de retour 10 ans montre que le réseau existant fonctionne en charge mais ne déborde pas.

Le renforcement du réseau n'est donc pas utile, cependant deux points sensibles apparaissent. Ce sont les noeuds E (giratoire Casino à la côte 1,8 NGF) et C (rond point de Jerez à la côte 2,16 NGF). Dans le cas de la conjonction des deux événements, crue agricole et pluie décennale, un léger débordement pourrait apparaître, les constructions calées à la côte 2,50 NGF seraient préservées.

Le débit total calculé sur cette simulation est de 3,59 m<sup>3</sup>/s alors que le débit admissible est de 4,39 m<sup>3</sup>/s.

La différence permet aux deux bassins CAS3 et CAS4 d'être urbanisés avec une autorisation de débit de 0,8 m<sup>3</sup>/s ce qui correspond à un résultat légèrement en dessous de la moyenne sur Arles de 100 l/s/ha mais qui s'en approche.





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 14.- AURELIENNE

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton

13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## **BASSINS AURELIENNE / GRAND FOURCHON**

---

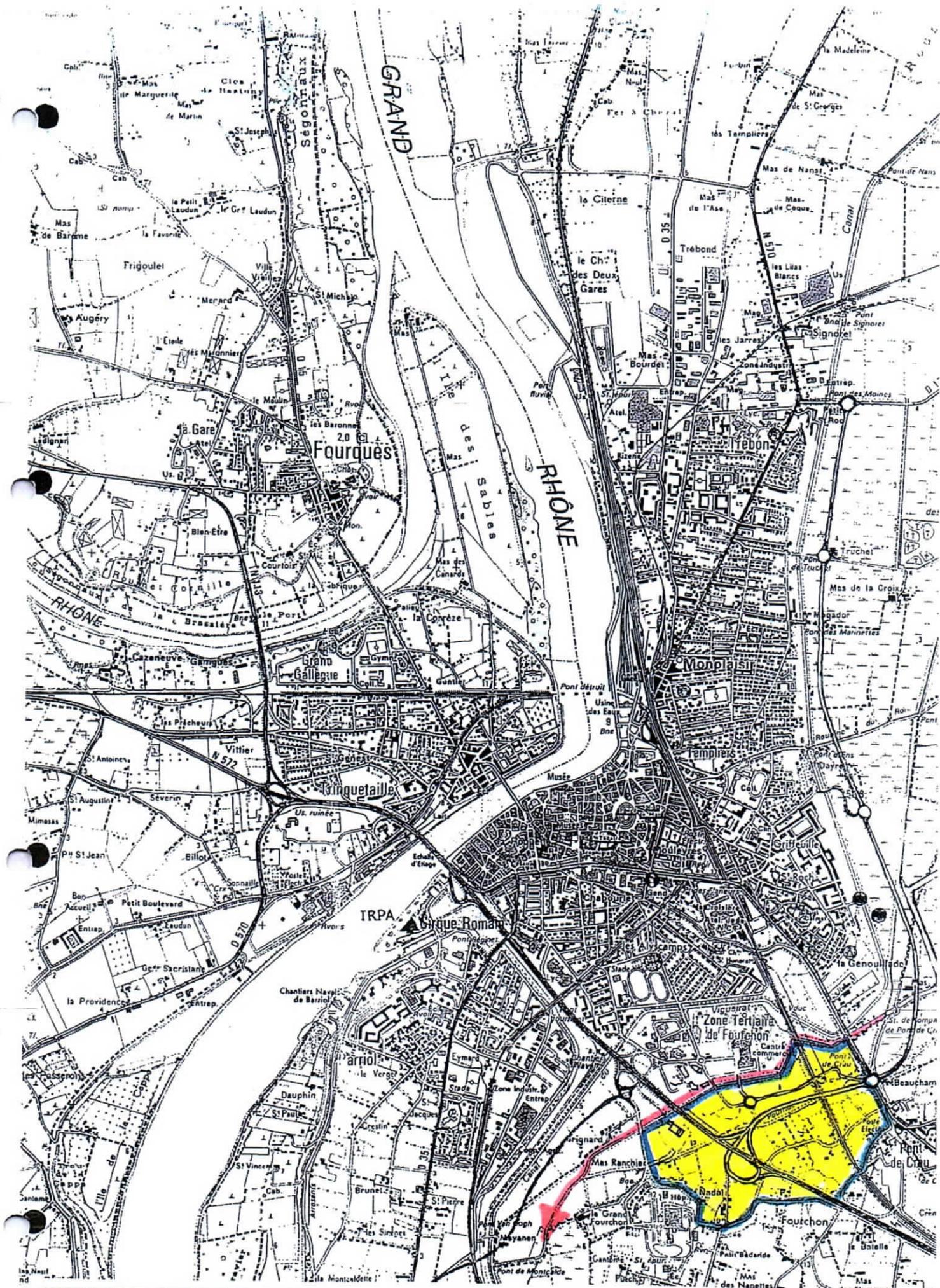
### **PRESENTATION**

Dans la même optique que le bassin Fourchon, la découpe du bassin Aurélienne en 10 sous bassins permet d'étudier le comportement du réseau existant.

Il existe 5 rejets directs dans le canal de la Vallée des Baux, dont 3 en aval de réseau, enterrés, réalisés en fonction de l'aménagement de la zone et de la viabilisation des parcelles.

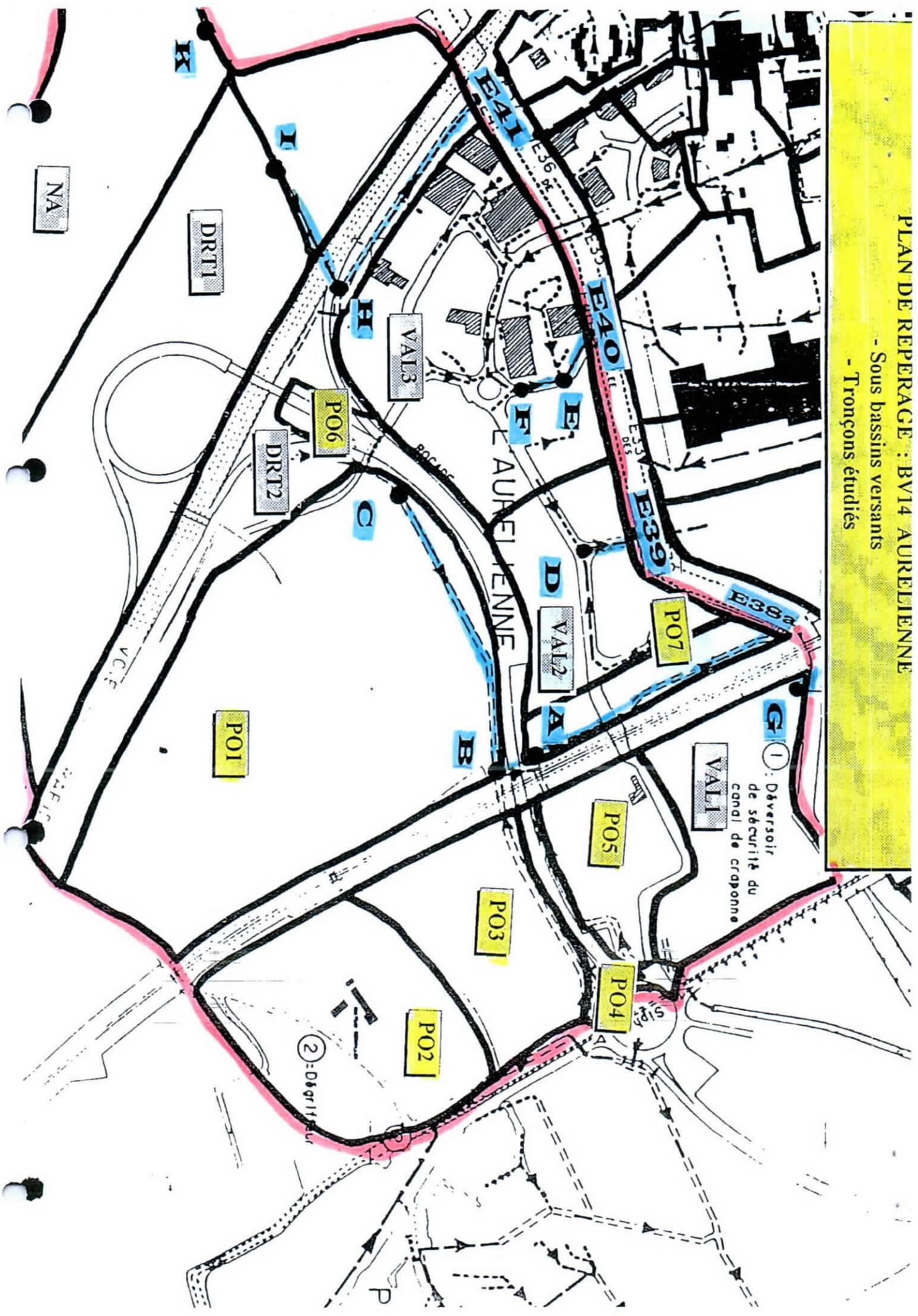
Les résultats des études préalables réalisées en 1985 par la S.I.B. restent applicables. Les autorisations de rejets sont celles cumulées des deux bassins n° 2 et 3 représentant 3,5 m<sup>3</sup>/s pour un débit décennal sur des bassins entièrement urbanisés.

Ce schéma directeur indique également les débits décennaux actuels de la zone Grand Fourchon, sachant que pour cette zone, le débit admissible correspondant aux bassins n° 2, 4 et 6 de l'étude préalable est de 4,8 m<sup>3</sup>/s.



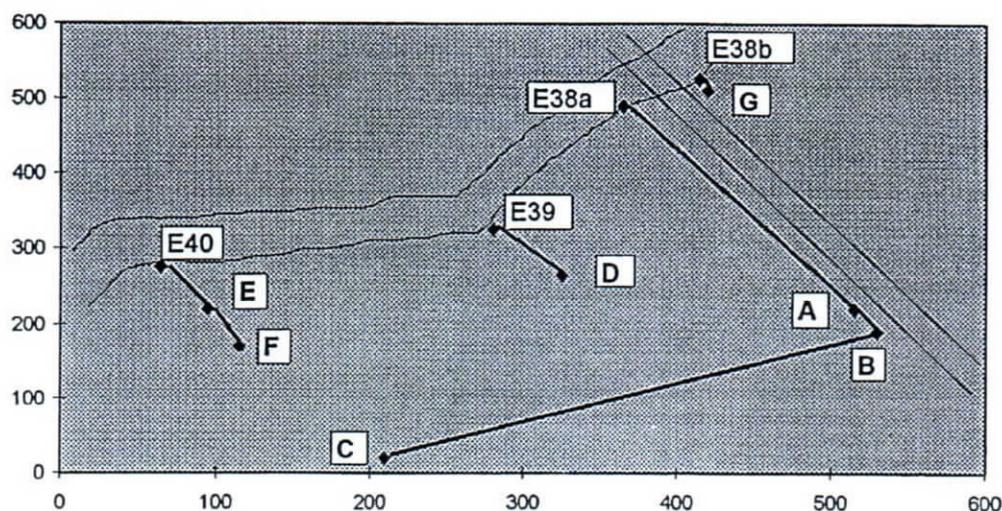
PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV14 AURELIENNE

**PLAN DE REPERAGE : BV14 AURELIENNE**  
 - Sous bassins versants  
 - Tronçons étudiés





# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN AURELIENNE N°14



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

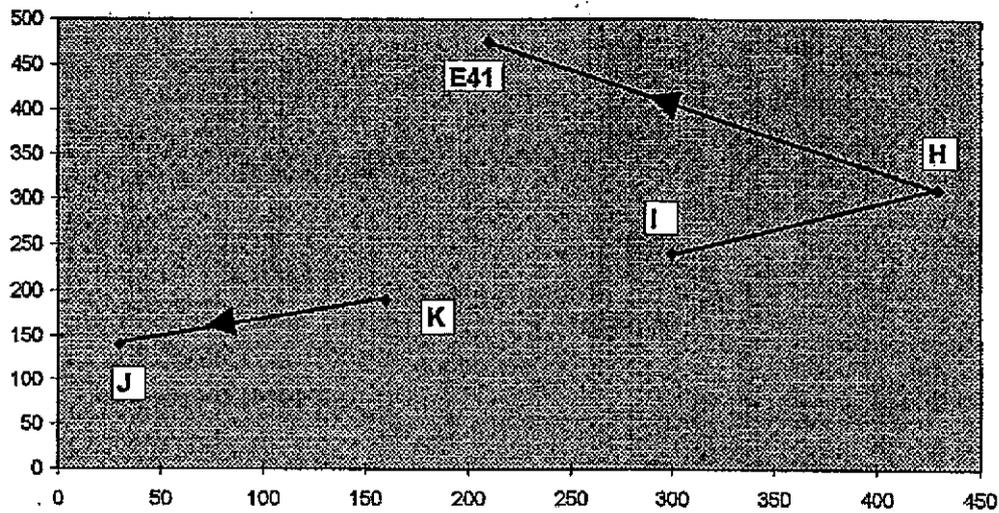
Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E38a	365	490	-0.46	2.26		
2 - A	515	220	-0.23	2.07	fossé 4x6x2.3	PO4/5/6
3 - B	530	190	-0.23	2.08	fossé 4x6x2.3	PO2/3
4 - C	210	20	-0.23	1.47	fossé 4x6x1.7	PO1
5 - E39	280	325	0.52	2.26		
6 - D	325	265	0.81	2.46	∅ 800	VAL2
7 - E40	65	275	0.40	1.69		
8 - E	95	220	0.11	3.61	∅ 1000	
9 - F	115	170	0.80	2.40	∅ 800	VAL3
10 - E38b	415	525	-0.26	2.00		
11 - G	420	510	0.01	2.00	∅ 800	VAL1

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - E38/A	309
2 - A/B	34
3 - B/C	400
4 - D/E39	76
5 - E/E40	63
6 - F/E	58
7 - G/E38a	16

CONDITION AVAL : CANAL VALLEE DES BAUX = 1.90 NGF

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN GRAND FOURCHON N°14



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E41	210	475	-0.21	2.50		
2 - H	430	310	-0.61	2.50	fossé 2x6x2.5	DRT2
3 - I	300	240	-0.40	2.30	fossé 2x6x2.5	DRT1
4 - J	30	140	-0.40	2.20	fossé 2x6x2.5	
5 - K	160	190	0.40	2.30	Pouride	NA

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - E41/H	275
2 - I/H	150
3 - K/J	140

**CONDITION AVAL : CANAL VALLEE DES BAUX = 1.90 NGF**

**RESULTATS : BASSINS AURELIENNE N°14 ( E38 à E40 )  
( Sans condition aval )**

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pcnte (m/m)
1	E38/A	FOS4X6	1.004	EL	47	0.53	0.0007
2	B/A	FOS4X6	0.128	EL	49	0.06	0.0000
3	C/B	FOS4X6	0.211	EL	64	0.08	0.0000
4	D/E39	DN800	0.188	EL	28	1.28	0.0038
5	E/E40	DN1000	0.873	EC	109	1.12	0.0000
6	F/E	DN800	0.892	EL	50	2.9	0.0119
7	G/E38b	DN800	0.036	EL	9	1.35	0.0169

**RESULTATS : BASSINS GRAND FOURCHON N°14 ( E41 à J )  
( Sans condition aval )**

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pcnte (m/m)
1	H/E41	FOS2X6	2.002	EL	250	0.2	0.0000
2	I/H	FOS2X6	0.711	EL	47	0.66	0.0014
3	J/K	FOS2X6	0.166	EL	82	0.08	0.0000

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

- Au delà on déborde sur la chaussée

**CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 100 ha ( 3h 46mn )**

## CONCLUSION

Les résultats montrent que, pour une pluie courte de 3 h 46 mn et de retour 10 ans, la zone est bien assainie. Seule la canalisation de diamètre 1000 mm fonctionne en charge.

Le débit cumulé de l'ensemble des bassins atteint 2,101 m<sup>3</sup>/s pour un débit autorisé de 3,5 m<sup>3</sup>/s.

Pour un horizon P.O.S. les bassins suivants seront urbanisables dans le cadre des zones NA et NAe. Avec un pourcentage d'imperméabilisation passant à 60 % les résultats deviendraient :

Bassins	Q <sub>10</sub> actuel	Q <sub>10</sub> horizon P.O.S.	Q <sub>50</sub> horizon P.O.S.
VAL1	0,036	0,352	0,546
PO1	0,211	1,872	2,943
PO7	0,015	0,134	0,210

Tronçons :

E38 / A	=	1,452	..... (+0,448
E39 / D	=	0,188	.....0
E40 / E	=	0,872	.....0
E38b/G	=	0,352	..... + 0,316)

Débit supplémentaire .....0,764 m<sup>3</sup>/s

soit un débit décennal pour l'horizon P.O.S. égal à 2,865 m<sup>3</sup>/s inférieur au débit autorisé.

Le secteur du Grand Fourchon est constitué de fossés reliés à la Pourride et au canal de la Vallée des Baux. Le débit cumulé actuel, en prenant en compte le bassin de la voie rapide (DRT2) est de 2,739 m<sup>3</sup>/s, pour un rejet autorisé de 4,8 m<sup>3</sup>/s pour un horizon P.O.S. à long terme.





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 15.- TRINQUETAILLE

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS TRINQUETAILLE

---

## PRESENTATION

Ce bassin est composé de deux zones bien distinctes :

- Le centre ville, découpé en 5 sous bassins ayant chacun un rejet distinct dans le Rhône. On peut assimiler ces bassins à ceux des quais du Rhône en rive gauche.

La particularité de ces bassins vient du fait que chaque tronçon aval bénéficie d'une pente importante entre le dernier regard et l'exutoire. Le terrain naturel au droit du rejet est calé entre 1 et 2 mètres au dessus des PHE du Rhône à partir desquelles on ferme les vannes aval.

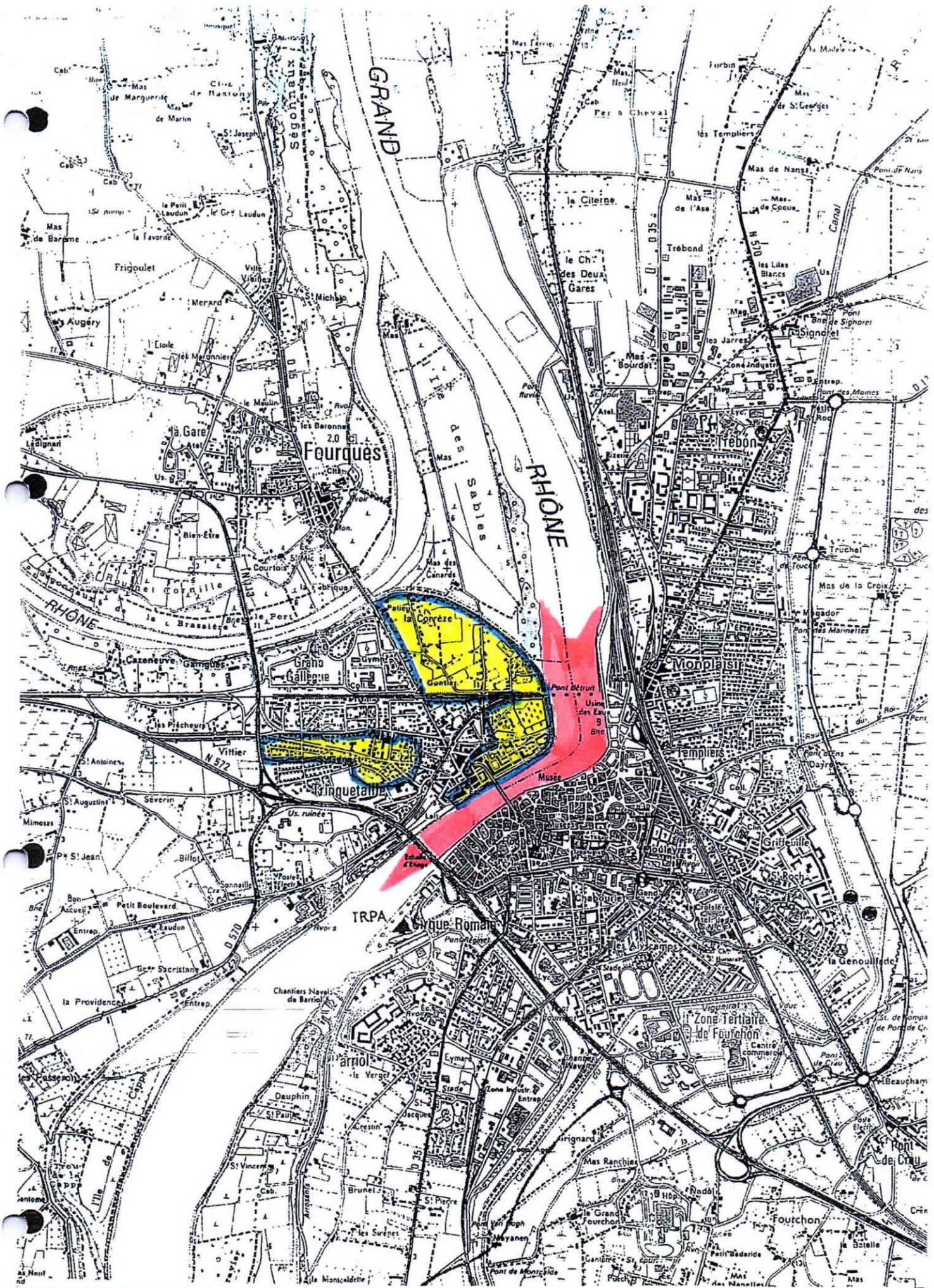
Le bassin G. Eyglument est assaini par une station de refoulement depuis la rue Galliéni jusqu'au rejet E17 en aval des bâtiments du service de la navigation. Le bassin Camargue a la particularité d'être situé entre le bassin Eyglument et le Rhône mais il s'évacue vers Gimeaux par l'intermédiaire des fossés Avenue de Camargue. Ce bassin ne sera pas étudié dans ce chapitre.

- L'île des Sables : ce bassin a fait l'objet d'une étude hydrologique réalisée par la S.I.B. à la demande de la Ville en Novembre 1986. Elle a permis de figer une convention entre l'Association foncière urbaine et la Ville d'Arles le 22 Décembre 1987. Les conclusions de l'étude ont amené la Ville à réaliser les travaux permettant au quartier de la Corrèze de bénéficier d'un assainissement pluvial de la totalité des terrains compris sur le quartier de la Corrèze inclus ou non dans le périmètre de Z.A.C.

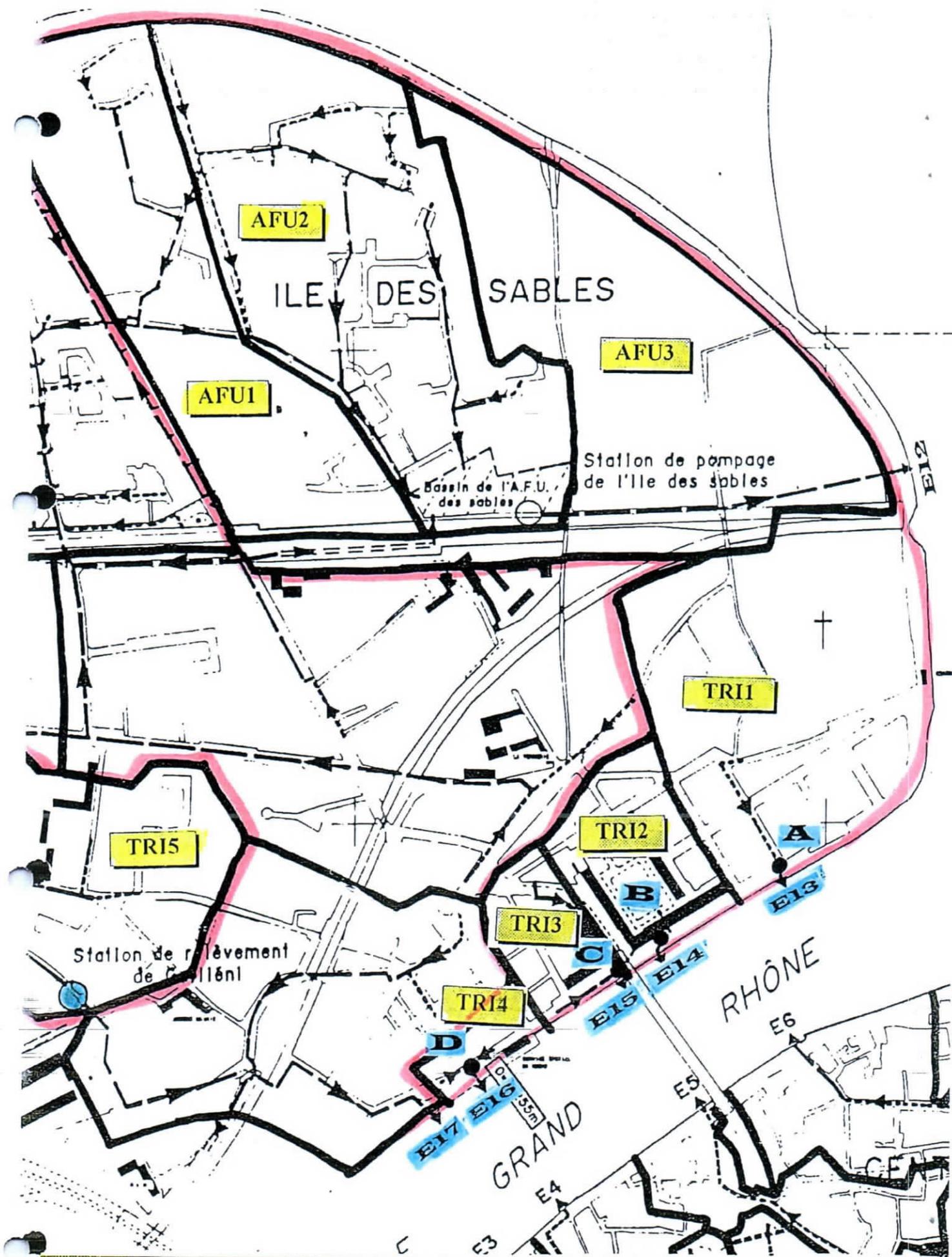
Un bassin de rétention et une station de refoulement ont été réalisés permettant d'évacuer les eaux pluviales dans les conditions d'une crue centennale du Rhône. La superficie assainie est de 31 ha répartis en 3 sous bassins dont la Z.A.C. et un bassin urbain (AFU1 plus AFU2) et un bassin non urbanisé (AFU3).

Ce dernier peut bénéficier d'une urbanisation contrôlée. La station est équipée pour évacuer le débit à terme. Seule, la mise en place d'une pompe identique aux deux existantes sera nécessaire.

Il existe un retour possible du réseau de la rue E. Herriot dans le bassin de rétention. Une surverse existe dans le regard existant au droit de la voie SNCF ; elle peut servir à diminuer les apports du bassin centre ville vers le Grand Gallègue (voir étude bassin suivant).



PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV15 TRINQUETAILLE

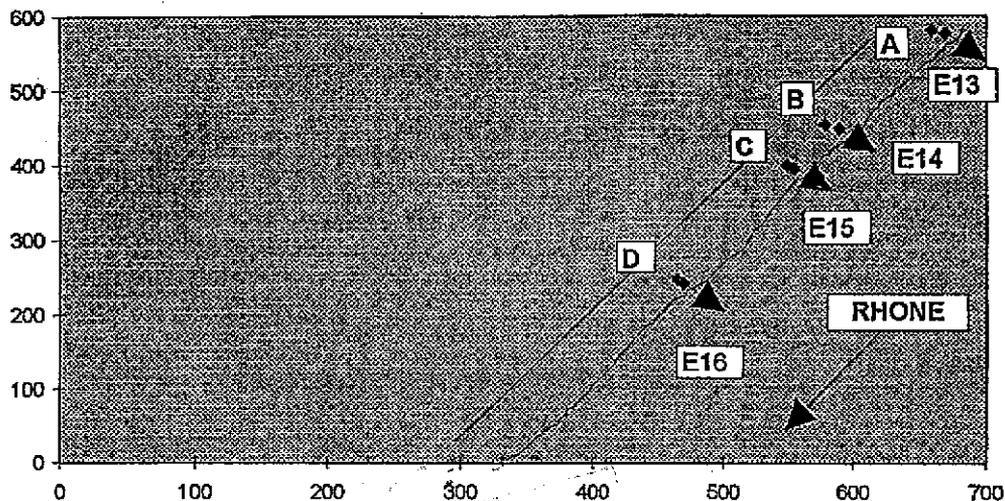


**PLAN DE REPERAGE : BV15 TRINQUETAILE**

- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN TRINQUETAILLE N°15



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - E13	670	575	2.96	4.10		
2 - A	660	580	3.2/5.49	6.10	Ø 400	TR1
3 - E14	590	450	2.70	4.14		
4 - B	580	455	4.52	7.24	Ø 400	TR2
5 - E15	555	395	2.26	4.12		
6 - C	550	400	3.70	6.94	CBR0.5x0.5	TR3
7 - E16	470	240	1.65	6.50		
8 - D	465	245	3.18	6.33	Cadre 1x0.8	TR4

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - A/E13	6
2 - B/E14	12.5
3 - C/E15	12
4 - D/E16	17

CONDITION AVAL : RHONE = 5.20 NGF

**RESULTATS : BASSIN TRINQUETAILLE N° 15 ( E13 à E16 )  
( Sans condition aval )**

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	A/E13	DN400	1.001	EL	37	8.51	0.2117
2	B/E14	DN400	0.678	EL	29	7.25	0.1628
3	C/E15	50X50	0.295	EL	7	4.3	0.1200
4	D/E16	80x1	0.161	EL	7	3.52	0.0900

**RESULTATS : BASSIN TRINQUETAILLE N° 15 ( ILE DES SABLES )  
( Avec et sans condition aval )**

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pente (m/m)
1	ST/ST1	DN1400	1.224	Refoulement	52	2.55	0.0071

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

**CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 50 ha ( 2h 46mn )**

## CONCLUSION

Pour une pluie très courte (2 h 46 mn) de retour 10 ans, on obtient des débits maximaux dans chaque bassin très inférieur à la capacité des canalisations existantes avant rejet au Rhône.

Si dans la réalité, on a pu observer des inondations ponctuelles lors de pluie de fréquence inférieure à 10 ans (par exemple entre le chemin et la rue de la Verrerie) des aménagements peuvent être réalisés pour améliorer le ruissellement en surface de voirie.

Le quartier de la Corrèze, comme nous l'avons déjà vu, est équipé d'une station de pompage pouvant gérer un débit supplémentaire de 600 l/s une fois mise en place la troisième pompe. Suivant l'urbanisation des zones NAC de l'île des Sables et en fonction de la maîtrise des débits, il sera possible de récupérer une partie des réseaux de la rue E. Herriot par la rue Jean Fouques si nécessaire.

Lorsque le Rhône est à la côte 5,20 NGF, seul le quartier de la Corrèze est assaini. Nous l'avons vu pour les bassins Centre Ville Quais et Craponne, la conjonction des deux événements ne peut avoir une période de retour inférieure à 10 ans. S'il en était le cas, les volumes de la pluie décennale sur chaque bassin seraient les suivants :

TR1	=	2.148 m <sup>3</sup>	débit maxi	1m <sup>3</sup> /s
TR 2	=	1.119 m <sup>3</sup>	débit maxi	0,67 m <sup>3</sup> /s
TR 3	=	634 m <sup>3</sup>	débit maxi	0,29 m <sup>3</sup> /s
TR 4	=	248 m <sup>3</sup>	débit maxi	0,16 m <sup>3</sup> /s

Avec un pompage approprié, il est donc possible d'évacuer un certain volume mais compte tenu des ouvrages susceptibles de recevoir des pompes mobiles, le débit maxi pourrait être de 100 à 200 m<sup>3</sup>/h et le temps de vidange compris entre 1 heure pour le bassin TR4 et 11 heures pour le bassin TR1.



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### I.- AGGLOMERATION

#### 16- GALLEGUE VITIER

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

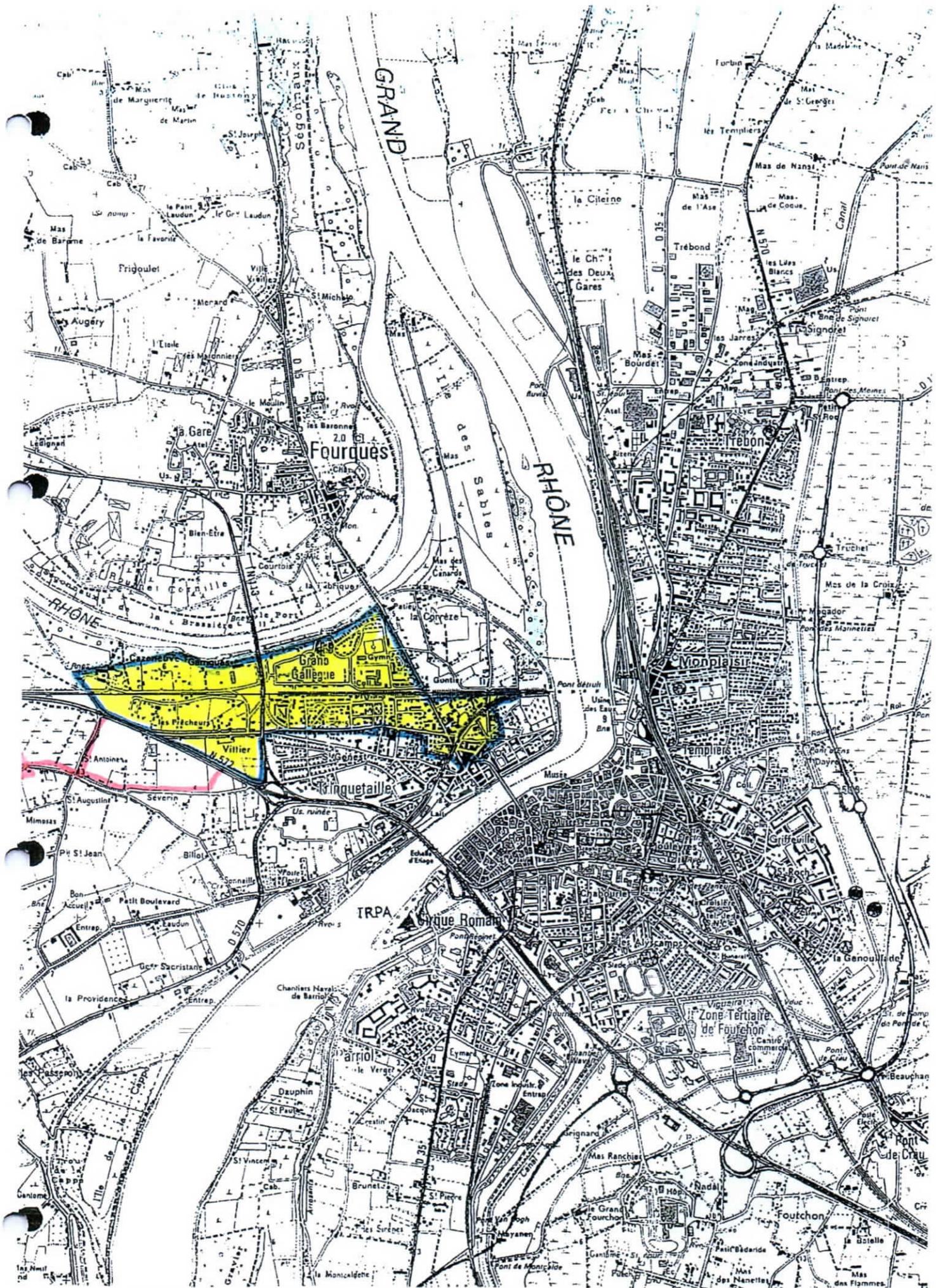
Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Vilon  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX



PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : BV16 GALLEGUE/VITIER

---

# BASSINS GALLEGUE / VITTIER

---

## PRESENTATION

Les deux bassins Gallègue et Vittier sont présentés ensemble du fait de leur exutoire commun : Les Avergues de Gimeaux au Sud Ouest du Quartier Séverin.

Le Bassin Gallègue regroupe 3 sous bassins distincts et d'imperméabilisation différente

- ⇒ bassin urbain : Centre
- ⇒ groupement d'habitations individuelles : Grand Gallègue,
- ⇒ zone urbanisée semi-rurale : Cazeneuve

L'ensemble de ces bassins représente une superficie de 61 hectares.

Le bassin Vittier est découpé en 4 sous bassins situés de part et d'autre de la rue Morel.

- ⇒ Les 2 bassins Vittier Voie rapide et Vittier Galièni s'évacuent par l'intermédiaire de 2 canalisations Ø 1000 traversant la voie rapide.
- ⇒ L'évacuation des 2 autres bassins traverse la voie rapide au Sud de la Rue Morel par l'intermédiaire d'une canalisation Ø 1000 rejoignant le fossé de route qui se jette dans les Avergues de Gimeaux.

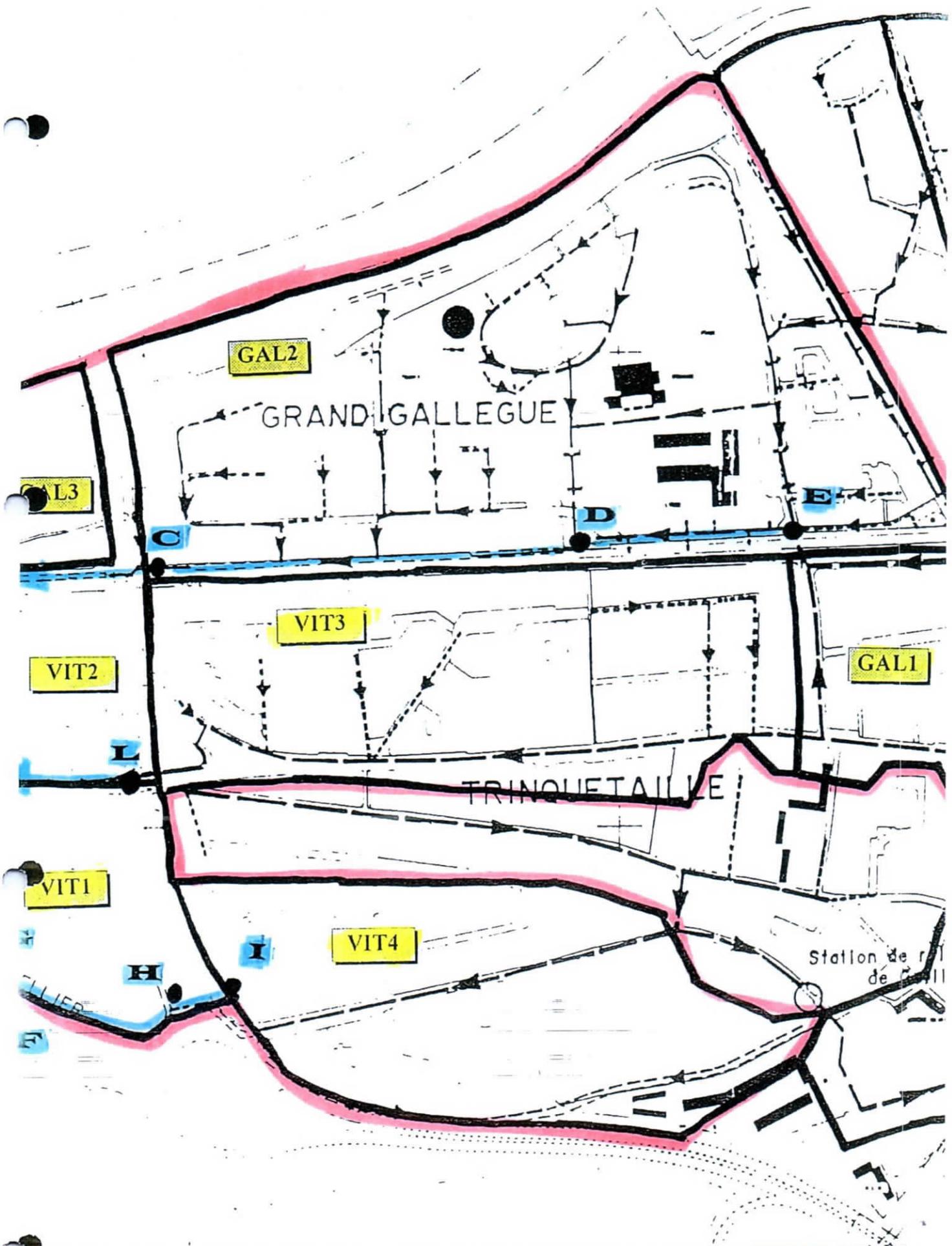
Une convention, établie le 22 Octobre 1976 entre l'A.S.A. des Avergues de Gimeaux et la Commune d'Arles, pour une durée de 10 ans, autorisait la Ville à rejeter dans le système de l'égout des Avergues de Gimeaux un débit maximal de 3,7 m<sup>3</sup>/s réparti en :

- 3,0 m<sup>3</sup>/s pour la branche de Cazeneuve (bassins Gallègue)
- 0,7 m<sup>3</sup>/s pour la branche de Séverin (bassins Vittier).

Cette autorisation est aujourd'hui caduque ; cependant, les débits maximum autorisés seront néanmoins retenus pour les futurs aménagements.

Une zone a été réservée au Plan d'Occupation des Sols pour l'implantation d'un bassin de rétention sur une parcelle située entre le Chemin Séverin et la voie rapide.

La capacité du bassin a été établie en fonction d'une hypothèse de raccordement du bassin VIT3 et de l'urbanisation du bassin VIT1. Le débit retenu pour le bassin Vittier était de 2,07 m<sup>3</sup>/s, le débit de fuite autorisé égal à 0,7m/s ; un bassin de 3.000 m<sup>3</sup> était nécessaire.



**PLAN DE REPERAGE : BV16 GALLEGUE/VITIER**

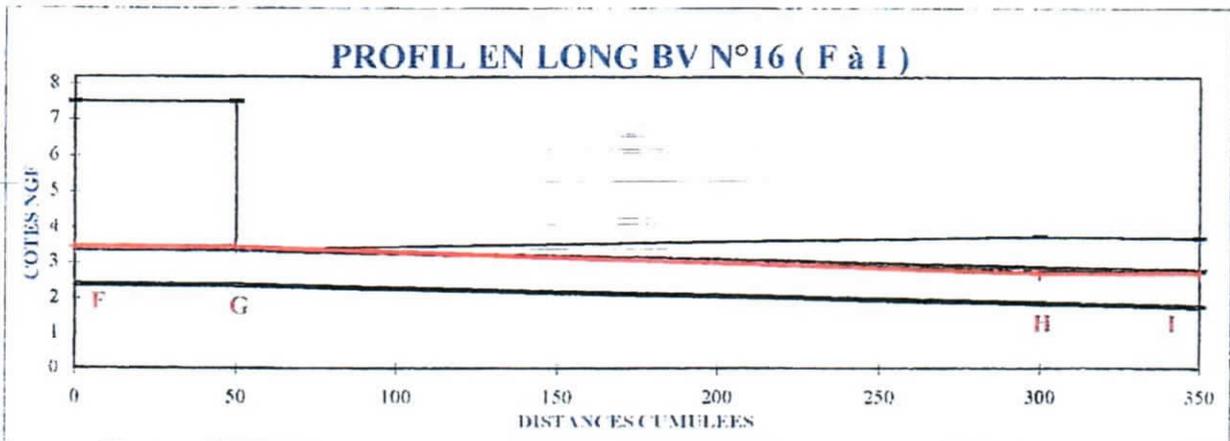
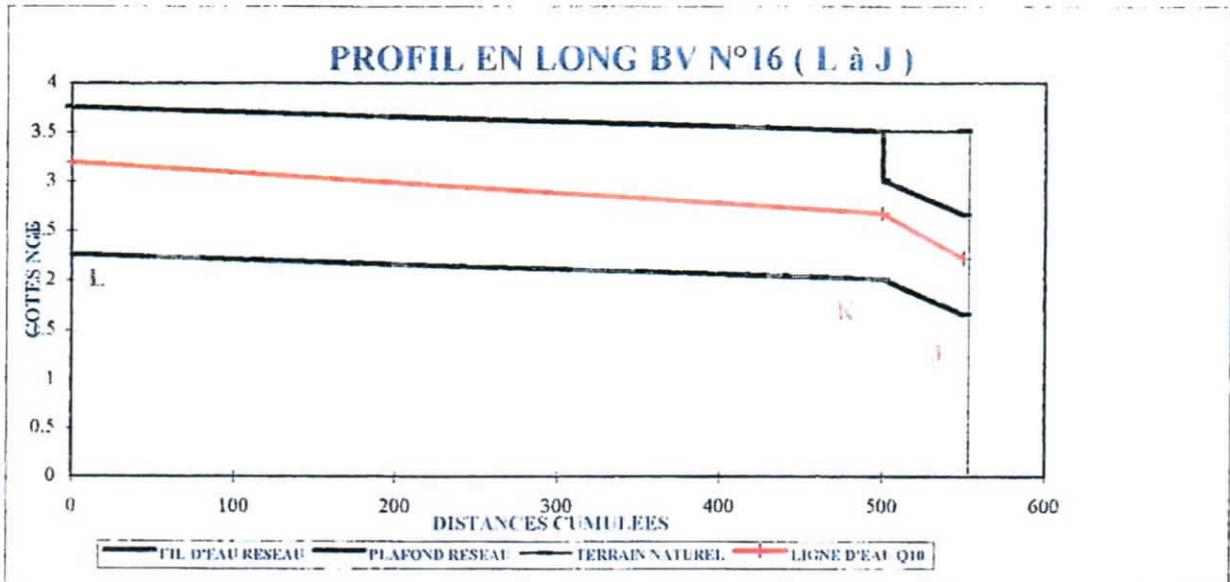
- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés



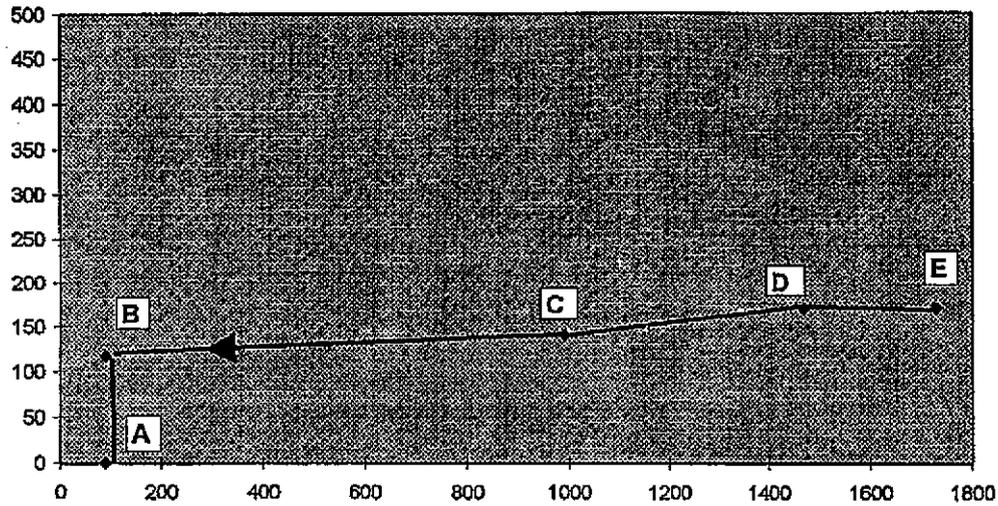
## RESULTATS : BASSIN VITTIER N°16 ( VIT1 à VIT4 )

	nom du tronçon		débit max. (m3/s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	G/F	DN1000	1.027	EL	86	1.48	0.0020
2	H/G	Fossé0.5x1.5x1	0.883	EC	107	0.88	0.0020
3	I/H	DN1000	0.898	EC	106	1.15	0.0002
4	L/K	Fossé1.2x4x1.5	1.069	EL	94	0.54	0.0005
5	K/J	DN1000	1.356	EL	66	2.61	0.0070

**CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 200 ha ( 5h 07mn )**



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN GALLEGUE N°16



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

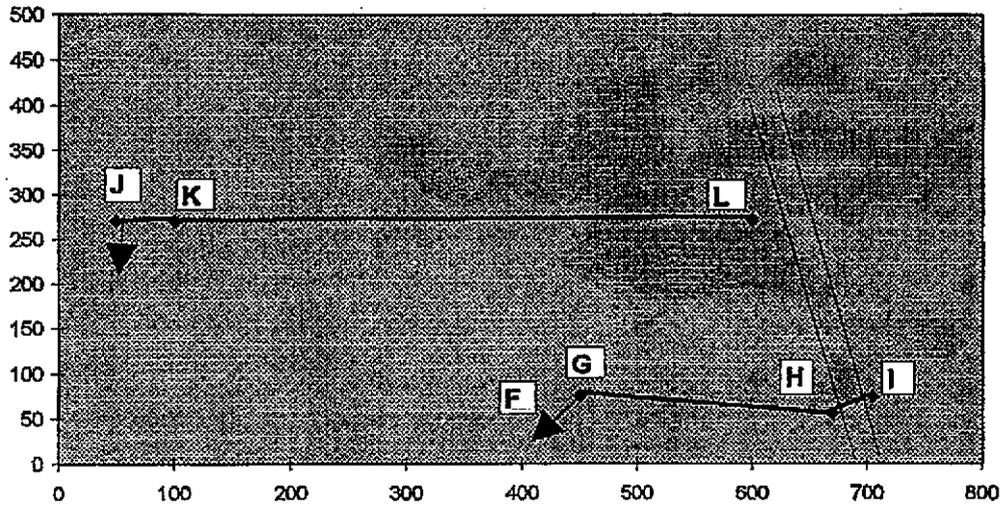
Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - A	90	0	1.07	2.36	Ø 1400	
2 - B	90	117	1.53	2.68	Ø 1400	GAL3
3 - C	990	140	2.43	4.10	fossé 1.2x4.5x2	GAL2
4 - D	1470	170	2.86	4.44	fossé 1.2x4.5x2	
5 - E	1730	170	2.90	4.57	Ø 800	GAL1

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Tronçons	Longueurs
1 - E/D	260
2 - D/C	487
3 - C/B	900
4 - B/A	117

**CONDITION AVAL : AVERGUES DE GIMEAUX**

# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSIN VITTIER N°16



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - F	420	40	1.78	4.00		
2 - G	450	75	1.88	4.00	Ø 1400	VIT1
3 - H	670	55	2.38	3.38	fossé 0.5x1.5x1	
4 - I	705	75	2.39	7.50	2x Ø 1000	VIT4
5 - J	50	270	1.66	3.71	Ø 1000	
6 - K	100	270	2.01	3.75	Ø 1000	VIT2
7 - L	600	270	2.26	3.76	fossé 1.2x4x1.5	VIT3

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 - F/G	50
2 - H/G	250
3 - I/H	50
4 - L/K	500
5 - K/J	50

**CONDITION AVAL : AVERGUES DE GIMEAUX**

## RESULTATS : BASSIN GALLEGUE N°16 ( GAL1 à GAL3 )

	nom du tronçon		débit max. (m <sup>3</sup> /s)	état de l'écoulement	Hmax ... à l'amont (cm)	vitesse max. (m/s)	pençe (m/m)
1	E/D	DN800	1.088	D	258	2.18	0.0002
2	D/C	1.2X4.	1.060	EL	84	0.67	0.0009
3	C/B	1.2X4.	2.181	EL	117	0.85	0.0010
4	B/A	DN1400	2.037	EL	82	2.32	0.0039

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

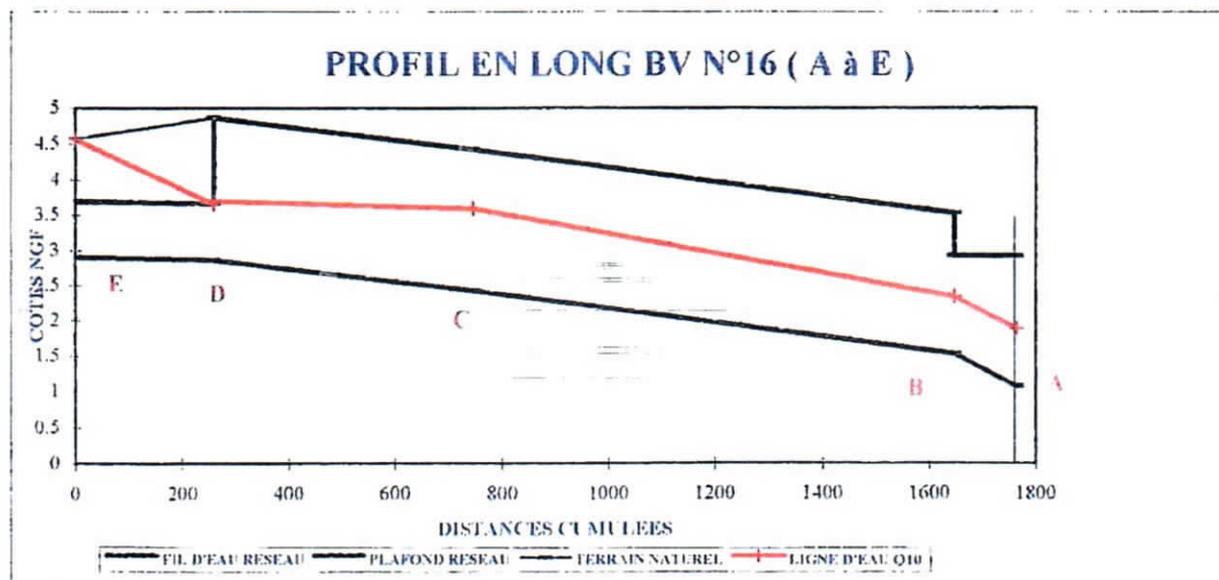
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°5 Arles 10 ans 500 ha ( 7h 40mn )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre

- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge

- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

Une pluie longue de 7 h 40 mn recouvrant l'ensemble du bassin Gallègue montre que le réseau existant fonctionne bien pour une période de retour 10 ans du rejet (point A) jusqu'au centre ville (point D), le tronçon amont fonctionne en charge et déborde au point E ; ceci provient du fait que tronçon amont pris en compte a une pente de 0,2 ‰ donc très faible. Une même canalisation fonctionnerait pour transiter le débit du bassin Centre avec une pente de 5,4 ‰

Si l'on considère le réseau existant sur l'ensemble de ce bassin, on s'aperçoit que , d'une part, la pente moyenne des canalisations principales est supérieure et , d'autre part, un écrêtement du débit de pointe est possible à partir de la station de pompage de l'île des Sables. On s'affranchit ainsi d'une partie des rejets vers le système des Avergues de Gimeaux.

Dans ces conditions, on peut considérer que le réseau existant satisfait aux conditions d'une pluie décennale.

Le réseau rue Morel, composé d'un fossé depuis le bassin VI3 et de la traversée en canalisation Ø 1000 de la voie rapide fonctionne convenablement avec un débit maximal pour une pluie de 5 h 07 mn de retour 10 ans : 1,356 m<sup>3</sup>/s.

Le fossé, assainissant les bassins Gallieni et voie rapide, fonctionne en état limite avec un débit maximal de 1,027 m<sup>3</sup>/s avec une même pluie de 5 h 07 mn.

En conclusion, on obtient, en l'état existant, un débit direct dans les Avergues de Gimeaux de 2,037 m<sup>3</sup>/s (Grand Gallègue) plus 1,356 m<sup>3</sup>/s (rue Morel) soit 3,393 m<sup>3</sup>/s pour un débit autorisé de 3 m<sup>3</sup>/s et un débit dans le fossé Séverin de 1,027 m<sup>3</sup>/s pour un débit de fuite autorisé de 0,7 m<sup>3</sup>/s mais avec une rétention calculée pour un débit de 2,07 m<sup>3</sup>/s.

Il est donc nécessaire de soulager les débits du tronçon Morel en détournant le bassin VIT3 SUR Gallieni en aménagement les liaisons par la mise en place de canalisations adaptées.

Pour une pluie de retour 10 ans, les résultats sont les suivants

Tronçons	Canalisation projetée (mm)	$Q_{10}$ (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)
L/H	DN 1200	1,069	250
H/G	DN 1400	1,918	250
F/G	existant	2,161	50
I/H	existant	0,898	50

Correspond au  
2,07 m<sup>3</sup>/s  
de faisabilité  
SIB 91

Le tronçon rue Morel évacuera dans ces conditions un débit de 0,7 m<sup>3</sup>/s soit un total de 2,737 m<sup>3</sup>/s en considérant le bassin Gallègue.

Coût des aménagements pour un horizon P.O.S. :

Ø 1.200	250 ml	x	2.000 F	=	500.000 Frs	
Ø 1.400	250 ml	x	2.500 f	=	625.000 Frs	
Bassin de rétention plus ouvrage de régulation de débit 3.000 m <sup>3</sup>					=	400.000 Frs

**TOTAL** ..... 1.5250.000 Frs

L'investissement est important mais nécessaire si l'on veut urbaniser les bassins Cazeneuve et voie rapide.

En l'état existant, le débit maximal pour une pluie de retour 10 ans dans les Avergues de Gimeaux est de 4,42 m<sup>3</sup>/s pour un débit autorisé de 3,7 m<sup>3</sup>/s. Il faut donc stocker 0,72 m<sup>3</sup>/s ce qui peut être fait, avec un faible investissement, soit en réalisant un bassin de rétention chemin Séverin, soit en acceptant la décharge du bassin Vittier centre vers l'île des Sables.

Dans ces conditions l'investissement peut être estimé à :

Solution ① : Bassin et ouvrage chemin Séverin ..... 200.000 Frs

Solution ② : Equipement de la station de l'île des Sables ..... 200.000 Frs

Bassin Vittier :  $Q_{10} = 1,027 \text{ m}^3/\text{s}$  actuel  
 $Q_{10} = 2,161 \text{ m}^3/\text{s}$  projeté (raccord rue MOREL)  
 Rétention 3000 m<sup>3</sup> pour  $Q_f = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$  de Avergues



VILLE D'ARLES

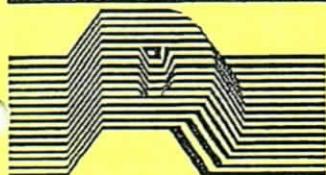
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### PRESENTATION PAR SECTEURS

- A - PONT DE CRAU
- B - RAPHELE
- C - MOULES
- D - MAS THIBERT
- E - LE SAMBUC
- F - GIMEAUX
- G - SALIERS

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### A.- PONT DE CRAU

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# **BASSINS PONT DE CRAU**

---

## **PRESENTATION**

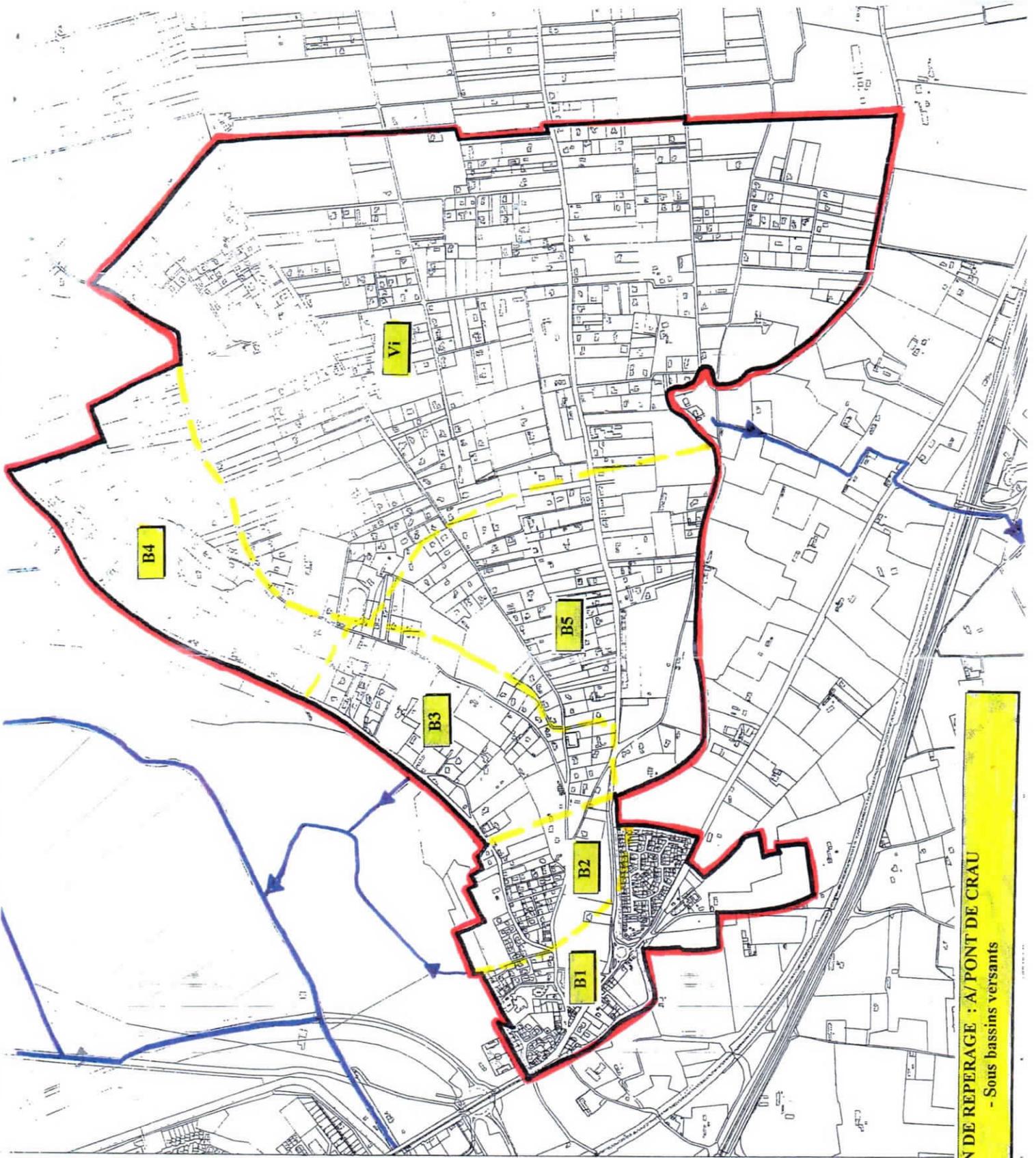
L'ensemble des bassins étudiés représente plus de 310 hectares et constitue le hameau de Pont de Crau.

Le découpage a été fait en 6 sous bassins versants partant du centre du hameau à urbanisation deux, jusqu'en limite de zone Nba (zone constructible au Plan d'Occupation des Sols).

Deux exutoires sont possibles : les marais de Beauchamp et le canal du Viage au Sud du canal de Craonne et de la voie rapide Arles - Marseille.

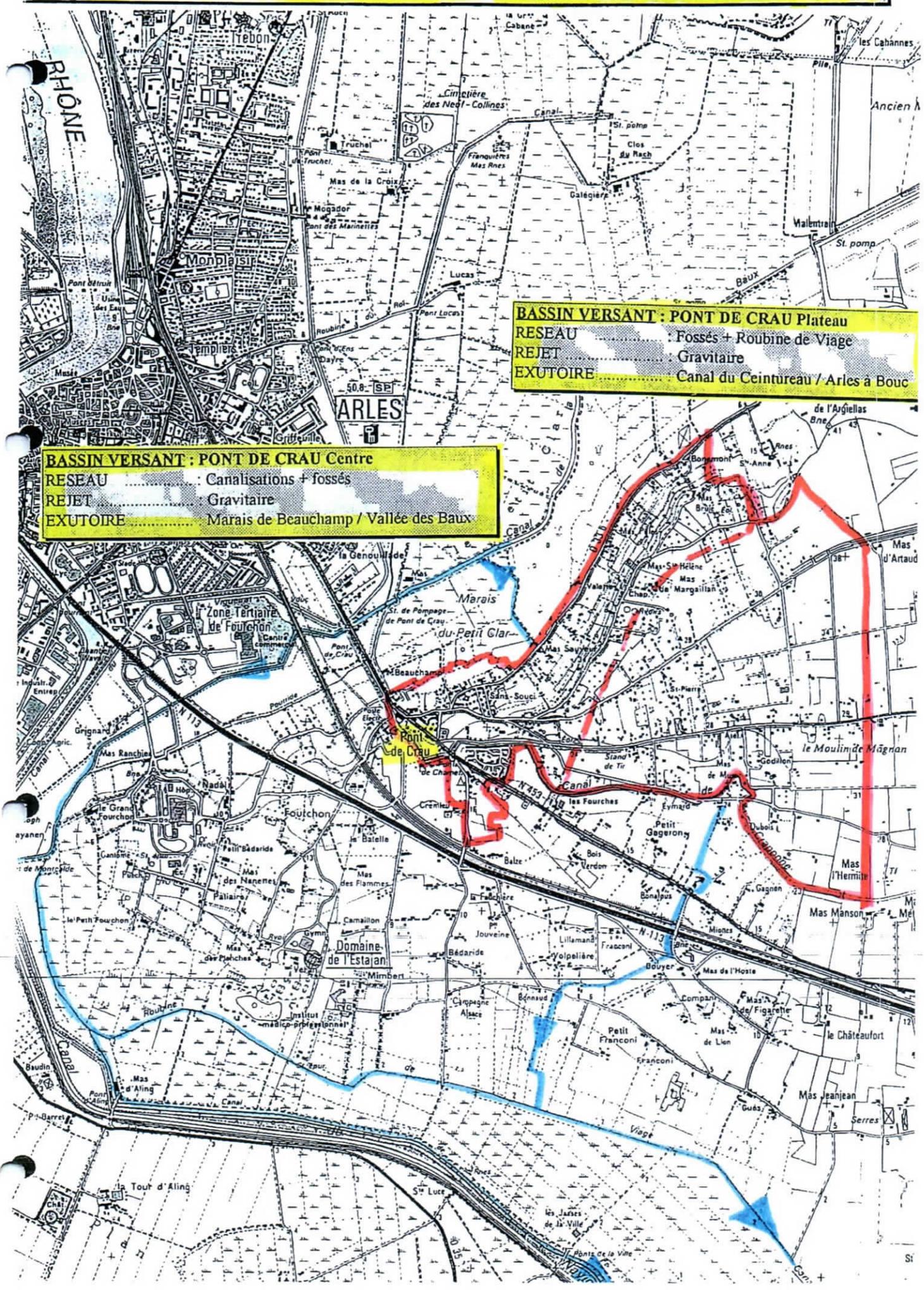
Pont de Crau a fait l'objet d'une étude hydraulique établie par la D.D.A.F. en 1989 qui a été complétée, par similitude, lors de l'extension du périmètre à assainir. Les conclusions sont reprises dans le Plan d'Occupation des Sols.

Pour homogénéiser l'ensemble, nous avons mené l'étude globalement sur l'ensemble du périmètre et avons regroupé les bassins versants correspondants aux zones Nba1 et évacué ces bassins vers un seul exutoire en direction du canal du Viage.



PLAN DE REPERAGE : A/ PONT DE CRAU  
- Sous bassins versants

# PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : A/ PONT DE CRAU



**BASSIN VERSANT : PONT DE CRAU Plateau**  
**RESEAU** ..... Fossés + Roubine de Viage  
**REJET** ..... Gravitaire  
**EXUTOIRE** ..... Canal du Ceintureau / Arles à Bouc

**BASSIN VERSANT : PONT DE CRAU Centre**  
**RESEAU** ..... Canalisations + fossés  
**REJET** ..... Gravitaire  
**EXUTOIRE** ..... Marais de Beauchamp / Vallée des Baux

Les études antérieures donnaient les résultats suivants :

Etude D.D.A. : découpage en 3 bassins A, B, C.

Nom du bassin	Surface (ha)	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Observations
A/ Margaillan	100	3,6	rétenion 13.000 m <sup>3</sup> débit de fuite = 150 l/s vers Viage
B/ Mas d'Aglan	54	1,9	rétenion = 10.000 m <sup>3</sup> débit de fuite = 300 l/s vers bassin C
C/ Vallée des Baux	73	3,9	Evacuation vers les marais de Beauchamp

Extension du périmètre d'étude : par similitude, les résultats repris dans le P.O.S. sont les suivants :

Nom du bassin	Surface (ha)	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Observations
Mas d'Argiellas	17	non défini	Evacuation vers Beauchamp
Moulin de Magnan	74	non défini	Rétention = 10.000 m <sup>3</sup> débit de fuite = 150 l/s vers Viage

L'étude du schéma directeur permet, non seulement, de redéfinir les bassins, mais de recalculer les coefficients d'imperméabilisation en fonction du nouveau P.O.S. révisé. Pour cela, on a pris un coefficient différent pour chacun des 6 bassins en passant d'une imperméabilisation à 90 % (centre) à une à 10 % (route Barbegal),

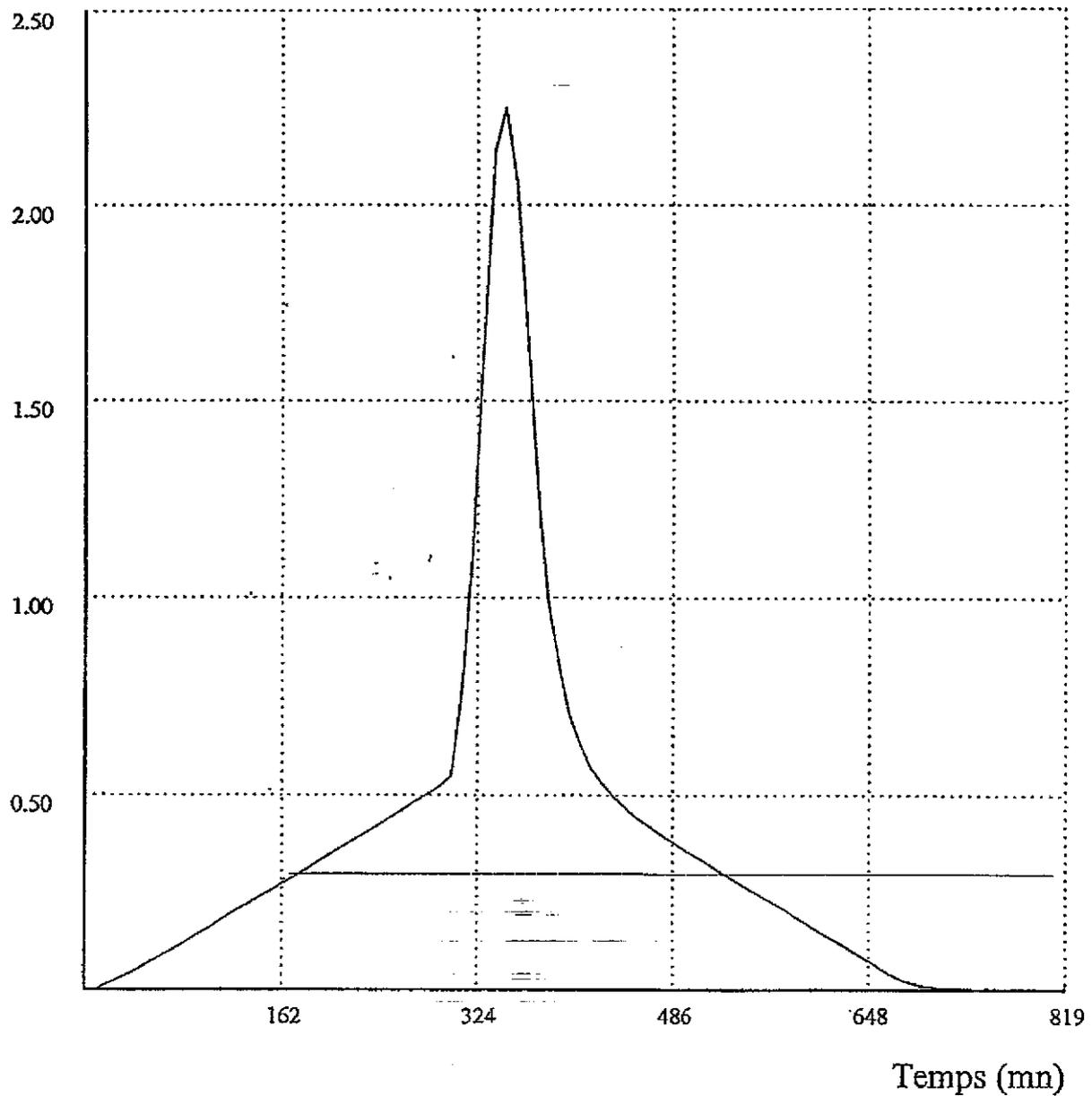
La zone Nba1 étant une zone constructible sur des parcelles de 4.000 m<sup>2</sup> avec une coefficient d'occupation du sol de 0,10, nous avons pris une imperméabilisation moyenne égale à 15 %

En ce qui concerne le réseau existant, celui-ci est peu développé, ou non adapté à la conduite des eaux pluviales vers un exutoire. Le plateau de Pont de Crau est équipé de canaux d'irrigation et de fossés d'assainissement. Pour récupérer les eaux pluviales, il sera souvent nécessaire d'utiliser et de reprofiler ces fossés.



Débit (m<sup>3</sup>/s)

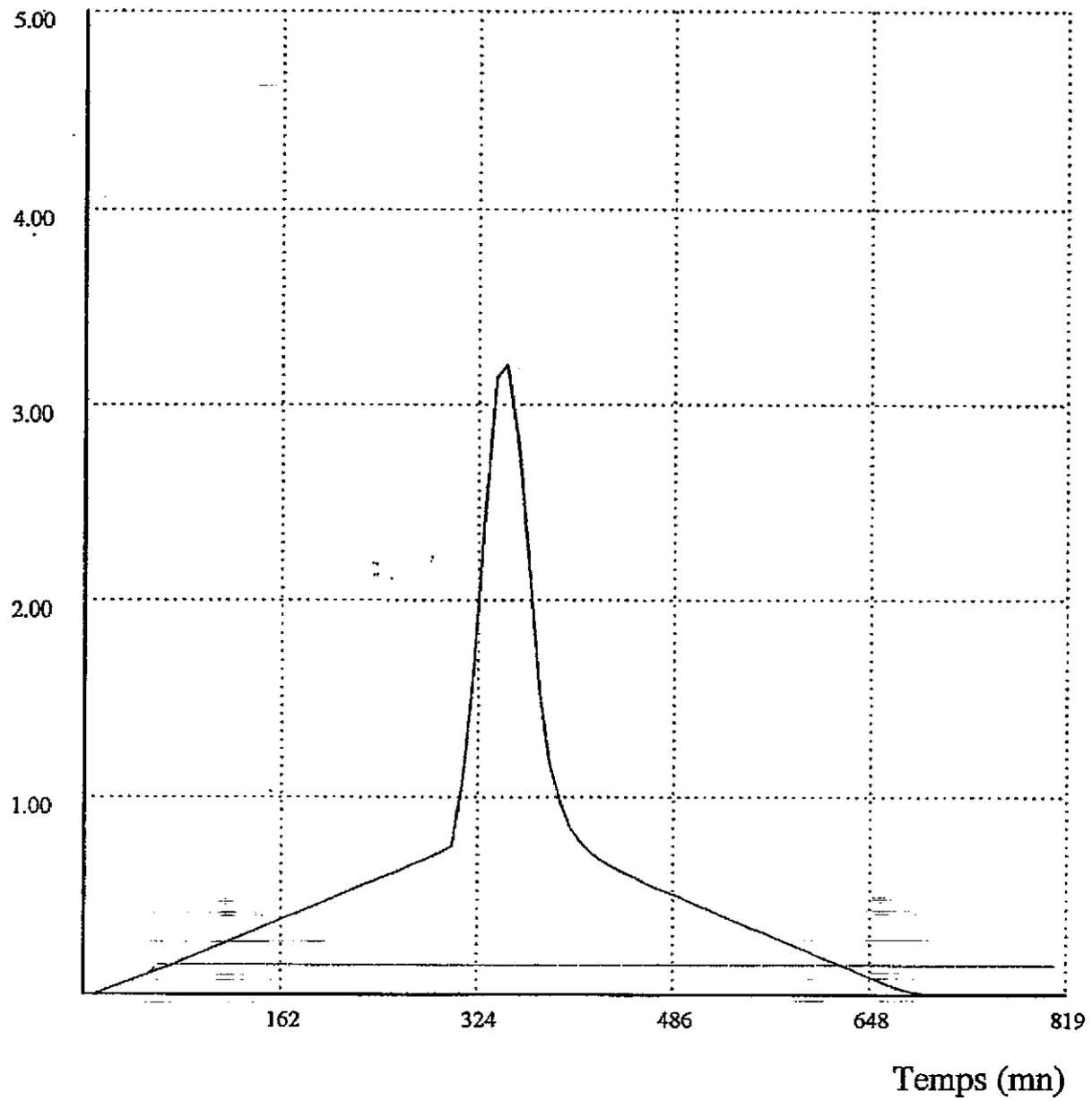
### BASSIN CHAMP DE TIR



N° B5 - Vmax= 8542 m<sup>3</sup> - Qf max= 0.30 m<sup>3</sup>/s

Débit (m<sup>3</sup>/s)

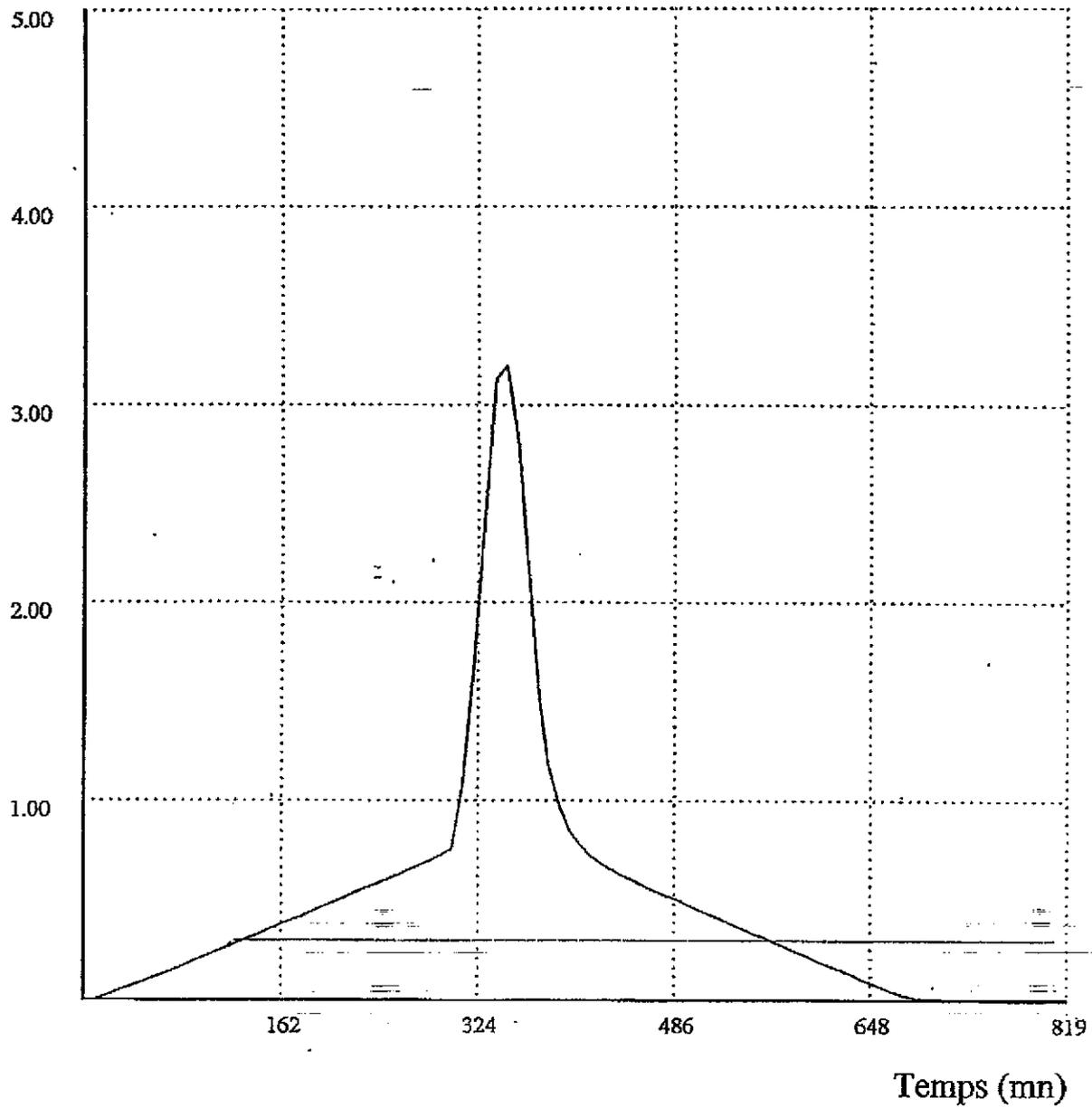
### BASSIN NBa1



N° Vi - Vmax= 18592 m<sup>3</sup> - Qf max= 0.15 m<sup>3</sup>/s

Débit (m<sup>3</sup>/s)

### BASSIN NBa1



N° Vi - Vmax= 14103 m<sup>3</sup> - Qf max= 0.30 m<sup>3</sup>/s

## CONCLUSION

La pluie décennale choisie pour l'étude du bassin de Pont de Crau est la pluie la plus longue possible qui enveloppe le périmètre à assainir, soit une pluie de 11 h 16 mn. Une pluie longue permet d'obtenir un volume plus important pour définir les bassins de rétention maximale.

Les résultats suivants sont comparés avec les études antérieures

Nom du bassin	Surface (ha)	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Observations
Zones Nba1 (Margaillan + Argiellas + Magnan)	175 au lieu de 191	3,2 au lieu de 3,6	Bassin de rétention de 18.600 m <sup>3</sup> avec un débit de fuite de 150 l/s ou 14.100 m <sup>3</sup> avec un débit de fuite de 300 l/s

Nota : Pour ces bassins, les études antérieures préconisaient deux bassins de 1.000 m<sup>3</sup> avec chacun un débit de fuite de 150 l/s vers le canal du Viage. Si le débit admissible vers le Viage semble être de 300 l/s, le schéma directeur, après optimisation des débits, retiendra le bassin de 14.100 m<sup>3</sup> sur un seul site.

Centre (B1)	19,5	1,88	Fossé existant suffisant
Champ de tir (B5)	48,5	1,21	Rétention de 8.540 m <sup>3</sup> et débit de fuite de 300 l/s vers B2
B2 + B3 + B5 (300 l/s)	86,7	2,22	Evacuation vers Beauchamp
Barbegaï (B4)	33,7	0,39	Evacuation directe vers Beauchamp

**TRAVAUX A REALISER****Bassin Centre :**

Liaison canalisations entre Broussenet, l'Ecole Maternelle, le Stade et les marais :  
Travaux en cours d'exécution, non pris en compte dans le schéma ; le réseau mis en  
place est conforme aux débits d'une pluie décennale. le fossé exutoire a été recalibré.

**Bassins Champ de tir / Barbegal**

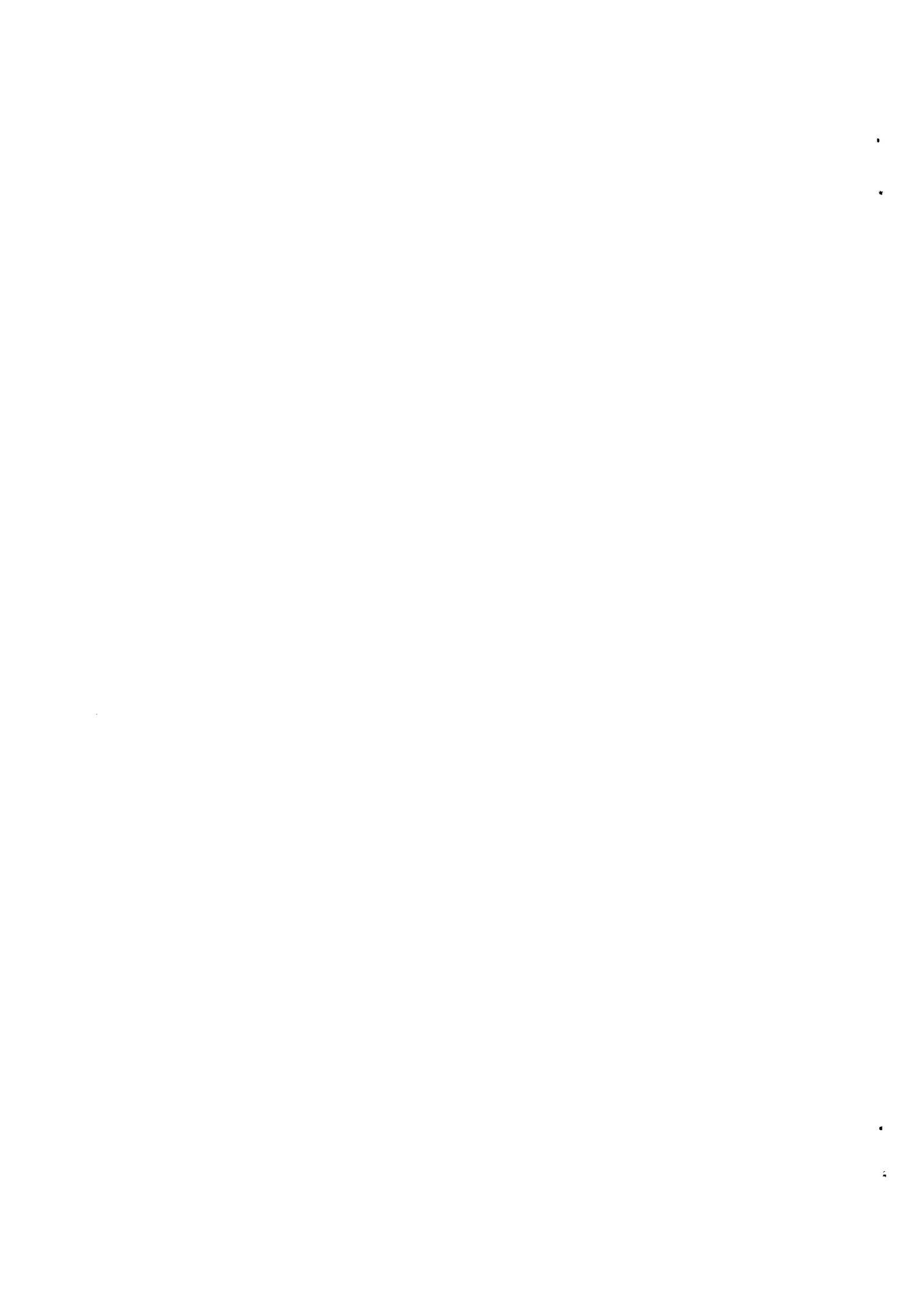
Reprofilage de canaux	4.000 ml	x	200 F.....	800.000 Frs
Bassin de rétention 8.500 m <sup>3</sup>			.....	850.000 Frs
Ouvrage de régulation de débit			.....	200.000 Frs
Canalisation	500 ml	x	1.000 F.....	500.000 Frs
<b>TOTAL</b>			.....	<b>2.350.000 Frs</b>

**Bassins Margailan / Magnan**

Reprofilage de canaux	8.500 ml	x	200 F.....	1.700.000 Frs
Bassin de rétention 14.100 m <sup>3</sup>			.....	1.400.000 Frs
Ouvrage de régulation de débit			.....	200.000 Frs
Canalisation	200 ml	x	1.000 F.....	200.000 Frs
Ouvrages divers (siphon Craponne, etc.)			.....	300.000 Frs
Fossé aval du bassin	1.000 ml	x	300 F.....	300.000 Frs
<b>TOTAL</b>			.....	<b>4.100.000 Frs</b>

On peut scinder le phasage en deux parties distinctes ; une concernant les ouvrages  
de liaisons et les rétentions, l'autre l'aménagement des canaux :

Phase ①	.....	3.450.000 Frs
Phase ②	.....	3.000.000 Frs
<b>TOTAL</b>	.....	<b>6.450.000 Frs</b>





VILLE D'ARLES

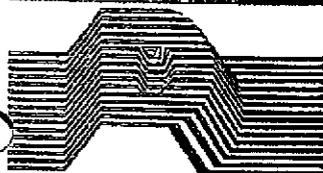
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### B.- RAPHELE

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS RAPHELE

---

## PRESENTATION

Le bassin de Raphèle a l'avantage d'avoir un écoulement des eaux pluviales perpendiculaire aux courbes de niveau du terrain naturel avec une pente moyenne de 1 %. Il a également l'avantage de posséder 4 exutoires d'Ouest en Est qui relient les zones agricoles du Nord avec celles du Sud.

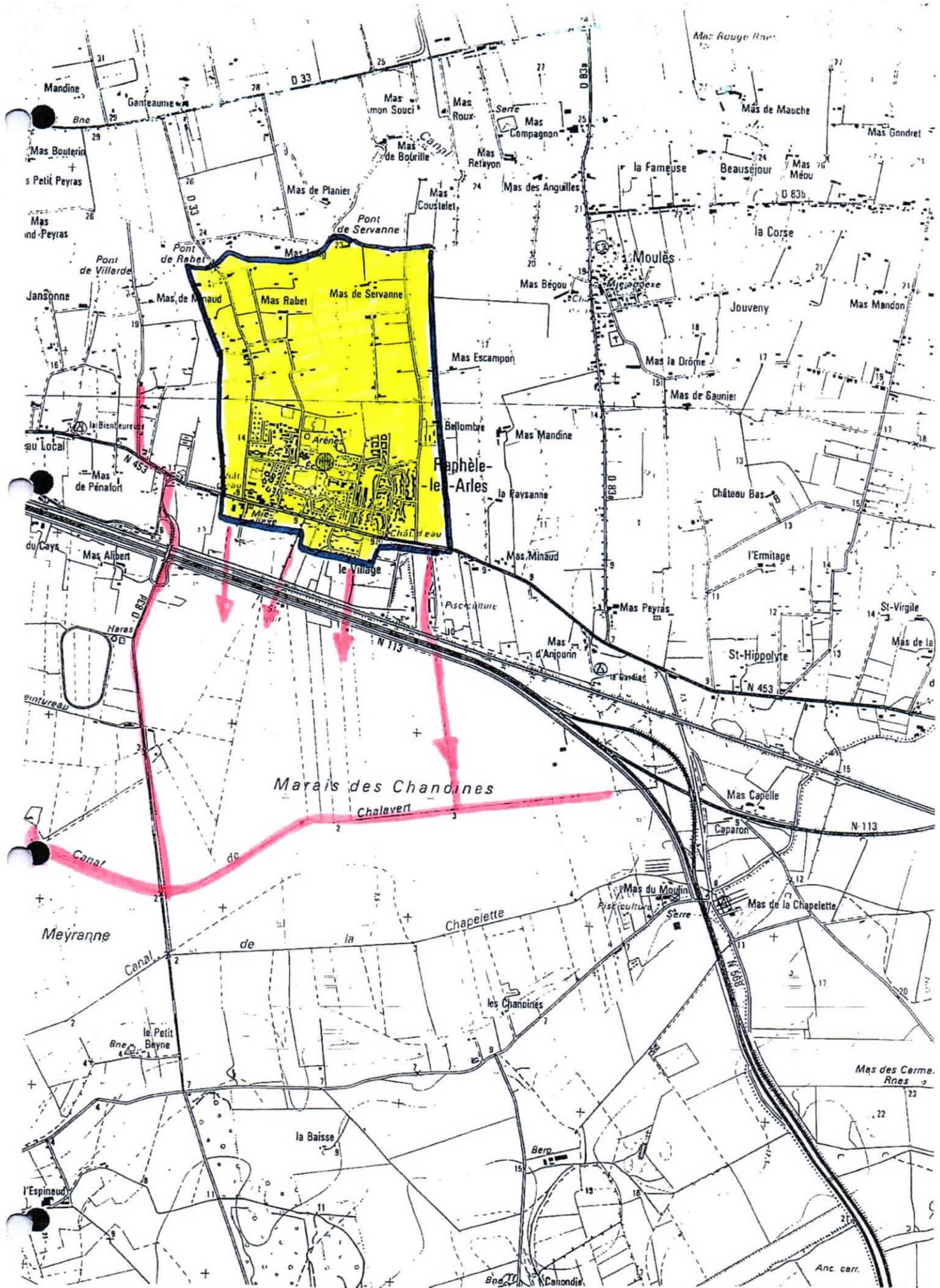
Il y a cependant dans l'assainissement pluvial de gros inconvénients. Le Village, compris entre les 2 zones agricoles, est mal rattaché aux ouvrages existants ; Il n'y a pas eu de réseau créé (lotissement Les Peintres) et les ouvrages existants n'ont pas été renforcés. De plus, les 4 exutoires au Sud du Hameau sont le plus souvent en partie privative, ce qui ne facilite pas leur entretien.

Les bassins sont décomposés en 4 zones en fonction des exutoires :

① Bassin Ouest .....	3 sous bassins, soit .....	33 ha dont	23 de zone agricole
② Bassin centre Ville ...	6 sous bassins soit.....	98 ha dont	75 de zone agricole
③ Bassin Village Sud....	1 seul bassin de moins de....	5 ha	
④ Bassin Est.....	4 sous bassins soit.....	65 ha dont	50 de zone agricole.

Le Schéma Directeur donne pour chaque sous bassin les débits pour des pluies décennales et de retour cinquante ans. Il donne le débit à l'aval de la zone agricole Sud permettant de dimensionner les ouvrages avant le franchissement de la voie ferrée et la voie rapide.

A l'aval les 4 exutoires rejoignent les marais avant d'être assaini par le canal du Chalavert.

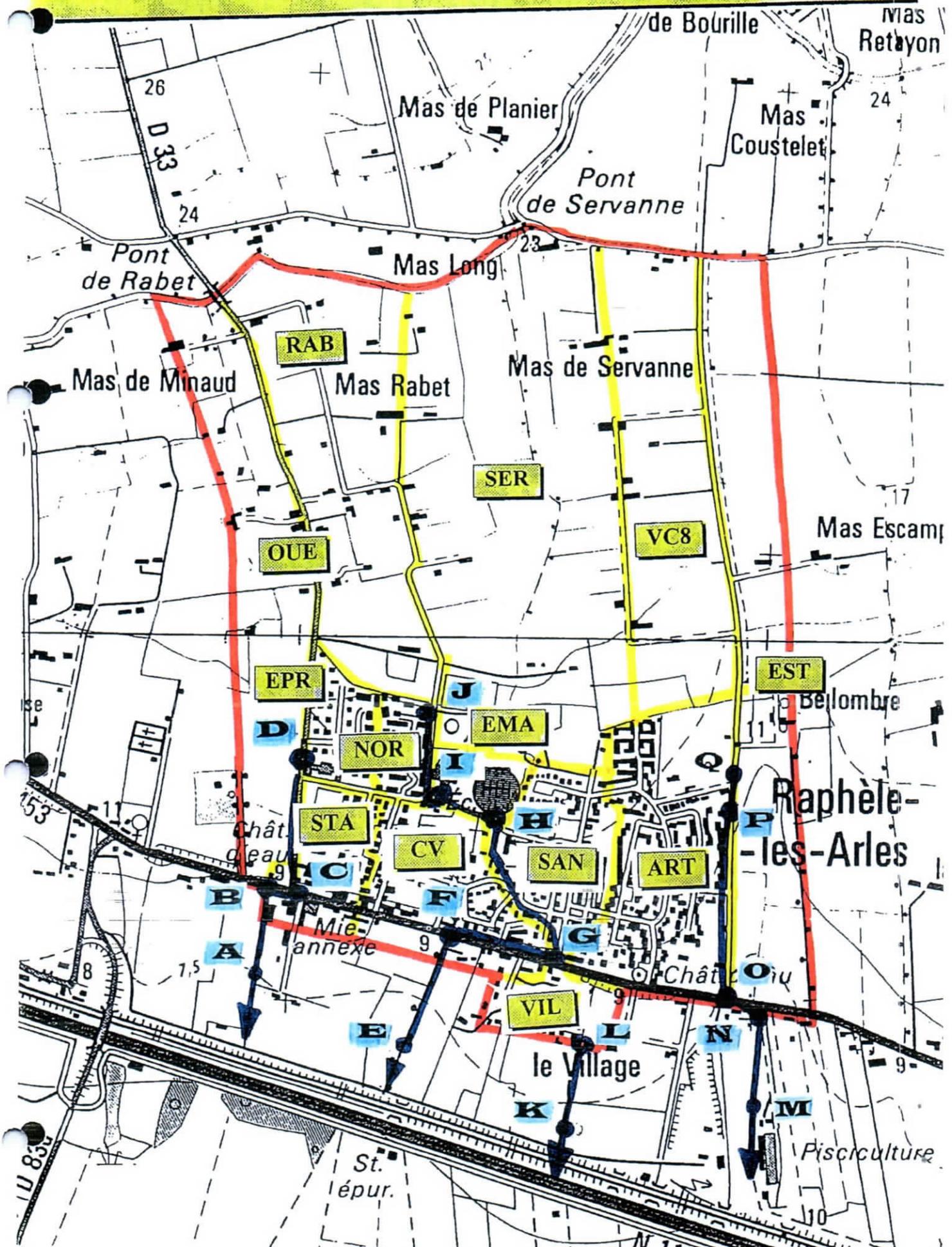


**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : B/ RAPHELE**

# PLAN DE REPERAGE : B/ RAPHELE

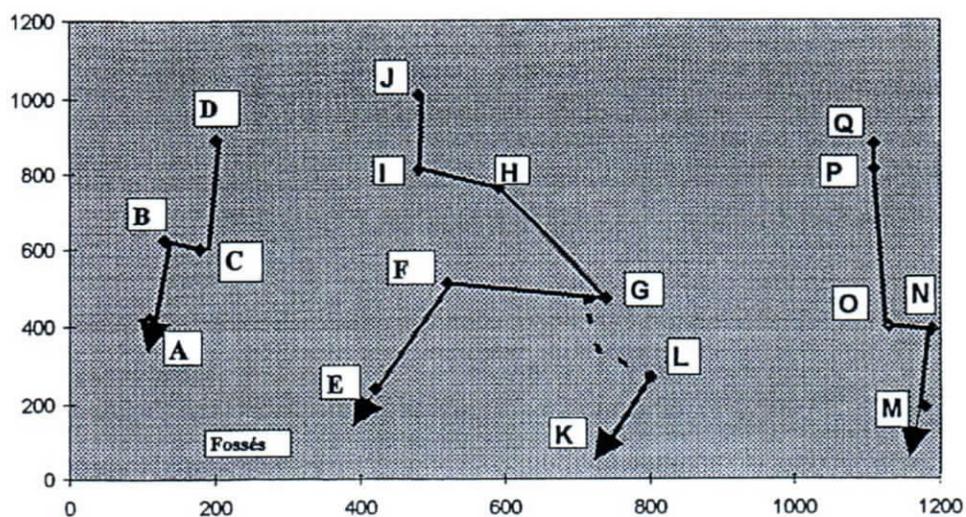
- Sous bassins versants

- Tronçons étudiés





# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSINS RAPHELE



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - A	110	420	6.90	7.50	Fossé 1.2x2x.7	
2 - B	130	620	7.70	9.00	Fossé 1.2x2x.7	OUE
3 - C	180	600	8.00	9.00	Ø 500	STA
4 - D	200	890	12.00	13.00	Ø 600	EPR
5 - E	420	240	5.40	6.00	Fossé .6x2x.6	
6 - F	520	510	7.70	9.00	Fossé .6x2x.6	CV
7 - G	740	470	8.00	9.00	Ø 500	SAN
8 - H	590	760	11.50	12.50	Ø 600	SER
9 - I	480	810	12.20	13.00	Ø 400	EMA + NOR
10 - J	480	1010	14.50	15.00	Ø 300	RAB
11 - K	740	100	5.40	6.00	Fossé .6x2x.6	
12 - L	800	270	7.40	8.00	Fossé .6x2x.6	VIL
13 - M	1180	190	5.50	6.50	Fossé 1x2x1	
14 - N	1190	390	6.30	7.30	Fossé 1x2x1	EST
15 - O	1130	400	6.40	7.50	Ø 1000	ART
16 - P	1110	810	10.00	11.00	Ø 600	
17 - Q	1110	880	10.50	11.50	Ø 500	VC8

**CARACTERISTIQUES DES TRONCONS**

Tronçons	Longueurs
1 -A/B	201
2 -B/C	54
3 -C/D	300
4 -E/F	300
5 -F/G	230
6 -G/H	350
7 -H/I	130
8 -I/J	200
9 -K/L	180,5
10 -M/N	200,5
11 -N/O	61
12 -O/P	420
13 -P/Q	70

**CONDITION AVAL : CHALAVERT**

## RESULTATS : BASSINS RAPHELE ( OUE à EST ) ( Q<sub>10</sub> sans condition aval )

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	Hauteur d'eau amont	Vitesse maxi	PENTE
1	A/B	1.2x2	0.782	EL	50	1.05	0.00398
2	B/C	DN500	0.571	D	144	2.93	0.00556
3	C/D	DN600	0.282	EL	28	2.29	0.01333
4	E/F	.6x2	2.552	D	975	3.27	0.00767
5	F/G	DN500	1.718	D	4811	8.81	0.0013
6	G/H	DN600	1.116	D	883	3.97	0.01
7	H/I	DN400	0.651	D	1231	5.21	0.00538
8	I/J	DN300	0.257	D	1183	3.65	0.0115
9	K/L	.6x2	0.221	EL	24	1.02	0.01108
10	M/N	1x2x1	0.644	EL	51	1.01	0.00399
11	N/O	DN1000	0.406	EL	49	1.13	0.00164
12	O/P	DN600	0.23	EL	29	1.85	0.00857
13	P/Q	DN500	0.233	EL	34	1.72	0.00714

- EL = Ecoulement libre

- EC = Canalisation en charge

- D = Débordement

- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN

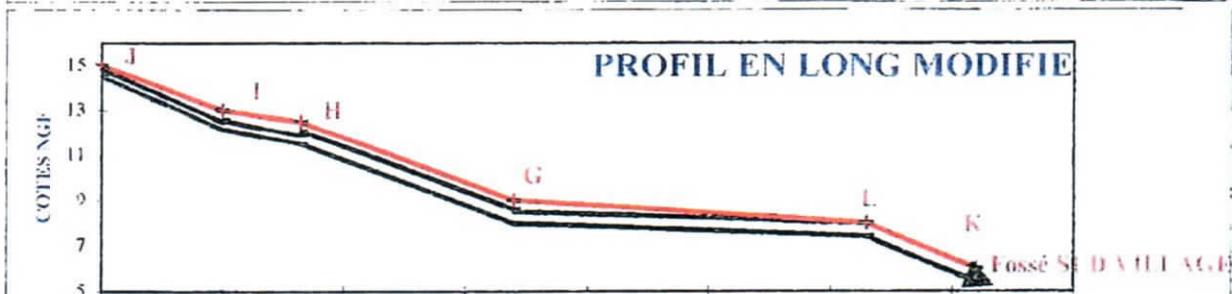
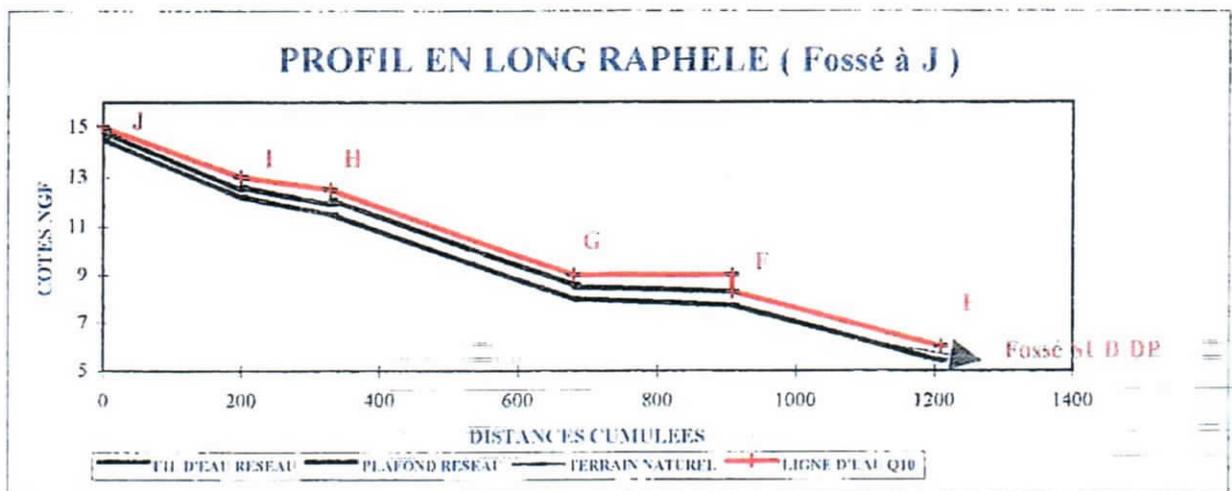
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°7 Arles 10 ans 1200 ha

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre

- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge

- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La pluie choisie est une pluie longue de 7 heures 40 mn compte tenu de la longueur hydraulique des bassins pouvant atteindre 1.600 mètres.

Les bassins Ouest et Est fonctionnent normalement pour une pluie décennale compte tenu de leurs fossés aval important :

	Débit admissible	Q <sub>10</sub>
Exutoire Ouest	1,397 m <sup>3</sup> /s	0,782 m <sup>3</sup> /s
Exutoire Est	2,098 m <sup>3</sup> /s	0,844 m <sup>3</sup> /s

Le bassin Ouest comporte une difficulté d'écoulement au niveau de la traversée de la RN 453 due à la complexité et la diversité des réseaux : arrosage, assainissement, fossé de route et réseau pluvial.

Leur aménagement ponctuel permettra de bien diriger les eaux pluviales en vue de récupérer les bassins Ouest indépendamment du bassin Stade.

La simulation du Centre ville a pris en compte sur l'exutoire en direction de la décharge publique, les 6 bassins du centre Ville. La complexité du réseau, comme pour le bassin précédent, nous a contraint à prendre le cas le plus défavorable pour étudier la situation existante.

Les résultats montrent que la prise en compte des bassins agricoles Nord et les bassins Ecole Maternelle et rue des Santons sur l'exutoire Chemin du Village est préférable.

### Situation existante

Tronçons	Q admissible m <sup>3</sup> /s	Q <sub>10</sub> m <sup>3</sup> /s	Observations
E / F	1,144	2,552	pas satisfaisant
K / L	1,374	0,221	fossé surdimensionné

### Situation projetée

Tronçons	Q admissible m <sup>3</sup> /s	Q <sub>10</sub> m <sup>3</sup> /s	Observations
E / F	1,144	1,436	fossé à reprofiler ou busage à prévoir en fonction du Q <sub>10</sub>
K / L	1,374	1,337	résultat convenable

### TRAVAUX D'AMENAGEMENT

Reprise traversée RN 453	x	=	.....	150.000 Frs
Canalisation de jonction chemin du Village	600 mlx	1.0000 F	.....	600.000 Frs
Reprofilage fossé	300 mlx	200 F	.....	60.000 Frs
Renforcement des tronçons amont : bassin rue des Santons et Ecole maternelle	330 mlx	1.000 F	.....	330.000 Frs
<b>TOTAL</b>			.....	<b>1.140.000 Frs</b>

Ce chiffrage ne comprend pas l'amélioration ponctuelle du ruissellement sur les voies dans le centre ville que ce soit le reprofilage de chaussée ou de mise en place de grilles avaloirs et réseau de raccordement.

Ces aménagements doivent permettre de prendre en compte l'extension de la zone urbaine prévue au Plan d'Occupation des Sols en fonction des débits suivants :

**Zone NAc de 3 ha :**

- Imperméabilisation à 40 % donne  $Q_{10} = 180$  l/s
- Imperméabilisation à 60 % donne  $Q_{10} = 290$  l/s



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### C.- MOULES

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Terliaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## BASSINS MOULÈS

---

### PRESENTATION

Ce bassin présente à peu près les mêmes caractéristiques que celui de Raphèle avec une plus faible proportion de zones urbanisées par rapport aux zones agricoles qui s'étendent au Nord au delà du canal de Craonne.

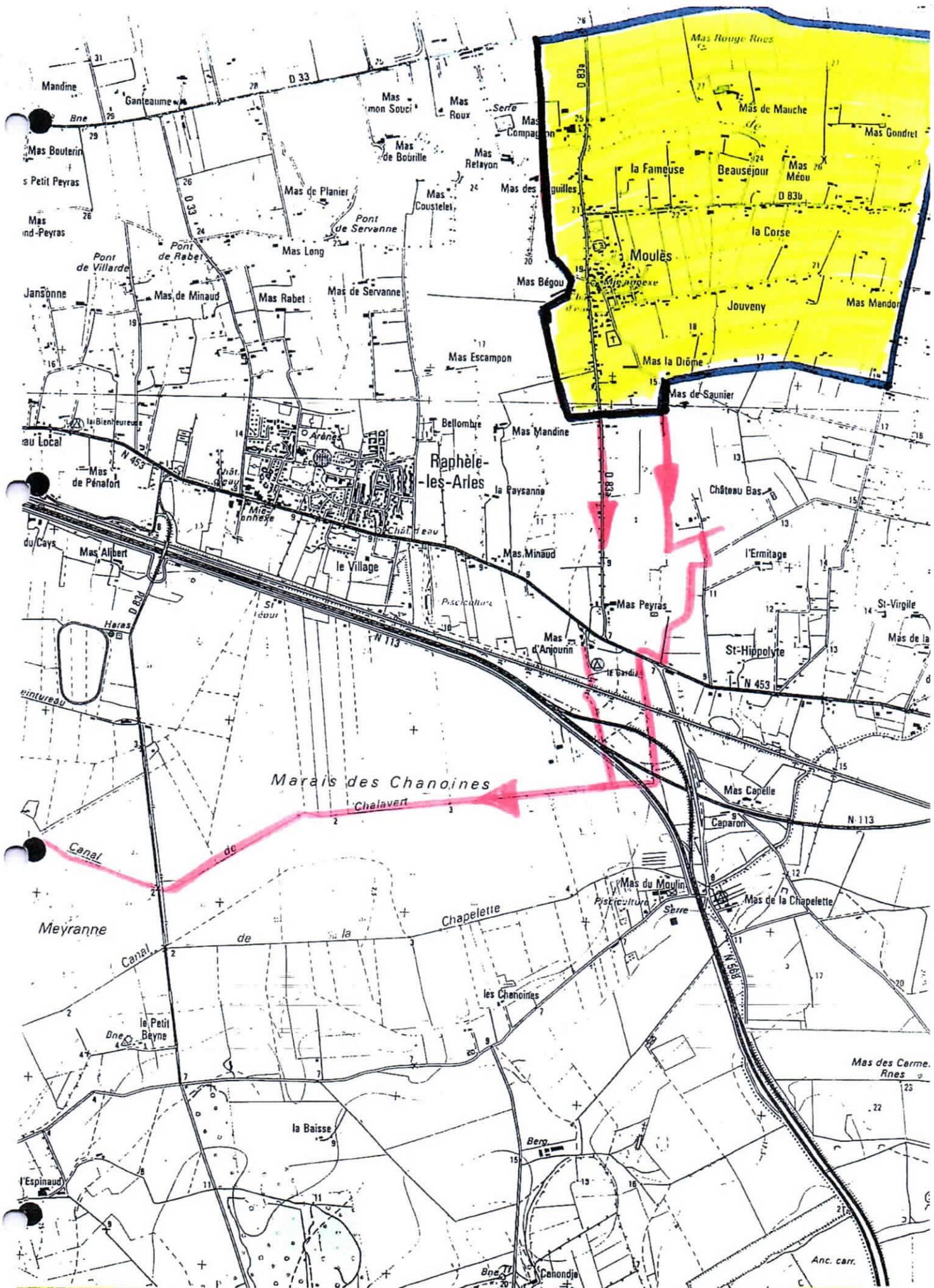
Deux exutoires principaux assainissent Moulès. A l'Ouest, les fossés de la RN 83 a, à l'Est le fossé de Mandon. Le réseau urbain se perd parfois au milieu des canaux d'irrigation qui traversent, dans certains cas, des propriétés.

Les 2 réseaux étudiés présentent les caractéristiques suivantes

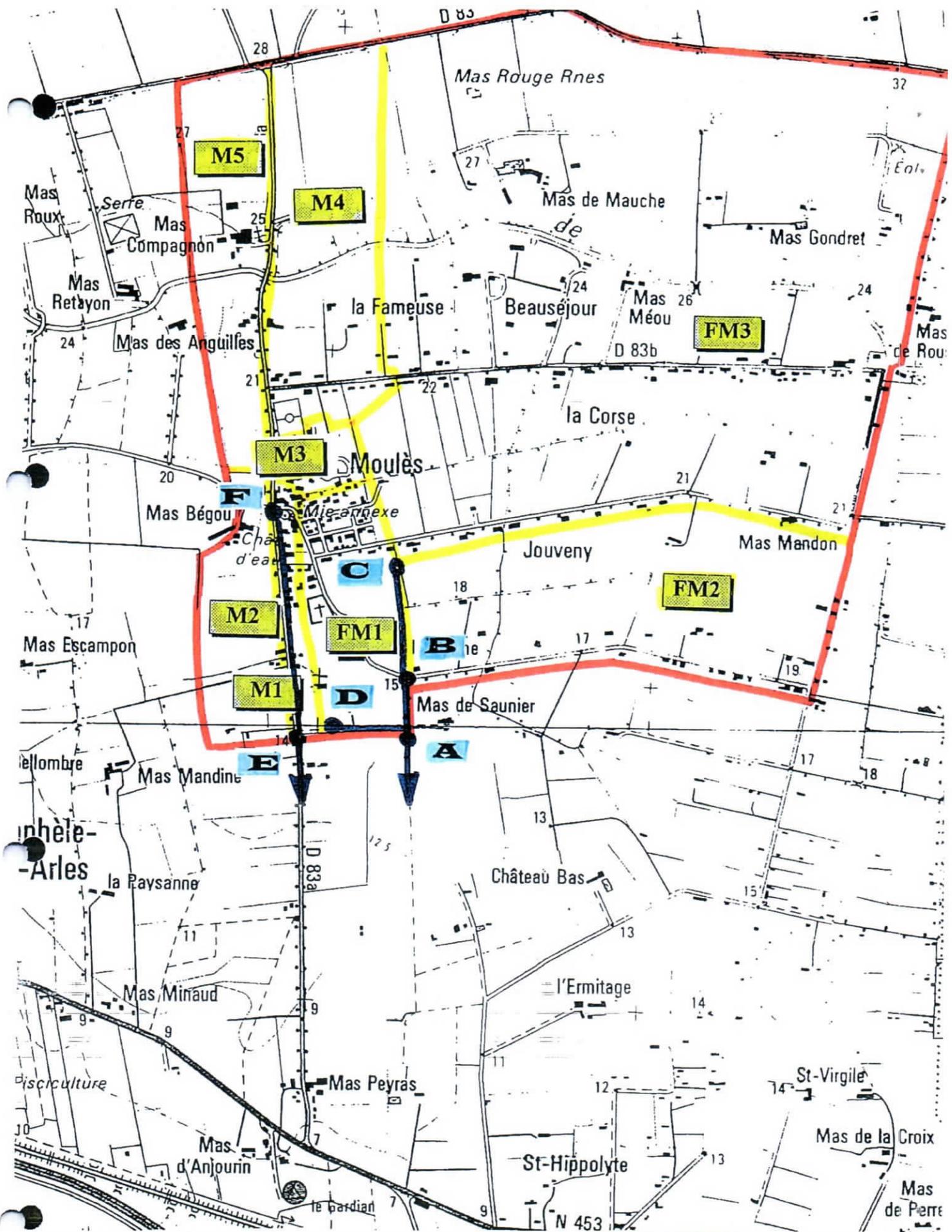
A l'Est            5 sous bassins représentant    88 ha dont    62 en zone agricole  
A l'Ouest        3 sous bassins représentant    345 ha<sup>(\*)</sup>, dont 320 en zone agricole  
<sup>(\*)</sup> surface très importante compte tenu de l'étalement au Nord des zones agricoles assainies par le fossé de Mandon,

L'extension du Plan d'Occupation des Sols prévoit l'urbanisation de 3 ha à l'Est et 4 ha à l'Ouest.

Les calculs du Schéma Directeur ne prendront pas en compte les débits générés par l'irrigation des zones agricoles ; il est supposé que lors d'une pluie décennale les prises d'eau sur le Craonne sont fermées.



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : C/ MOULES**

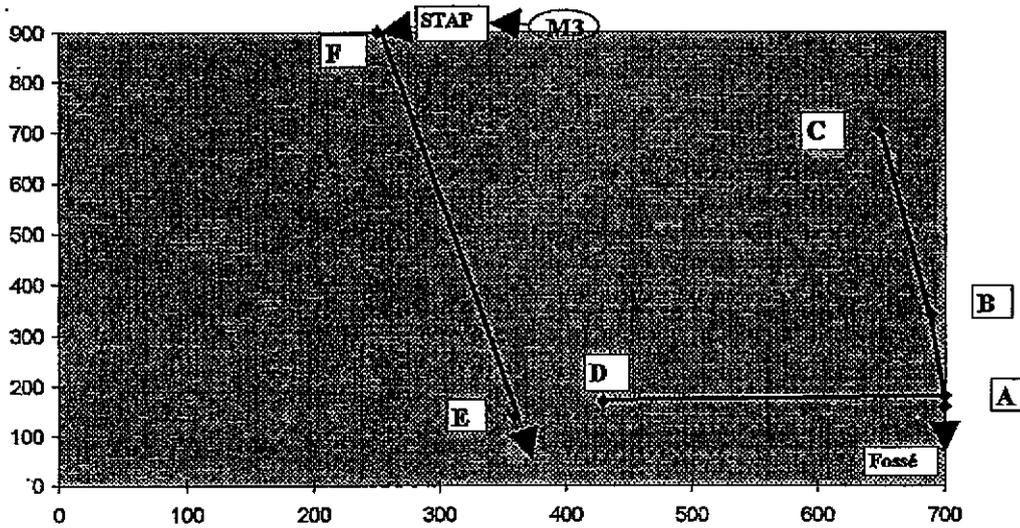


**PLAN DE REPERAGE : C/ MOULES**

- Sous bassins versants
- Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSINS MOULES



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - A	700	180	13.10	14.30	Fossé Mandon	FM1c
2 - B	690	340	13.85	15.05	Fossé Mandon	FM1b+FM2
3 - C	650	700	16.80	18.00	Fossé Mandon	FM3
4 - D	430	170	13.20	14.00	Fossé	1/2M1 + FM1a
5 - E	360	140	13.00	14.00	Fossé RD83a	M2+1/2M1
6 - F	250	950	18.00	19.00	Fossé RD83a	M5+M3+M4
7 - Fossé	700	160	13.00	14.20	Fossé Mandon	

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 -A/B	160.5
2 -B/C	365
3 -A/D	270.5
4 -E/F	820
5 -Fossé/A	20

CONDITION AVAL : CHALAVERT

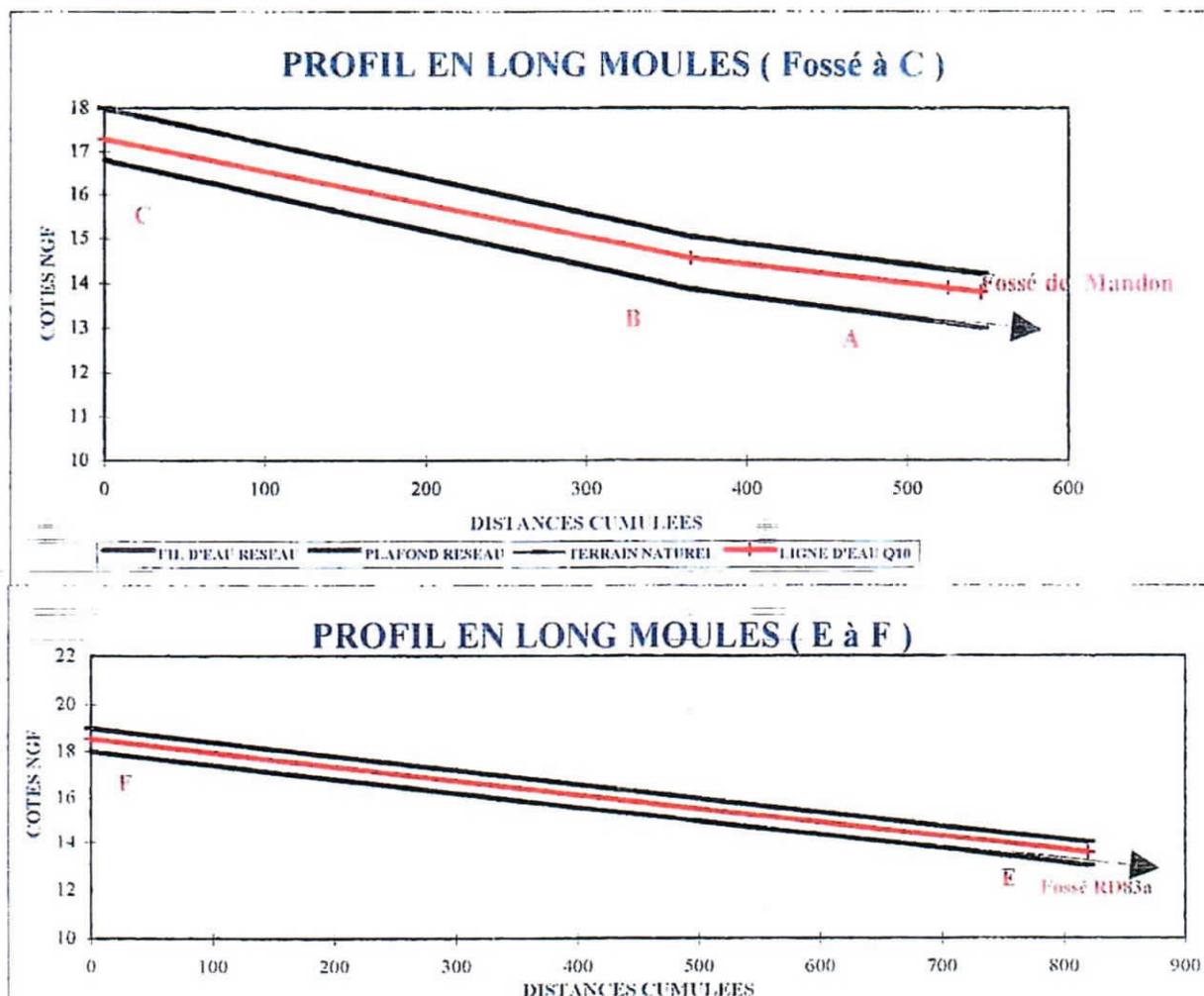
## RESULTATS : BASSINS MOULES ( FM1 A M5 ) ( Q<sub>10</sub> sans condition aval )

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	Hauteur d'eau amont	Vitesse maxi	PENTE
1	A/B	FosséMandon	2.307	EL	70	1.47	0.00467
2	B/C	FosséMandon	1.558	EL	49	1.57	0.00808
3	A/D	Fossé0.5x2x1	0.703	D	110	0.56	0.00037
4	E/F	FosséRD83a	0.633	EL	56	0.0061	
5	A/FOSSE	FosséMandon	2.984	EL	79	1.62	0.005

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°7 Arles 10 ans 1200 ha ( 11 H 16 MN )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



# BASSINS VERSANTS PROJETES AU P.O.S.

## BASSINS MOULES

EXUTOIRE : FOSSES RD 83a ET FOSSE MANDON

SOUS BASSINS		Surfaces ha	Longueurs ml	Pentes mm/m	Coeff.Inp.	Noeud aval	Observations Q <sub>10</sub>
RD 83a NORD OUEST	M5a	1	110	7	0.5	F	0.075 Projet
	M5b	21	1200	7	0.1	F	0.182
RD 83a NORD EST	M4a	1.8	280	7	0.5	F	0.127 Projet
	M4b	38.2	1100	7	0.1	F	0.342
MOULES SUD EST	FM1b1	1.9	400	7	0.5	B	0.128 Projet
	FM1b2	4.72	400	7	0.1	B	0.052
LA CORSE	FM3a	2	800	7	0.5	C	0.121 Projet
	FM3b	230	2500	5.6	0.1	C	1.545

### RESULTATS : BASSINS MOULES ( FM1 A M5 ) ( Q<sub>10</sub> Horizon P.O.S. )

N°TRONÇON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	H d'eau amont	V maxi	PENTE
1	A/B	FosséMandon	2.466	EL	73	1.5	0.00467
2	B/C	FosséMandon	1.649	EL	51	1.6	0.00808
3	A/D	Fossé0.5x2x1	0.703	D	110	0.56	0.00037
4	E/F	FosséRD83a	0.779	EL	63	1.2	0.0061
5	A/FOSSE	FosséMandon	3.175	EL	81	1.65	0.005

### ANALYSE DES RESULTATS

EXUTOIRE	Débit admissible	Q <sub>10</sub> actuel m³/s	Q <sub>50</sub> actuel m³/s	Q <sub>10</sub> P.O.S. m³/s	Observations / Réseau nécessaire
Fossé de Mandon	6.75	2.984	4.458	3.175	Exutoire capable dans tous les cas
Fossé RD83a	1.45	0.633	0.903	0.779	Exutoire capable dans tous les cas

## CONCLUSION

Les calculs montrent que, pour une pluie longue de 11 h 16 mn, le réseau actuel fonctionne :

à l'Est avec un débit décennal de 0,633 m<sup>3</sup>/s pour un débit admissible de 1,45 m<sup>3</sup>/s

à l'Ouest dans le fossé de Mandon avec un débit décennal de 2,307 m<sup>3</sup>/s pour un débit admissible de 6,75 m<sup>3</sup>/s.

Dans la réalité, on s'aperçoit que certains ouvrages sont obstrués et les fossés mal entretenus. De plus, pour éviter que le bassin agricole La Corse traverse les propriétés au droit du Chemin de Mandon, il est nécessaire de dévier le fossé en domaine public pour permettre le transit du débit décennal de 1,558 m<sup>3</sup>/s.

Pour satisfaire les conditions de l'horizon P.O.S., le fossé de Mandon peut absorber le débit décennal mais il est nécessaire de relier les bassins urbanisés vers cet exutoire.

On proposera donc les aménagements suivants :

Liaison extension Nord avec fossés RD 83a

Canalisation Ø 800 : 180 ml x 1.000 F = ..... 180.000 Frs

Recalibrage fossé RD 83 a : 4.000 ml x 50 F = ..... 200.000 Frs

Liaison fossé RD 83 a avec fossé Mandon

Canalisation Ø 800 : 120 ml x 1.000 F = ..... 120.000 Frs

Fossés 500 ml x 100 F = ..... 50.000 Frs

Déviations fossé chemin de Mandon

Canalisation 10 ml x 1.500 F = ..... 15.000 Frs

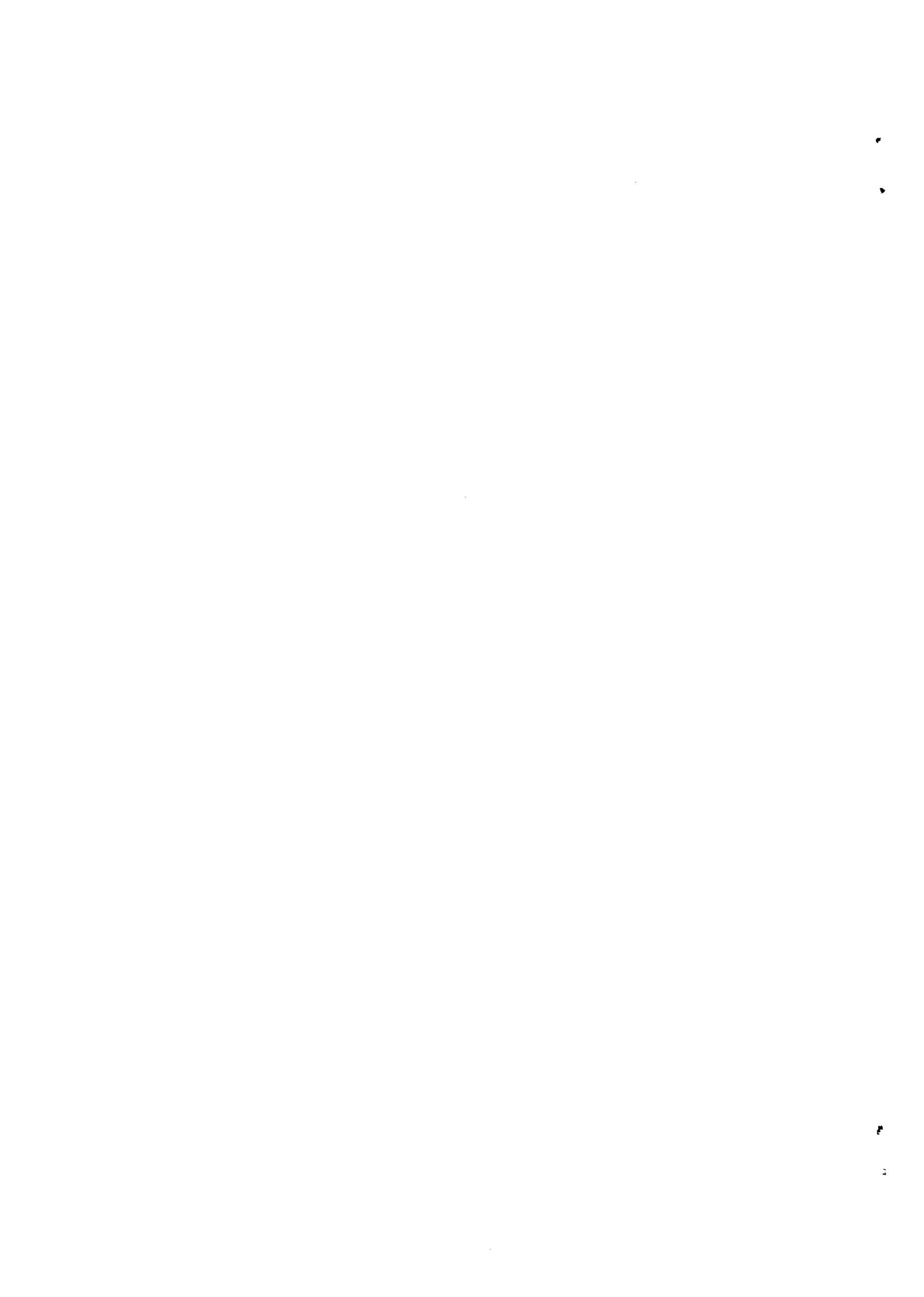
Fossé 300 ml x 200 F = ..... 60.000 Frs

Ces travaux comprennent 2 phases :

Travaux actuels..... 75.000 Frs

Horizon P.O.S. .... 550.000 Frs

**TOTAL..... 625.000 Frs**





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### D.- MAS THIBERT

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644. ARLES CEDEX

---

---

## BASSINS MAS THIBERT

---

---

### PRESENTATION

Mas Thibert est divisé physiquement en deux parties. La partie la plus importante du hameau, sise entre le canal du Vigueirat et le canal d'Arles à Bouc, représente un peu moins de 30 ha dont le tiers environ en zone agricole.

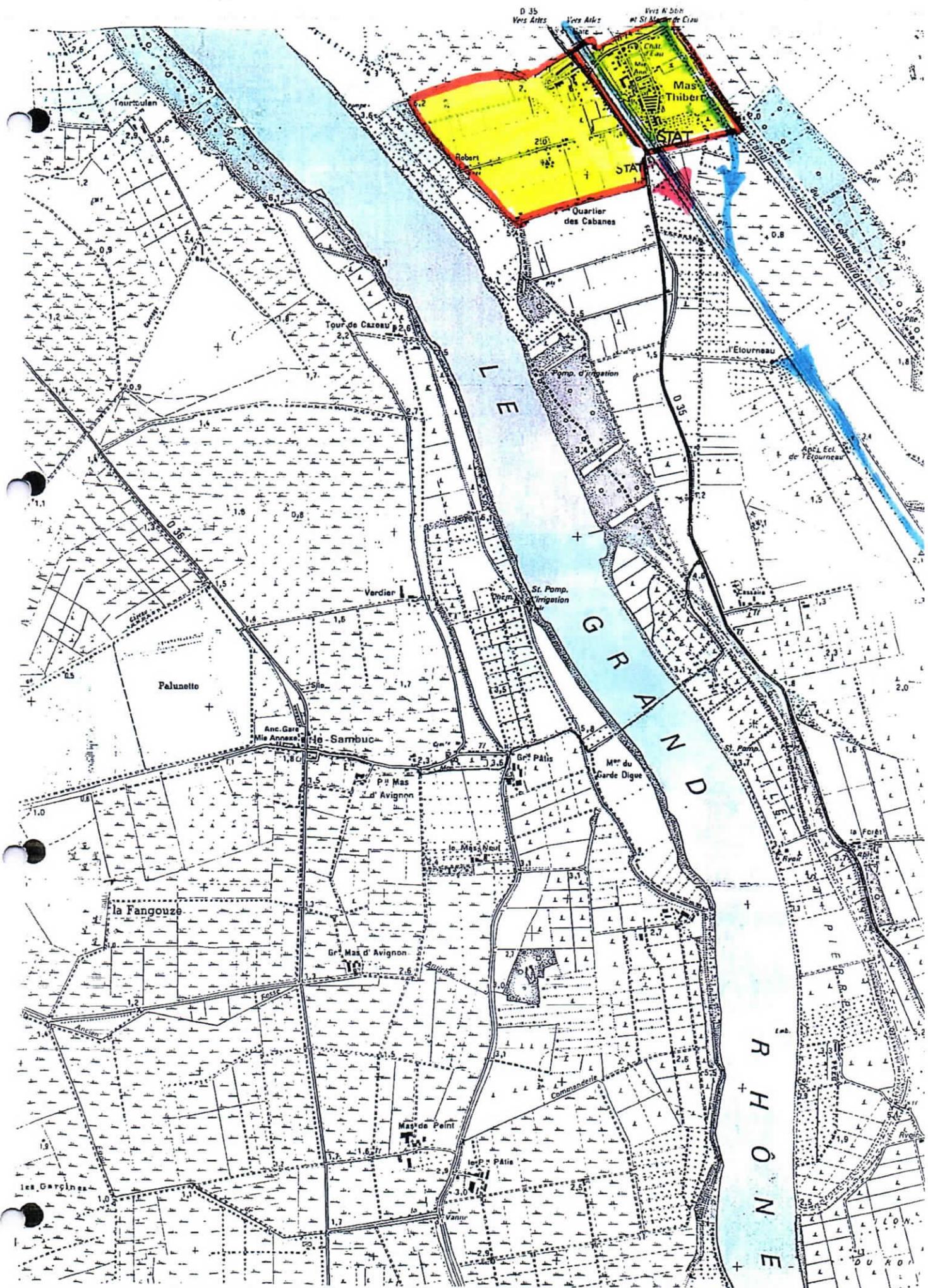
Ce bassin est assaini par un réseau de canalisations enterrées ainsi que des fossés convergents vers une station de relevage d'eaux pluviales. Cette station est équipée de 2 pompes de 350 m<sup>3</sup>/h de type Alta.

La rive droite de Mas Thibert est composée de zones agricoles irriguées par un pompage au Rhône et assainies par un collecteur aval qui déverse les eaux soit naturellement, soit par un pompage dans le canal d'Arles à Bouc. La station est équipée d'un groupe thermique Diésel 30 CV, débit 400 l/s.

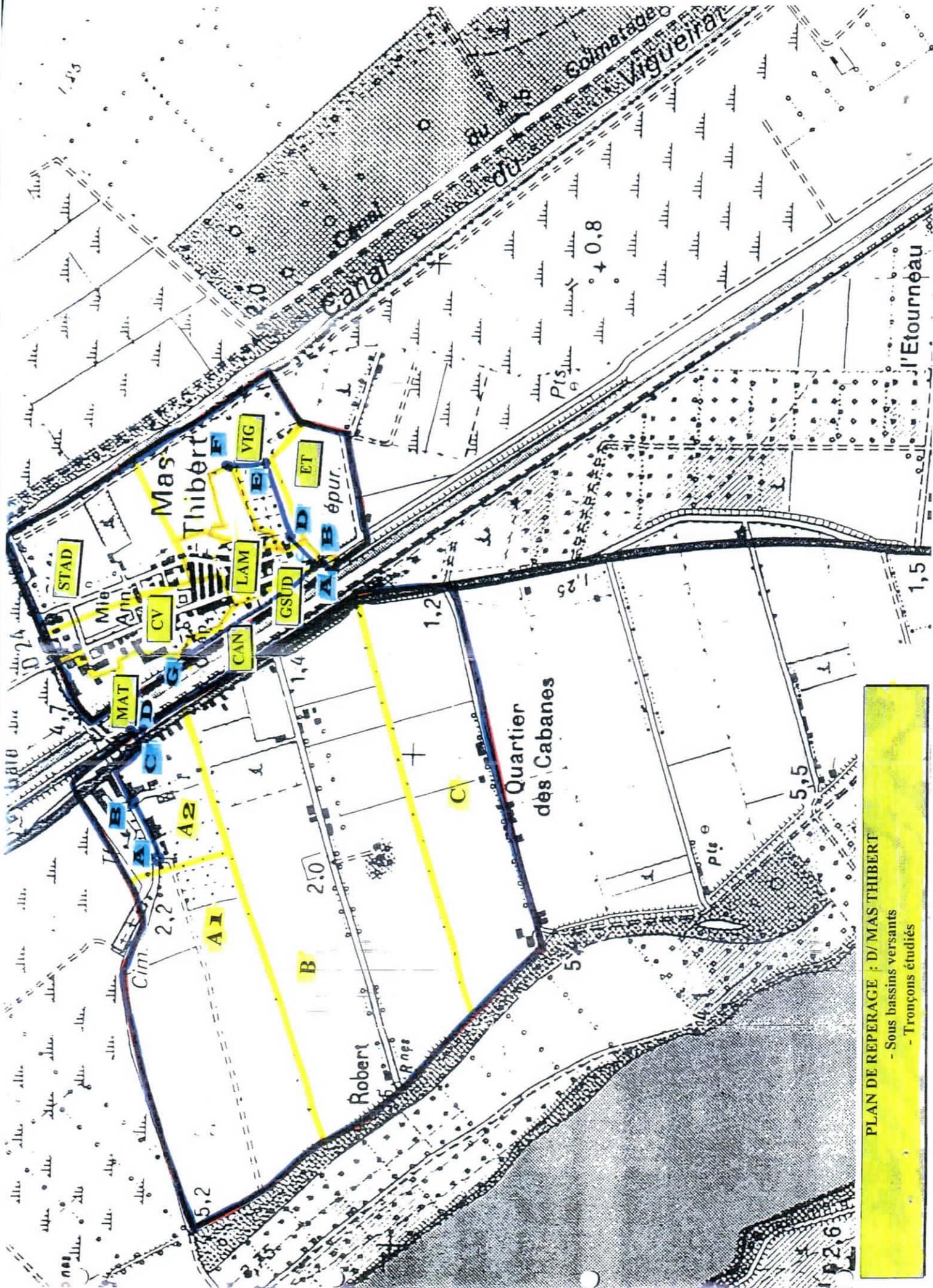
Le petit hameau, rive droite, représente environ 5 ha. Le périmètre pris en compte dans le schéma directeur concerne simplement la partie Nord des terres assainies par la station pour une superficie d'environ 80 ha.

Les fossés qui assainissent les zones urbanisées sont souvent obstrués par divers déchets.

L'étude prend en considération des fossés convenablement entretenus avec néanmoins une rugosité importante de 0,10 mètre.



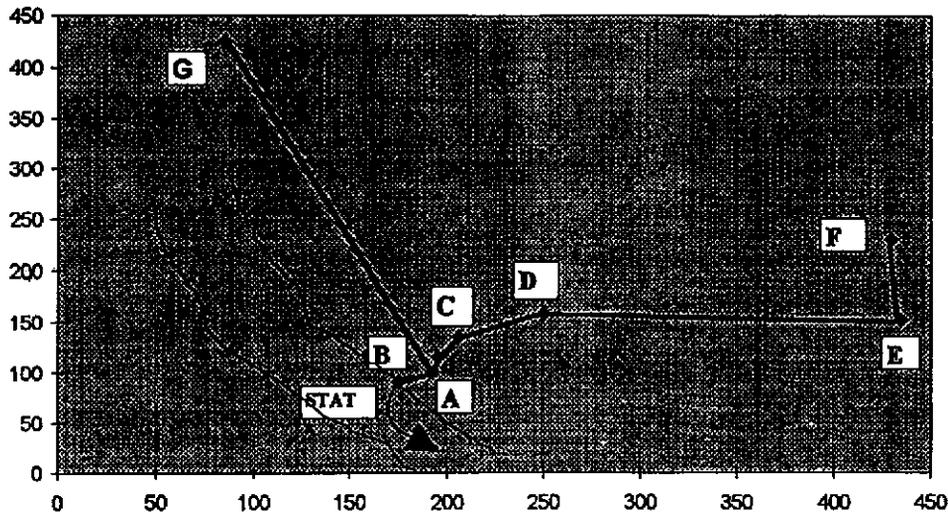
**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : D/ MAS THIBERT**



**PLAN DE REPERAGE : D/ MAS THIBERT**  
 - Sous bassins versants  
 - Tronçons étudiés



# REPRESENTATION HYDRAULIQUE BASSINS MAS THIBERT



## CARACTERISTIQUES DES NOEUDS

Noeuds	X m	Y m	Fil d'eau m	T.N. m	Réseau	Bassin injecté
1 - STAT	175	90	0.00		Fossé 1.2x4.5x2	
2 - A	192	100	0.05	1.80	Fossé 1.2x4.5x2	ET
3 - B	195	115	0.10	1.80	Ø 1000	CAN
4 - C	206	135	0.15	1.80	Ø 600	GSUD
5 - D	250	158	0.20	1.80	Ø 600	VIG
6 - E	435	152	0.30	1.30	Fossé 1x2x1	
7 - F	430	230	0.58	1.80	Fossé 1x2x1	LAM
8 - G	85	425	0.70	2.10	Ø 800	MAT+STAD+CV

## CARACTERISTIQUES DES TRONCONS

Troncons	Longueurs
1 -STAD/A	20
2 -A/B	15.5
3 -B/C	25
4 -C/D	50
5 -D/E	185.5
6 -E/F	78.5
7 -B/G	330

CONDITION AVAL : POMPAGE VERS ARLES A BOUC

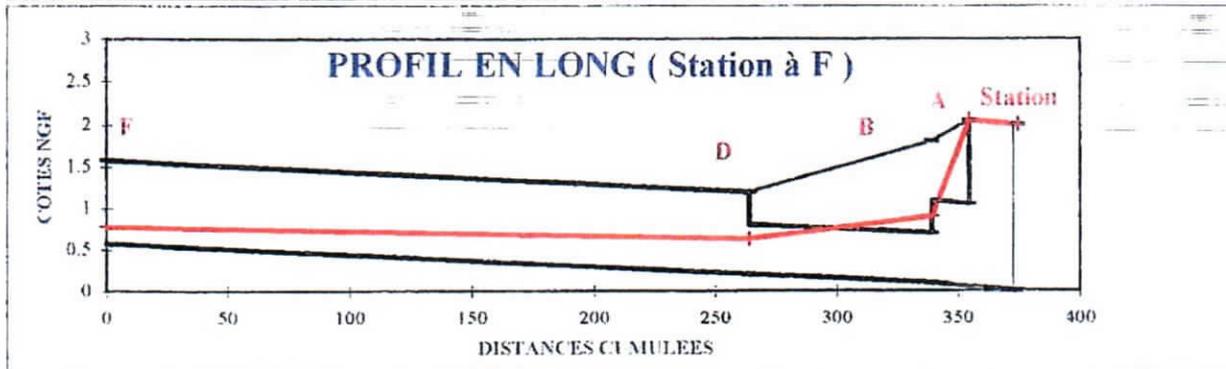
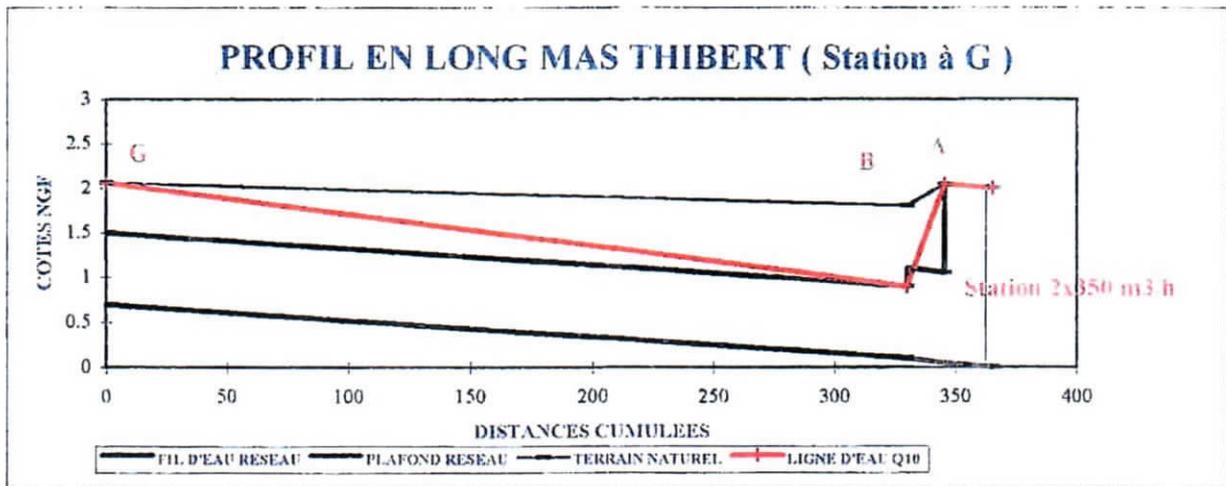
## RESULTATS : BASSINS MAS THIBERT ( STAD à CAN ) ( Q<sub>10</sub> sans condition aval )

N°TRONCON	NOM	RESEAU	DEBIT	Occupation canalisation	Hauteur d'eau amont	Vitesse max	PENTE
1	STAT/A	1.2x4.5x2	1.272		200	0.22	0.00001
2	A/B	DN1000	1.194	EL	80	1.86	0.00323
3	B/C	DN600	0.32	EC	62	1.14	0.002
4	C/D	DN600	0.149	EL	43	0.73	0.001
5	D/E	1x2x1	0.118	EL	34	0.3	0.00054
6	E/F	1x2x1	0.121	EL	20	0.56	0.00357
7	B/G	DN800	0.905	EC	180	1.81	0.00182

- EL = Ecoulement libre
- EC = Canalisation en charge
- D = Débordement
- Le débit acceptable correspond à une charge ne dépassant pas la hauteur du TN
- Au delà on déborde sur la chaussée

### CHOIX DE LA PLUIE : N°7 Arles 10 ans 50 ha ( 2 H 26 MN )

- Lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure : l'écoulement est libre
- Entre la génératrice et le TN la ligne d'eau représente la charge
- Au delà du TN la ligne d'eau n'est pas représentée



## CONCLUSION

La pluie décennale prise en compte sur Mas Thibert est une pluie courte, d'une durée de 2 h 47 mn, enveloppant les bassins versants.

Les résultats montrent, qu'en général, le réseau fonctionne pour le bassin rive gauche avec néanmoins le tronçon B G (Ø 800 le long du canal d'Arles à Bouc) saturé à l'amont.

Ce tronçon récupère trois bassins urbanisés importants : Stade Guigue, Centre Ville et Ecole Maternelle. Le débit admissible dans le tronçon B G est de 0,595 m<sup>3</sup>/s alors que le débit décennal est de 0,905 m<sup>3</sup>/s.

Si l'on dévie le bassin STAD vers le canal du Vigueirat pour revenir au Sud de Mas Thibert vers la station de pompage, on solutionne le problème sur le tronçon B G. La création d'un fossé permettra de mieux assainir le bassin Lamartine ou d'éventuelles extensions.

Fossé à créer	900 ml	x 200 F	=..... 180.000 Frs
Canalisations et ouvrages	100 ml	x 1.200 F	=..... 120.000 Frs

Si le réseau peut paraître convenable, la station existante capable d'absorber un débit de 190 l/s et insuffisante. Le débit décennal est de 1,272 m<sup>3</sup>/s.

L'aménagement de la station est nécessaire en réutilisant une partie du génie civil existant et en mettant en place 3 groupes moto-pompes de 425 l/s chacun.

Génie civil.....	50.000 Frs
Equipement électro-mécanique.....	450.000 Frs
<b>Total des travaux rive gauche en phase ①.....</b>	<b>800.000 Frs</b>

Les bassins étudiés en rive droite donnent les résultats suivants :

Zone A :  $Q_{10} = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $Q_{50} = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$

Bassins A1 =  $Q_{10} = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$   
 A2 =  $Q_{10} = 0,406 \text{ m}^3/\text{s}$

Tronçons	Réseau	Q admissible	$Q_{10}$	Observations
A B	400	0,100	0,137	fonctionnement en charge
B C	500	0,178	0,533	Ø 800 nécessaire
C D	600	0,288	0,526	Ø 800 nécessaire

Zone B :  $Q_{10} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $Q_{50} = 0,75 \text{ m}^3/\text{s}$

Réseau aval existant Ø 600, débit admissible égale à 0,288 m<sup>3</sup>/s satisfaisant.

Zone C :  $Q_{10} = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $Q_{50} = 0,58 \text{ m}^3/\text{s}$

Rejet dans le fossé contre le canal d'Arles à Bouc d'un débit capable de plus de 9 m<sup>3</sup>/s.

Il est nécessaire d'aménager le Hameau rive droite par la mise en place d'une canalisation Ø 800 reliée au contre fossé du canal sur une longueur de 120 ml (point B à D).

Coût des travaux  
 120 ml x 1.500 F = ..... 180.000 Frs

à prévoir en phase ① rive droite





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### E.- LE SAMBUC

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS SAMBUC

---

## PRESENTATION

Le bassin étudié ne prend en compte que des zones urbanisées ou urbanisables pour environ 22 ha.

Les zones agricoles sont assainies individuellement par des fossés qui retrouvent l'exutoire des zones urbaines au Nord dans le fossé Est de la RD 36 et à l'Ouest dans l'égout du Cazeau.

Ces fossés convergent vers le canal de Fumemorte qui se jette dans l'Etang du Vaccarès. La pente naturelle du terrain est inférieure à 2 ‰

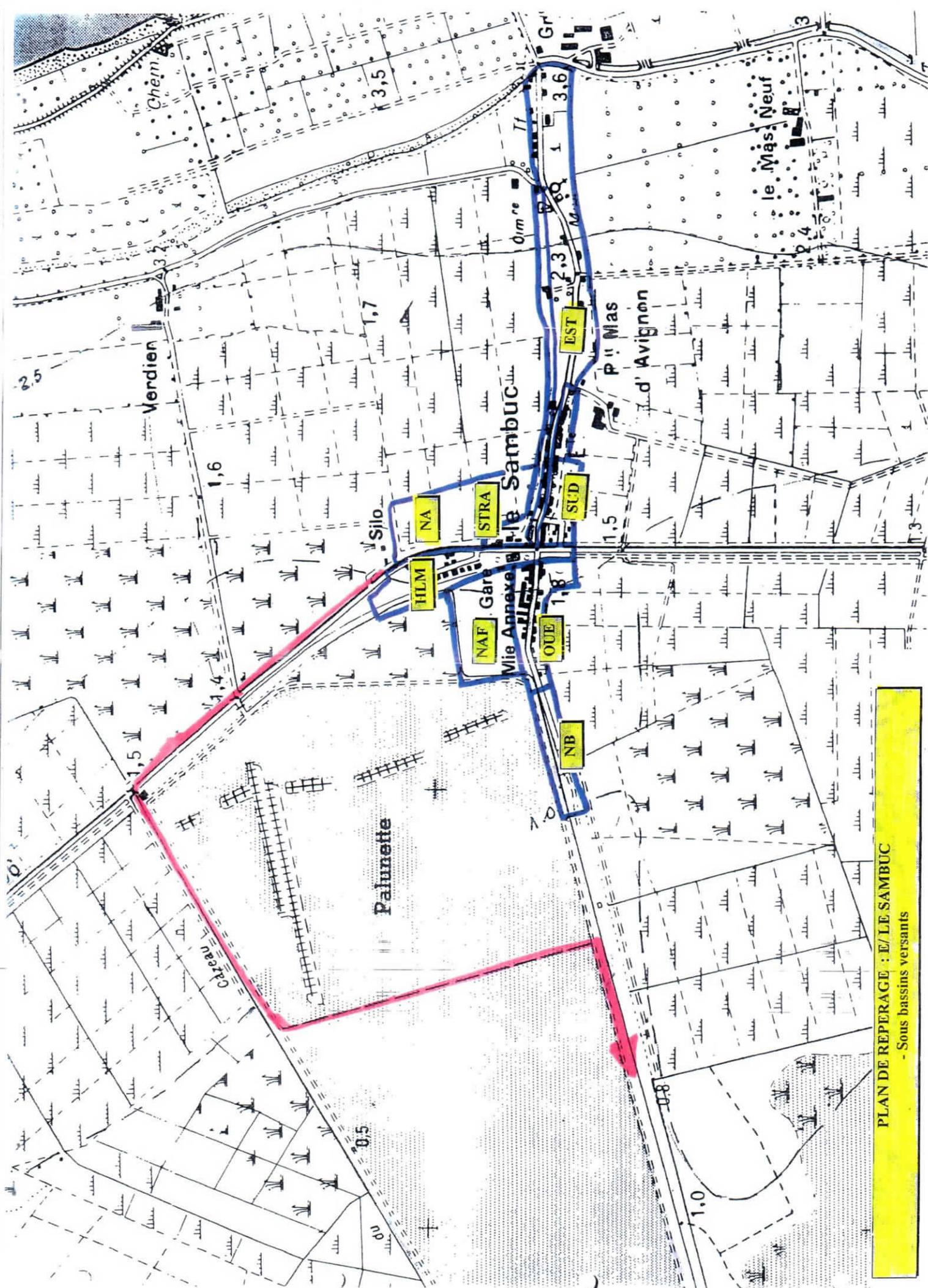
Le hameau s'étend d'Est en Ouest sur 1 km 600 de long alors qu'il ne représente qu'une bande d'une centaine de mètres du Nord au Sud.

L'Est de la RD 36 s'évacue vers le fossé Nord, l'Ouest s'évacue vers la décharge publique à l'extrémité Ouest du Hameau.

Il existe un réseau enterré de canalisations diamètre 500 et 400 mm à l'Est et beaucoup plus faible à l'Ouest (200, 250 et 500 mm).

Compte tenu des faibles pentes, les fossés font plus rétention qu'écoulement. Il est donc nécessaire d'avoir un réseau bien nettoyé pour pouvoir évacuer les débits pluviaux urbains, ce qui n'est pas toujours le cas.

Les zones NA et NAF prévues au Plan d'Occupation des Sols pourront s'évacuer directement vers les fossés exutoires sans perturber la zone déjà urbanisée.



**PLAN DE REPERAGE : E/ LE SAMBUC**  
 - Sous bassins versants



## CONCLUSION

Pour une pluie courte de 3 h 46 mn, de retour 10 ans, on obtient un débit cumulé des bassins Est, Sud, Estrambord, H.L.M., égal à 0,97 m<sup>3</sup>/s en l'état actuel et 1,26 m<sup>3</sup>/s à l'horizon P.O.S.

Le fossé Nord permet d'évacuer 12 m<sup>3</sup>/s avec une pente 1 mm/m.

Si on cumule les bassins Ouest, Stade et Zone NB, on obtient  $Q_{10} = 0,35$  m<sup>3</sup>/s ; le fossé Est permet d'évacuer 0,55 m<sup>3</sup>/s avec une pente de 1 mm/m.

Si la situation est convenable au niveau des exutoires, les bassins Est et Sud sont limites.

Le bassin Est a un débit capable de 0,218 m<sup>3</sup>/s ( $\varnothing$  500 à 3 ‰) pour un débit décennal de 0,39 m<sup>3</sup>/s,

Le bassin Sud a un débit capable de 0,121 m<sup>3</sup>/s pour un débit décennal de 0,140 m<sup>3</sup>/s.

Il est important de vérifier précisément les pentes du réseau existant. Néanmoins, on pourra s'affranchir à moindre coût de l'écart entre les débits admissibles et les débits nécessaires.

Un reprofilage des fossés est le seul aménagement à prévoir soit un coût de :

2.000 ml x 100 F ..... 200.000 Frs





VILLE D'ARLES

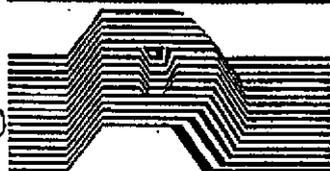
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

F. GIMEAUX

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

# BASSINS GIMEAUX

---

## PRESENTATION

Le hameau de Gimeaux se situe en milieu rural à 3 kms environ du tissu urbain de Trinquetaille.

L'assainissement se fait par l'intermédiaire de fossés se rejetant dans l'égout de Gimeaux situé à 1,5 km environ à l'Ouest du hameau.

Le bassin versant étudié est celui qui prend en compte le périmètre de l'Association Syndicale Autorisée de l'Egout des Avergues de Gimeaux qui s'étend au Sud Ouest depuis le Mas d'Alivon, au Nord jusqu'au Mas de Vert et à l'Est jusqu'à Trinquetaille.

On peut diviser ce bassin versant en deux zones bien distinctes puisque l'urbanisation du Quartier du Grand Gallègue avait fait l'objet d'une étude de la D.D.A.F. en 1976 qui avait abouti à la convention du 22 Octobre 1976 entre la Ville d'Arles et l'A.S.A. limitant le débit urbain dans l'égout de Gimeaux.

La première zone concerne donc les terres assainies par l'Egout de Gimeaux à l'amont du Pont de Justice représentant 900 hectares agricoles plus les débits urbains autorisés de la Z.A.C. du Grand Gallègue et partie du Vittier.

La deuxième zone comprend le hameau de Gimeaux, les 400 ha agricoles complétant le périmètre de l'A.S.A. et le secteur Sud de Trinquetaille (Avenue de Camargue).

Bien que la convention n'ait été passée que pour dix ans, nous garderons les mêmes hypothèses pour l'assainissement pluvial du hameau de Gimeaux à savoir que :  
l'égout de Gimeaux ne peut recevoir les eaux urbaines qu'au delà de la satisfaction des besoins agricoles.

Pour cela nous avons étudié le comportement de l'ouvrage en aval du bassin versant (Mas d'Alivon) en supposant qu'en ce point arrivait en même temps le débit de pointe de :

- la crue agricole quinquennale de l'ensemble du bassin versant soit 1.400 ha,
- la crue décennale urbaine de la Z.A.C. du Grand Gallègue,
- la crue décennale urbaine des quartiers Clos St Médier et Avenue de Camargue.

### Conclusion de l'étude D.D.A.F. de 1976

Débit admissible à l'aval du Pont de Justice = 5,4 m³/s

Ce débit a permis de définir en fonction de la crue agricole des 900 hectares dont le débit est égal à 1,7 m³/s le débit autorisé pour la crue décennale du quartier du Grand Gallègue soit 3,7 m³/s (voir la répartition dans l'étude du bassin n° 16 Gallègue / Vittier).

### Etude de l'égout à l'aval de Gimeaux

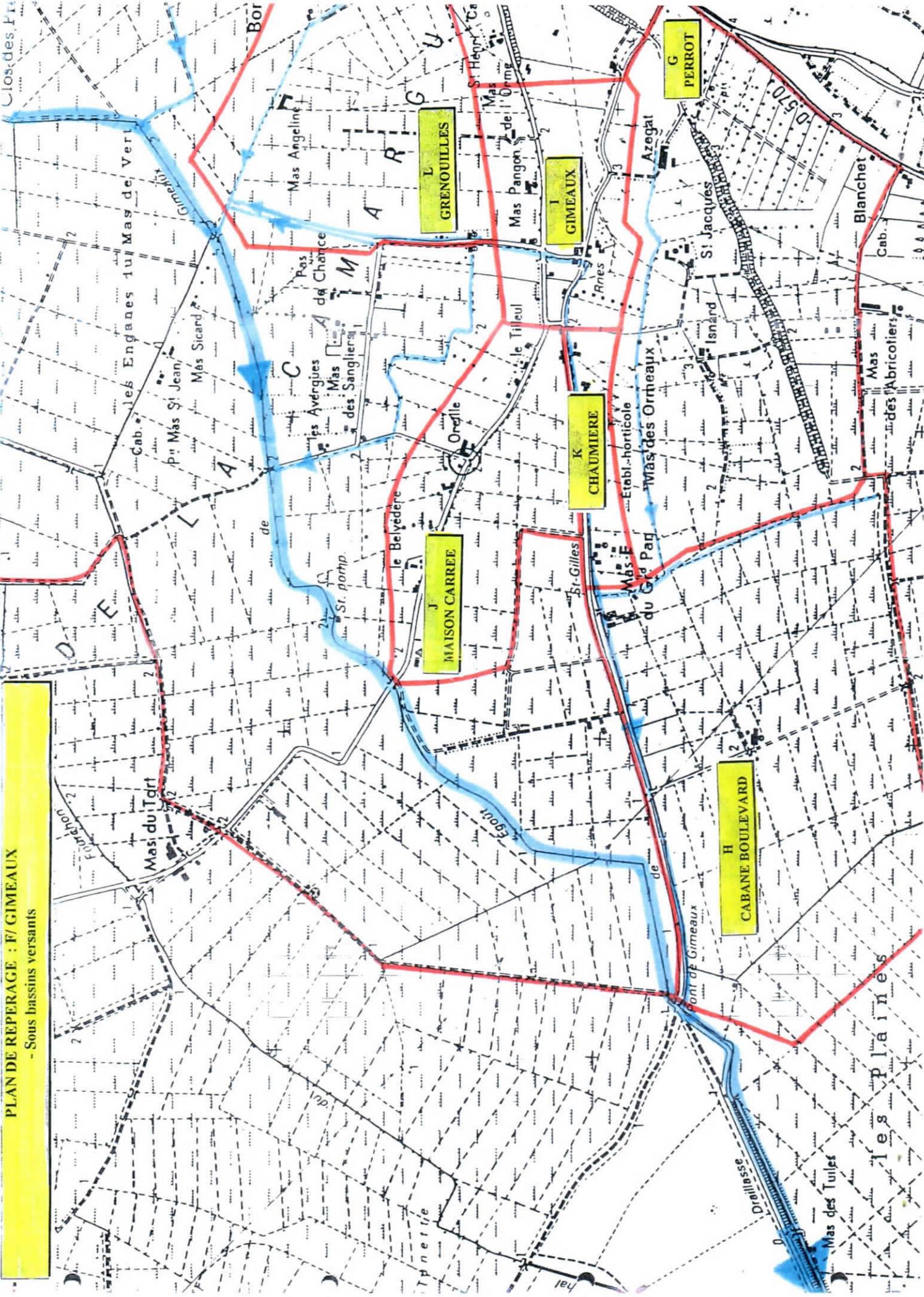
— Les caractéristiques de l'ouvrage au niveau du Mas d'Alivon sont les suivantes :

fil d'eau	=	- 1,05 m NGF
largeur de la base	=	5 m
talus	=	1/1
plus hautes eaux	=	+ 0,85 m NGF
pente	=	0,0002 m/m
débit admissible	=	<u>7,08 m³/s</u>

### Hypothèse de crues quinquennale agricole et décennale urbaine

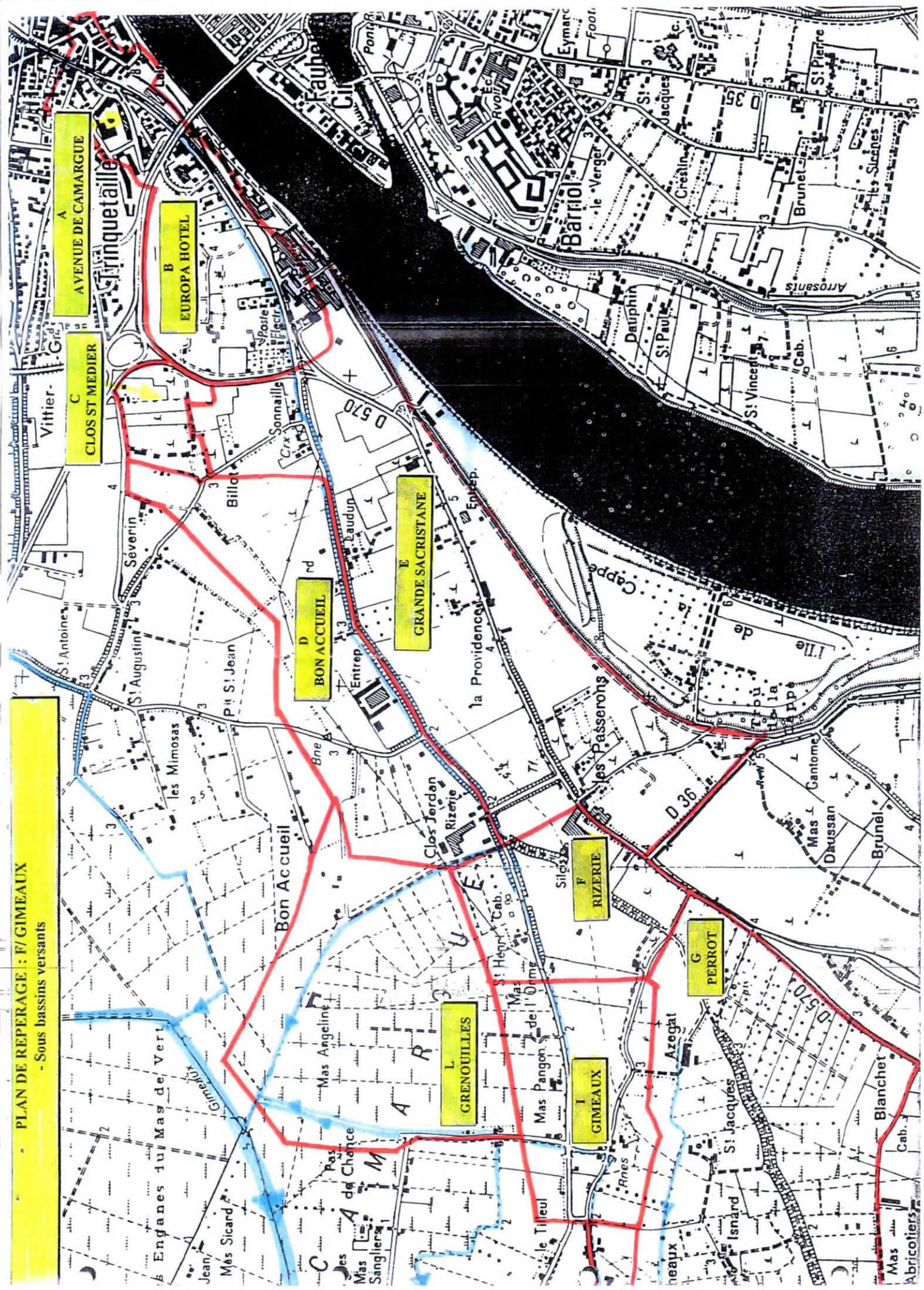
crue quinquennale agricole Nord	=	..... 1,7 m³/s (900 ha)
crue quinquennale agricole Sud	=	..... 0,75 m³/s (400 ha)
(suivant les mêmes hypothèses que l'étude D.D.A.F.)		
crue décennale Grand Gallègue	=	..... 3,7 m³/s
<b>TOTAL</b>	=	..... <b>6,15 m³/s</b>

d'ou le débit disponible pour la crue décennale urbaine Clos St Medier et Avenue de Camargue =  $7,08 - 6,15 = \underline{0,93 \text{ m}^3/\text{s}}$ .



**PLANE DE REPERAGE : F/ GIMEAUX**  
- Sous bassins versants

**PLAN DE REPERAGE : F/GIMEAUX**  
- Sous bassins versants



**A**  
AVENUE DE CAMARGUE

**B**  
EUROPA HOTEL

**C**  
CLOS ST MEDIER

**D**  
BON ACCUEIL

**E**  
GRANDE SACRISTANE

**F**  
RIZERIE

**G**  
PERROT

**L**  
GRENOUILLES

**I**  
GIMEAUX

## CONCLUSION

Résultats de la pluie de durée 5 heures 6 minutes sur les sous bassins A, B, C et I.

Dénomination		Surf. ha	Longueur m	Pente mm/m	Coeff. imp.	Bassin aval	Q <sub>10</sub>	Q <sub>50</sub>
Av. de Camargue	A	16	500	0,2	0,6	B	1,13	1,62
EUROPA Hôtel	B	30	800	0,2	0,2	E	0,40	0,57
Clos St MEDIER	C	8	300	0,2	0,7	E	0,82	1,18
Gimeaux	I	36	800	0,2	0,2	J	0,46	0,68

Résultats de la pluie quinquennale agricole sur les autres bassins

Dénomination		Surf. ha	Longueur m	Pente mm/m	Coeff. imp.	Bassin aval	Q <sub>5</sub>
BON ACCUEIL	D	52	1.800	0,2	0,15	L	0,098
Grande Sacristane	E	110	1.800	0,2	0,15	L	0,208
Rizerie	F	28	700	0,2	0,15	I	0,053
Perrot	G	112	2.000	0,2	0,15	H	0,212
Capane Boulevard	H	130	1.800	0,2	0,15	égout	0,246
Maison carrée	J	48	1.200	0,2	0,15	égout	0,091
Chaumière	K	13	800	0,2	0,15	H	0,025
Grenouilles	L	57	900	0,2	0,15	égout	0,108

Les fossés assainissant les bassins définis ci-dessus se rejettent dans l'égout de Gimeaux par trois cheminements :

1. le long du chemin rural n° 13 des Avergues de Gimeaux récupérant les sous bassins A, B, C, D, E et L jusqu'au Pont de Justice,
2. le long du chemin rural n° 8 de St Gilles à Artes récupérant les sous bassins F, I, J jusqu'au Pont de la Maison Carrée,
3. le long du chemin rural n° 16 dit draille de Palun longue récupérant les sous bassins G, H, K, jusqu'au Pont de Gimeaux.

**Capacité du cheminement n° 1****◆ Traversée giratoire des Saintes Maries de la Mer**

Réseau	Débit admissible m <sup>3</sup> /s	Débit de crue m <sup>3</sup> /s	Observations
Busage Ø 800	0,713	1,53	Fonctionnement avec une charge amont de 1,4 m dans un fossé de 2,5 m de hauteur côté Av. de Camargue et env. 2 m côté Centre de Formation et terrains rive droite du fossé. Risque de débordements sur ces terrains

**◆ Fossés le long de la voie communale n° 37 dit de Gimeaux (du Mas de Sonnailler à la Rizerie)**

Les fossés actuellement non entretenus sont bouchés au niveau des busages pour l'accès des riverains. Ils font rétention et inondent les parties basses en cas de pluie.

S'ils étaient entretenus, le débit admissible de part et d'autre de la chaussée serait compris entre 423 l/s et 710 l/s soit 1,133 m<sup>3</sup>/s pour un débit de crue des bassins A, B, C, D et D de 2,656 m<sup>3</sup>/s.

Si on considère que les débits urbains autorisés dans l'égout de Gimeaux doivent être inférieurs à 0,93 m<sup>3</sup>/s on considérera que la crue urbaine des bassins A, B et C est écrêtée par un bassin de rétention (volume calculé = 3.273 m<sup>3</sup> pour un débit de fuite de 0,93 m<sup>3</sup>/s). Les débits de crue devant transiter par les fossés le long de la voie communale n° 37 deviennent donc :  $0,93 + 0,306 = 1,236$  m<sup>3</sup>/s.

**◆ Fossés le long du chemin rural n° 13**

Réseau	Débit admissible m <sup>3</sup> /s	Débit de crue m <sup>3</sup> /s	Observations
Fossé 2 x 3,5 x 2	3,46	1,344	fossé capable

**Capacité du cheminement n° 2**

Les fossés dans Gimeaux sont obturés par les produits de faucardage au droit des ouvrages. Le fossé longeant le chemin rural n° 8 vers l'égout de Gimeaux a un profil irrégulier et il n'est pas entretenu.

Le débit de crue à transiter par ce cheminement correspond à l'assainissement des bassins F, I et J soit 0,604 m<sup>3</sup>/s

**Capacité du cheminement n° 3**

Le fossé longeant la draille de Palun longue jusqu'au pont de Gimeaux assainit les bassins H et K pour un débit de crue de 0,271 m³/s.

Ce fossé est surdimensionné par rapport aux crûes agricoles des bassins cités ci-dessus mais il récupère le "coup perdu" des eaux d'arrosage du canal de la Triquette en aval du Mas du Grand Pan.

L'ouvrage est bien entretenu, il a une capacité de 2,19 m³/s.

**CHIFFRAGE DES TRAVAUX A REALISER**

**Travaux d'urgence**

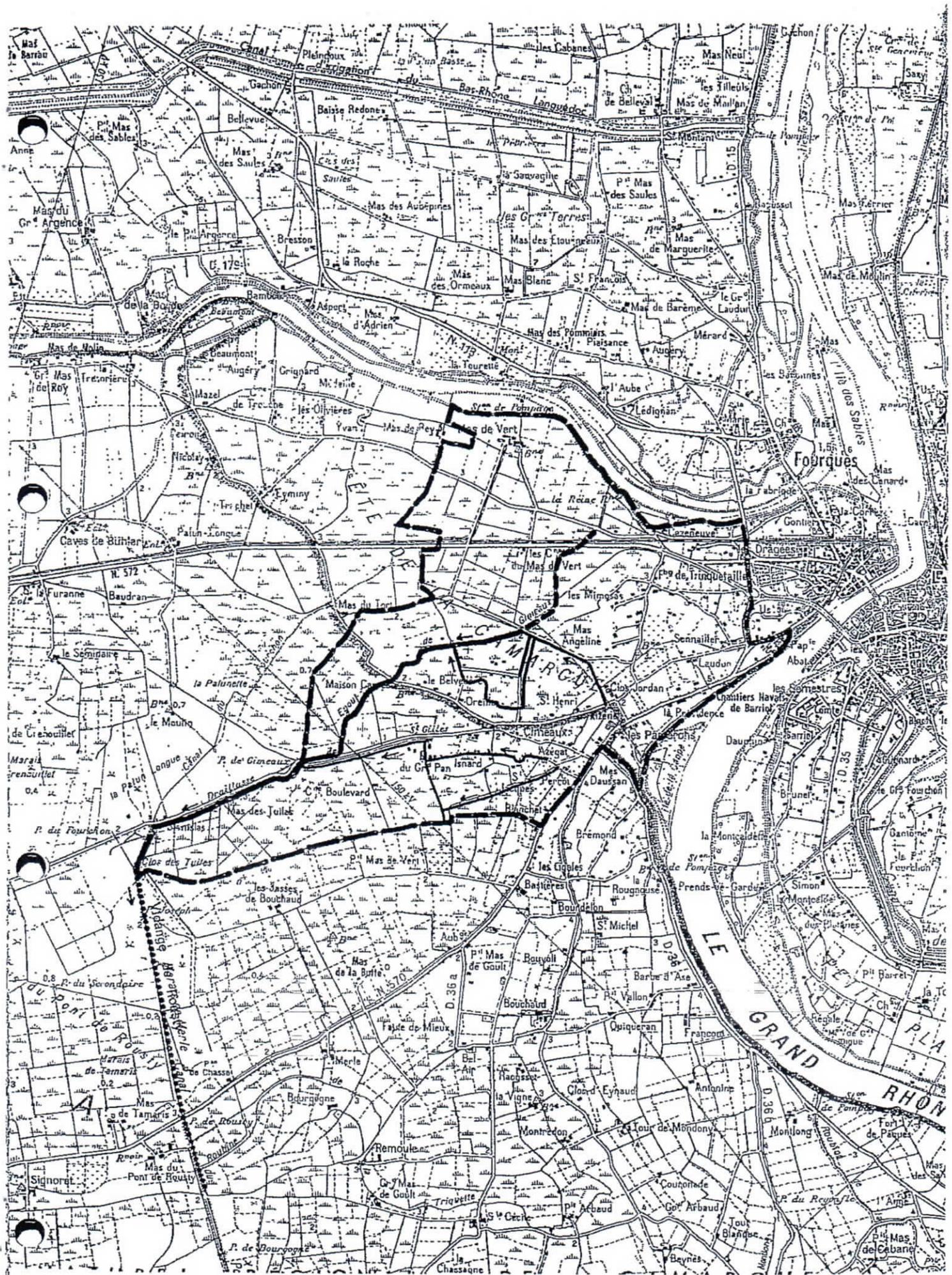
Reprofilage du fossé CR n° 8				
1.400 ml	x	100 F	=	140.000 Frs
Reprofilage du fossé voie communale n° 37				
1.600 ml	x	100 F	=	160.000 Frs
<b>TOTAL</b>				<b>300.000 Frs</b>

**Entretien**

Nettoyage fossés existants				
12 km	x	20 F/ml	=	240.000 Frs
<b>TOTAL</b>				<b>240.000 Frs</b>

**Prises en compte des zones urbaines (clos St MEDIER / Avenue de Camargue)**

Bassin de rétention et ouvrage de régulation du débit				400.000 Frs
Fossé de jonction et ouvrages divers				
500 ml	x	350 F/ml	=	150.000 Frs
<b>TOTAL</b>				<b>550.000 Frs</b>



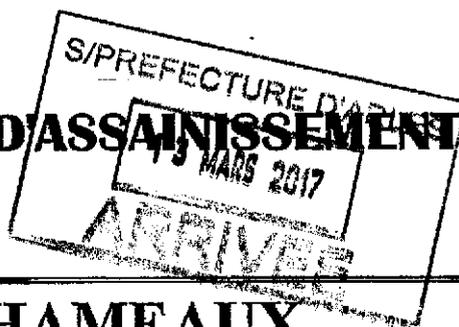
Echelle : 1/50.000    **—** canaux    **- - -** limites    **- · - · -** partie non syndicale    **—** canaux secondaires





VILLE D'ARLES

**SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

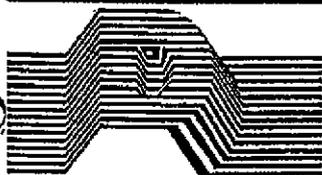


**II.- HAMEAUX**

**G. SALIERS**

- ⇒ PLAN DE SITUATION
- ⇒ PLAN DES BASSINS VERSANTS
- ⇒ REPRESENTATION HYDRAULIQUE DES BASSINS
- ⇒ RESULTATS
- ⇒ ANALYSE
- ⇒ ANNEXES.

**Septembre 1996**



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

---

## BASSINS SALIERS

---

### PRESENTATION

Situé à une dizaine de kilomètres d'Arles, le hameau de Saliers présente les mêmes caractéristiques que celui de Gimeaux :

- un petit noyau urbain d'une dizaine d'hectares,
- un périmètre agricole ceinturant le hameau englobant environ 350 hectares,
- un assainissement par des fossés d'écoulage convergeant vers les marais de Saliers,
- un niveau des voies et terrains construits compris entre 2 et 3 NGF,
- un exutoire commun avec Gimeaux ; la station de pompage d'Albaron.

Les bassins étudiés comprennent les zones urbanisées, les zones agricoles définies ci dessus, la zone NAF et le Camping Crin Blanc.

Les eaux pluviales sont recueillies après ruissellement par les fossés d'écoulage de Saliers pour la partie Est, par la roubine de Saliers pour le Centre et par l'égout de Saliers pour la partie Ouest.

Les fossés et la roubine sont récupérés par l'égout de Saliers qui traverse les marais pour se rejeter dans le canal d'Albaron à 400 mètres de la station de pompage.

L'égout de Saliers appartient à l'A.S.A. de l'égout de Saliers, membre de l'A.S.A. des vidanges de la Corrèze et Camargue Major. L'ouvrage principal est constitué d'un canal sensiblement à fond plat de longueur 5,9 kms. La station de pompage d'Albaron est équipée de 2 pompes de 4.000 l/s et de 4 pompes de 1.000 l/s et refoule les eaux directement au Petit Rhône.

Le débit du canal varie en fonction du débit de pompage de la station d'Albaron. La durée de pompage varie en fonction des conditions atmosphériques et des cultures. Elle est maximale pour les périodes pluvieuses (en général aux équinoxes), et pour l'assainissement des rizières (été).

Pour un débit de pompage de 12 m<sup>3</sup>/s à la station d'Albaron, la ligne d'eau dans le canal d'Albaron, au niveau du rejet de l'égout de Saliers, est à la côte - 0,50 NGF pour un fil d'eau du canal à la côte - 2,50 NGF.

Les terres des marais varient entre les côtes 0,2 NGF et 0,7 NGF.

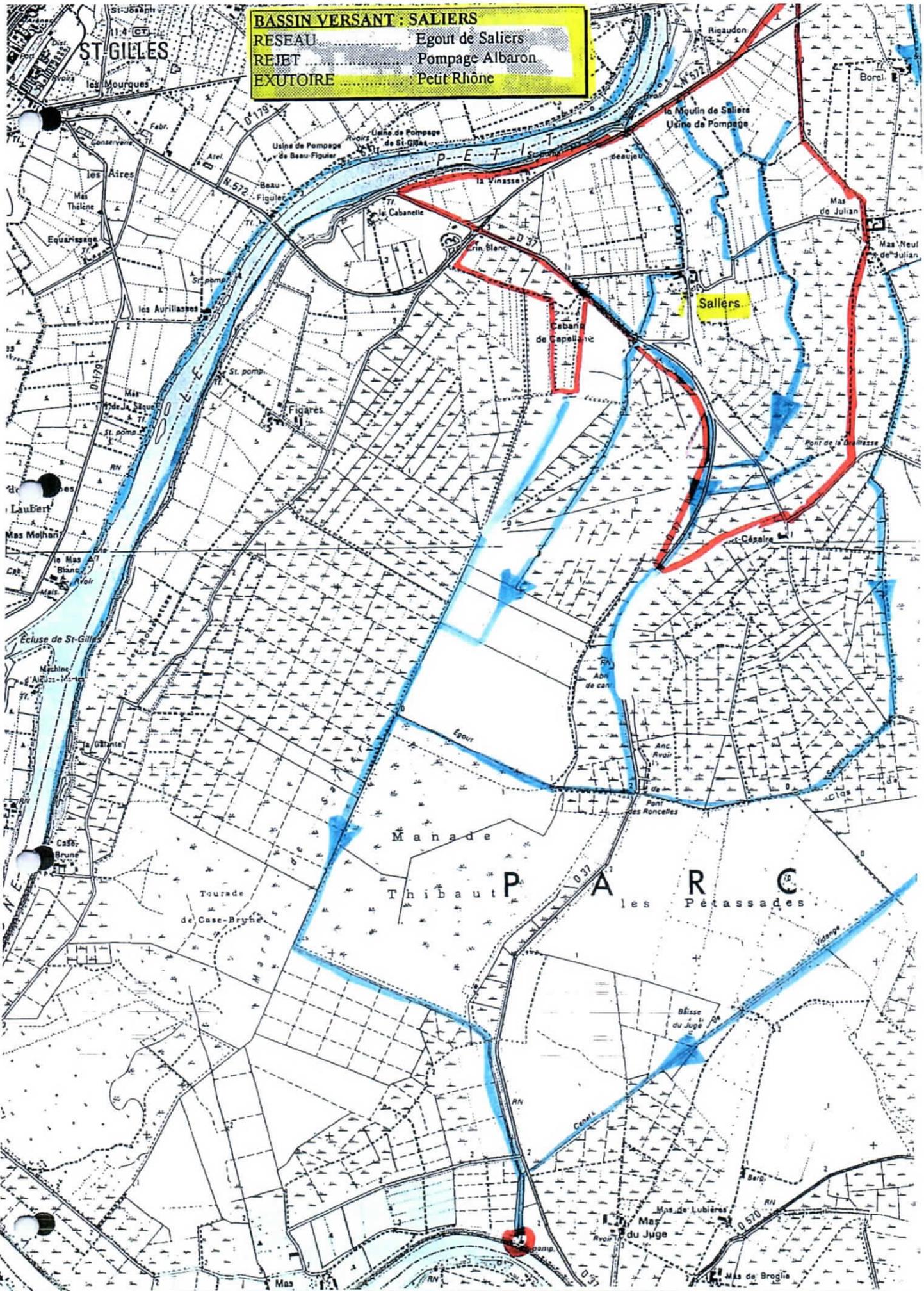
Comme pour Gimeaux, nous considérerons que l'égout de Saliers ne peut recevoir les eaux urbaines qu'au delà de la satisfaction des besoins agricoles.

Pour cela, on supposera la concomitance des deux événements suivants :

- ◆ crue quinquennale agricole de l'ensemble des bassins versants,
- ◆ crue décennale urbaine du hameau et des zones NAF.

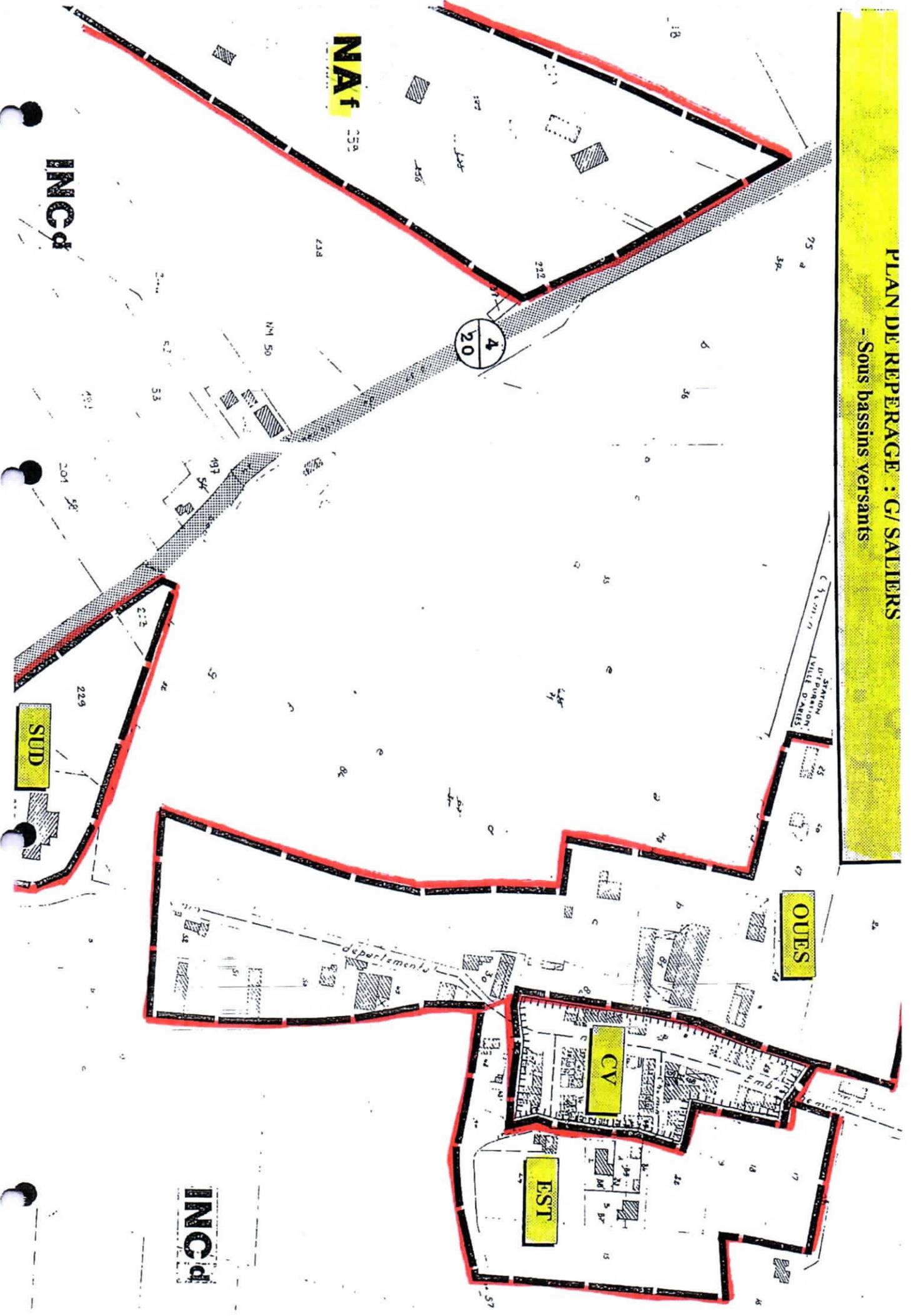
**BASSIN VERSANT : SALIERS**

RESEAU ..... Egoût de Salliers  
REJET ..... Pompage Albaron  
EXUTOIRE ..... Petit Rhône



**PLAN DE SITUATION BASSIN VERSANT : G/ SALIERS**

**PLAN DE REPERAGE : G/SAIPIERS**  
- Sous bassins versants



**INCd**

**NAF**

4  
20

**SUD**

**OUES**

**CV**

**EST**

**INCd**

SATION  
DIRECTION  
VILLE  
PLANES

département

NM 50

229

53

201

36

57

15

18

17

16

2

1

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

0

1

2

229

229

53

201

18

75

36

222

227

456

233

201

53

201

25

26

27

28

29

30

31

32

33

34

35

36

37

38

39

40

41

42

43

44

45

46

47

48

49

50

51

52

53

54

55

56

57

58

59

60

61

62

63

64

65

66

67

68

69

70

71

72

73

74

75

76

77

78

79

80

81

82

83

84

85

86

87

88

89

90

91

92

93

94

95

96

97

98

99

100



## CONCLUSION

Les bassins étudiés sont les suivants :

Dénomination		Surf. ha	Longueur m	Pente mm/m	Coeff. imp.	Bassin aval
Centre Ville	CV	1,3	180	2	0,9	Sud
Est	EST	2,6	250	2	0,4	Sud
Ouest	OUES	5,8	500	2	0,3	roubine
Sud	SUD	1,8	300	2	0,3	roubine
Zones agricoles Est	ZAES	230	3.000	2	0,1	fossés
Zones agricoles Ouest	ZAOU	100	1.500	2	0,1	égout
Crin Blanc	CRB	4,8	500	2	0,2	égout
Zone NAF	NAf	6	500	2	0,2	égout

Les résultats du bassin Crin Blanc sont issus de l'étude S.I.B. 1982, les débits ont été calculés selon les directives de l'instruction relative aux réseaux d'assainissement, objet de la circulaire n° 77.284.

Les résultats pour les autres bassins urbains seront issus en prenant en compte une pluie de 500 hectares (la pluie qui donne l'intensité maximale sur la surface des bassins considérés) de durée 7 heures 39 minutes.

Les résultats des bassins agricoles seront calculés avec la méthode rationnelle.

### Résultats des modélisations

BASSINS	Débits en m <sup>3</sup> /s			
	Q <sub>10</sub> seul	Q <sub>10</sub> cumulé	Q <sub>50</sub>	Q <sub>50</sub> cumulé
CV	0,25		0,36	
EST	0,19		0,27	
OUES	0,25		0,36	
SUD	0,09	0,52	0,13	0,74

### Résultats Crin Blanc et zones NAF, méthode superficielle :

BASSINS	Q <sub>10</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>50</sub> m <sup>3</sup> /s
CRB	0,2	0,29
NAf	0,25	0,36

### Résultats zones agricoles, méthode rationnelle

$$Q = 2,78 \text{ C.I.A.}$$

- avec I intensité de la pluie de durée Tc  
 Tc temps de concentration (temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre le point de rejet qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée).  
 C coefficient d'imperméabilisation = 0,1

Pour les zones agricoles Ouest :

Tc peut être donné par la formule de Passini

$$Tc = \alpha \frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{i}}$$

avec

$\alpha$	=	0,09
S	=	100 ha = 1 km <sup>2</sup>
L	=	1,5 km
i	=	0,002 m/m

$$\text{soit } Tc = 2,3 \text{ heures} = 138 \text{ mn.}$$

$$I \text{ mm/h} = a \cdot T^b$$

a et b donnés pour une période de retour 5 ans

a	=	354
b	=	-0,51

$$\text{soit } I = 29 \text{ mm/h}$$

$$\text{soit un débit quinquennal } Q_5 = 0,806 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour les zones agricoles Est

$$Tc = 3,8 \text{ heures} = 228 \text{ mn}$$

$$\Rightarrow I = 22 \text{ mm/h}$$

$$Q_5 = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

En conclusion, les débits évacués vers les marais des Salliers sont les suivants :

Egout Ouest	Q =	0,45 m <sup>3</sup> /s (CRB + NAF)
Roubine centre	Q =	1,576 m <sup>3</sup> /s (CV + EST + OUES + SUD + ZAOU)
Fossés Est	Q =	1,4 m <sup>3</sup> /s (ZAES)

Débit total à prendre en compte dans les marais depuis le hameau de Salliers

Q =	3,426 m <sup>3</sup> /s
-----	-------------------------

Lorsque le pompage à Albaron est maximal soit 12 m<sup>3</sup>/s, la ligne d'eau dans le canal est à la côte - 0,5 NGF.

Pour un débit dans l'égout de Salliers égal au débit maximal pluvial soit 3,426 m<sup>3</sup>/s la ligne d'eau à l'amont (Hameau de Salliers, soit à 5,9 kms du rejet dans le canal) est à la côte 0,79 NGF calculée suivant un profil de fossé ayant les caractéristiques suivantes :

Largueur	=	2 mètres
Côte fil d'eau	=	- 1 NGF
Fruit	=	1
K	=	33

Le niveau des voies et des terrains urbanisables calé à la côté + 2 NGF convient donc parfaitement si le pompage à Albaron est approprié pour évacuer les épisodes pluvieux de retour 10 ans pour les zones urbaines et 5 ans pour les zones agricoles.

#### PREVISION DE TRAVAUX

Seul un nettoyage et un reprofilage de fossé sera nécessaire.

Prévision pour 10 kms de fossé :

$$10.000 \text{ ml} \times 20 \text{ F} = \dots\dots\dots 200.000 \text{ Frs}$$





VILLE D'ARLES

**SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

**DOSSIER DE SYNTHESE**

**MEMOIRE EXPLICATIF**

**Septembre 1996**



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

# MEMOIRE EXPLICATIF

## 1 Préambule

---

Arles est la plus grande commune de France. Autrefois, son périmètre était encore plus important.

De tout temps, les habitants ont été confrontés aux problèmes hydrauliques et ont bâti des ouvrages de gestion des eaux : pour la navigation, pour se protéger des crues ou tout simplement pour assainir leurs terres.

Dès 1642, il est ordonné d'établir une carte chorographique des ouvrages d'assèchement des marais d'Arles ainsi que le plan des canaux sur fond de carte des propriétés foncières créées depuis le XIIème siècle. Ces cartes seront complétées et mises à jour jusqu'au XIXème siècle.

L'endiguement du Rhône et la crue de 1856 ont amené les Arlésiens à élaborer des études spécifiques à chaque ouvrage.

Le but du Schéma Directeur est de recenser les exutoires, leur capacité à recevoir des débits provenant d'une pluie hypothétique sur un périmètre urbain existant ou inscrit au Plan d'Occupation des Sols.

L'objectif de l'étude est également d'avoir un dossier complet reprenant les conclusions de toutes études antérieures ayant abouti à des conventions, des arrêtés préfectoraux ou simplement à des calculs imposant des seuils de rejet ou des interdictions.

Le projet comporte deux parties distinctes :

- l'agglomération dont la superficie des bassins étudiés dépasse les 1.000 ha,
- les hameaux dont la superficie des bassins étudiés approche les 1.200 ha.

Les hameaux étudiés sont les suivants :

- ▣ Pont de Crau,
- ▣ Raphèle,
- ▣ Moulès,
- ▣ Mas Thibert,
- ▣ Sambuc,
- ▣ Gimeaux,
- ▣ Saliers.

## 2.- Contraintes

### 2.1. Les exutoires

Arles compte 4 émissaires principaux qui drainent les eaux pluviales urbaines et agricoles jusqu'à la mer :

- le Rhône,
- le Petit Rhône,
- le canal d'Arles à Bouc,
- le Vaccarès.

Les eaux pluviales se jettent soit directement dans ces émissaires soit par l'intermédiaire de canaux de façon gravitaire, soit par pompage. Ce sont principalement les ouvrages suivants :

- la roubine du Roy
- le canal de Craponne,
- le canal de la Vallée des Baux,
- le canal de Vidange,
- la roubine de Flèche,
- l'égout de Gimeaux,
- le canal du Viage,
- la roubine de Chalavert,
- le canal de Fumemorte,
- l'égout de Saliers.

L'égout de Gimeaux et l'égout de Saliers sont relevés par la station de pompage d'Albaron.

Ces différents canaux servent également à l'assainissement des terres agricoles et récupèrent des "coups perdus" d'arrosage.

L'influence du niveau d'eau des émissaires principaux joue un rôle important sachant que lorsque le Rhône est en crue, les martelières du centre ville sont fermées.

Le débit dans le canal d'Arles à Bouc est réglementé par le Port Autonome de Marseille qui règle la barrière anti sel sur le canal à Fos sur Mer.

La création d'ouvrage de rejet est interdite dans le canal d'Arles à Bouc et les débits sont limités à l'amont (canal de la Vallée des Baux, Viage, etc...).

Des aménagements sont en cours, ou vont être réalisés, à l'aval des zones urbanisées pour améliorer, entretenir ou rétablir l'évacuation des débits autorisés. Ils ont fait l'objet d'étude et de chiffrage particuliers et ne font pas partie du présent Schéma Directeur.

Ce sont principalement les ouvrages suivants :

- reprise du siphon de Quenin,
- réseau pluvial Pont de Crau avec Marais de Beauchamp,
- rétention à l'aval de Moulès,
- déplacement fossé aval de Raphèle.

### 3.- Références

---

L'étude détaillée de chaque secteur fait référence aux études antérieures et tient compte de leurs conclusions.

Les principales études sont :

- C.T.G.R.E.F.       Etude hydraulique et hydrogéologiques des terres basses d'Arles (1979)
  
- D.D.A.F.             Etude hydraulique quartier du Grand Gallègue ; convention A.S.A. des Avergues de Gimeaux et Ville d'Arles du 22.10.1976
- Etude Zone NA de Pont de Crau (1989)
  
- BETEREM             Etude hydraulique Zone Industrielle Nord (1974)
  
- D.D.E.                 Schéma Directeur de Moulès
  
- S.I.B.                  Etude hydrologique du Quartier de la Corrèze (1987)
- Etudes préalables à l'aménagement des zones NA et NAE<sub>3</sub> de Fourchon (1985)
- Etude hydraulique du Camping Crin Blanc à Saliers (1982)
- Etude hydraulique P.A.G.R. (1992)
- Etude Pluvial Trébon (1994)

## 4.- Présentation du Schéma Directeur

### 4.1. Découpage

Le secteur "Agglomération" est découpé en 16 bassins versants ayant chacun un exutoire différent.

La surface de ces bassins varie de 12 ha à 144 ha pour un total général de 1.025 ha.

Chaque bassin est divisé en sous bassins en fonction de l'imperméabilisation, des pentes et du réseau existant.

Chaque hameau représente un bassin principal. Ce sont :

- Pont de Crau,
- Raphèle,
- Moulès,
- Mas Thibert,
- Sambuc,
- Gimeaux,
- Saliers.

Les hameaux sont généralement entourés de terres agricoles dont l'assainissement est commun avec l'assainissement des zones urbanisées.

Les surfaces des bassins vont de 22 ha jusqu'à 433 ha et, si on considère Gimeaux dans son ensemble la surface du bassin représente 1.400 ha.

Chaque hameau est également découpé en sous bassins.

Le Schéma Directeur donne des résultats sur près de 250 sous bassins pour lesquels on a les caractéristiques et les débits pour des pluies décennales et cinquantennaires.

## 4.2. Choix des hypothèses

Pour chaque bassin, la pluie cinquantenaire sera calculée mais la modélisation des tronçons de réseau sera faite avec une pluie de retour 10 ans.

Cette probabilité d'occurrence, associée à la pluie de projet, permet de définir la stratégie à adopter, en matière de risque, par le Maître d'Ouvrage. Généralement, la pluie de retour 10 ans est le meilleur compromis entre le préjudice économique et moral d'un débordement et l'investissement que représente la mise en place d'équipements pluviaux visant à l'interdire.

La pluie de projet sera déterminée d'après le traitement des données d'Arles, effectuées par le CEMAGREF en 1983, en retenant pour la loi de Montana :

$$i \quad (mm/mn) = a \times t^b \quad (mn)$$

$i$  = intensité maximale de la pluie de durée  $t$  pour une pluie inférieure à 4 heures :

$$\begin{aligned} a &= 7,74 \\ b &= -0,62 \end{aligned}$$

pour une pluie supérieure à 4 heures :

$$\begin{aligned} a &= 14,10 \\ b &= -0,73 \end{aligned}$$

A partir de ces coefficients, on obtient, pour une pluie de retour 10 ans, une hauteur d'eau maximale en 24 heures :

$$H = 95,9 \text{ mm}$$

Pour une pluie de retour 50 ans, avec les coefficients  $a = 13,69$  et  $b = -0,66$ , on obtient une hauteur maximale en 24 heures :

$$H = 133,2 \text{ mm}$$

Chaque pluie de projet est associée à une surface et à une durée. Pour dimensionner un réseau, il est nécessaire de connaître l'intensité maximale de la pluie arrivant au point étudié.

On obtient cette intensité maximale en prenant une pluie dont la surface enveloppe le bassin versant étudié et qu'en tout point du bassin, il tombe la même quantité d'eau.

Pour la pluie de retour 10 ans étudiée, ci-dessus, on pourra obtenir les résultats suivants en fonction de la surface des bassins versants :

- pour une surface de ... 15 ha, une durée de..... 1 h 38 mn  
et une intensité maximale de .... 172 mm/h
- pour une surface de 1.200 ha une durée de ..... 11 h 16 mn  
et une intensité maximale de ..... 55 mm/h.

Ces résultats sont repris dans la rubrique "Pluies de projet sur Arles" qui donne les résultats et les hiétoigrammes de pluies de retour 10 ans et 50 ans.

### 4.3. Modélisation

Le logiciel CEDRE permet de rentrer toutes les données physiques d'un bassin versant y compris les caractéristiques du réseau existant. Il permet la création de nouvelles canalisations, cadres, fossés ou profils divers, et l'enregistrement.

Ce logiciel permet également de rentrer toutes les pluies de projet, définies ci dessus, et d'utiliser la pluie appropriée au bassin versant.

CEDRE optimise les résultats en prenant en compte le stockage des volumes générés par la pluie dans le réseau. Il donne, outre les débits dans chaque tronçon ou chaque bassin étudié, le pourcentage d'occupation de la canalisation pour l'intensité maximale de la pluie.

Pour l'analyse des résultats, nous considérerons trois possibilités d'écoulement dans le réseau :

1. lorsque la ligne d'eau ne dépasse pas la génératrice supérieure de la canalisation : l'écoulement est libre,
2. lorsque la ligne d'eau est comprise entre la génératrice supérieure et le terrain naturel : l'écoulement est en charge,
3. lorsque la ligne d'eau est plus haute que le terrain naturel : il y a débordement.

On considérera, pour les aménagements proposés, que le réseau en écoulement libre ou en charge est satisfaisant, on proposera une solution lorsque le réseau déborde.

Une représentation du profil en long étudié permet de visualiser les tronçons.

## 4 5.- Résultats - Analyses

### 4 5.1. Agglomération

Les résultats ne sont pas homogènes et il en ressort que certains secteurs sont moins bien assainis que d'autres. Si on considère les bassins Griffeuille / Monplaisir / Trébon et Z.I. Nord, il représentent moins de 40 % de la surface totale étudiée alors que les aménagements proposés représentent 92 % du coût total.

Ces quatre bassins, représentant les zones Nord et Nord Est de l'agglomération se sont en fait développés avant tout programme global d'assainissement urbain. Les zones d'habitats groupés de Griffeuille au Trébon se sont développées entre les barrières physiques du Vigueirat et de la voie ferrée.

Aucun exutoire supplémentaire n'a été créé et les zones urbanisées ont été raccordées aux ouvrages existants :

- siphon de Moullard,
- siphon de Quenin,
- siphon de la Flèche.

Au contraire, les zones Sud (Barriol), Ouest (Trinquetaille) et Sud Ouest (Fourchon) ont bénéficié des études réalisées à partir du début des années 70 qui ont été suivies d'aménagements permettant la gestion des débits pluviaux.

Les solutions proposées dans le Schéma Directeur impliquent le franchissement du Vigueirat pour éviter le renforcement, plus coûteux, du réseau de canalisations existant

La création d'un fossé, en rive gauche du Vigueirat, permet également de drainer des débits importants et d'éviter le conflit existant entre les zones urbaines Nord et les zones agricoles qui s'étendent jusque sur la Commune de Tarascon.

Le développement de la Zone Industrielle Nord et de son prolongement par le Parc d'Activité du Grand Rhône génèrent également des débits importants : env. 9,5 m<sup>3</sup>/s.

Il n'est pas possible, compte tenu de la topographie du terrain, d'évacuer ces zones vers les canaux Est.

La seule solution est donc la rétention et le pompage vers le Rhône.

Le choix de la solution est important au regard de l'investissement et une étude approfondie est nécessaire pour optimiser les coûts.

Un phasage est proposé pour étaler les investissements dans le temps mais 50 % des aménagements restent prioritaires.

## 5.2. Les hameaux

Pont de Crau représente à lui seul 60 % du coût des investissements dont plus de la moitié en première phase.

On considère néanmoins que les aménagements prévus dans le cadre du Schéma d'Assainissement Pluvial de Moulès par la D.D.E. ont été engagés ou sont programmés.

Il demeure une première urgence pour régler le problème à l'aval de Moulès, le présent Schéma Directeur reprend la gestion des eaux pluviales du secteur urbain et des terrains agricoles qui y sont rattachés.

Le hameau de Raphèle nécessite la réalisation d'un réseau interne plus adapté à l'urbanisation d'où le coût important des investissements compte tenu des travaux à réaliser sous des chaussées existantes.

Mas Thibert est assaini par une station de pompage en rive gauche du canal d'Arles à Bouc.

Pour une protection contre un risque décennal, cette station n'est pas suffisante et son renforcement coûteux peut être optimisé, si on adapte le degré de protection aux risques encourus.

Sambuc et Salières n'ont pas de problème particulier si ce n'est un entretien ou un recalibrage des fossés d'assainissement qui sont directement rattachés à des marais avant de rejoindre leur exutoire.

Gimeaux est un cas particulier car il dépend directement d'une gestion des canaux agricoles ayant déjà fait l'objet de convention entre la Ville et les Associations pour limiter les débits urbains.

En effet, une augmentation des débits d'eaux pluviales dans les canaux implique l'élargissement des ouvrages et le renforcement de la station de pompage d'Albaron.

L'évacuation des eaux pluviales de Gimeaux est également liée aux secteurs du Grand Gallègue et du Vittier, d'une part, et à Trinquetaille Avenue de Camargue, d'autre part.

En règle générale, dans tous les hameaux un entretien des canaux, avec parfois un recalibrage, doit être périodique.

## 5-6.- Aspect qualitatif

Jusqu'à ce jour, l'ensemble des actions menées par la Ville d'Arles en matière d'assainissement se sont toujours limitées à l'aspect quantitatif de l'étude des ruissellements.

Cette situation n'est pas spécifique et les installations de traitement des eaux pluviales sont récentes et encore peu répandues.

Pour le département, on peut citer :

- l'autoroute A54 St Martin de Crau - Salon,
- la rocade L2 de Marseille,
- la Z.A.C. Saint André

Le présent schéma directeur avait pour objectif principal d'étudier l'aspect quantitatif pour résoudre et prévenir les problèmes d'inondations.

L'objet de ce chapitre est de livrer à la Ville et aux différents décideurs une première quantification du problème de pollution et les différentes solutions envisageables pour y remédier.

### 5-6.1. Quantification de la pollution des eaux pluviales

Aucune mesure de la pollution des eaux pluviales de la Ville n'a été réalisée. Nous nous appuyons donc dans la suite sur des données bibliographiques.

Deux types de pollution sont à prendre en compte

- les pollutions "propres" aux eaux pluviales (EP)
- les interconnexions avec les réseaux d'eaux usées (EU).

#### 5-6.1.1. Relation entre les réseaux EP et EU

Le réseau d'assainissement de la Ville d'Arles est de type séparatif ; cependant les différentes études menées sur le réseau EU ont montré l'existence d'interconnexions entre les deux réseaux.

## Déversements d' E.U. dans le réseau E.P.

Ces déversements sont quantitativement peut importants et existent dans deux cas :

- branchements directs au réseau EP par erreur ou à cause de difficultés techniques. On peut citer le cas de la rue Pierre Saxy à Monplaisir,
- zones d'assainissement individuel avec rejet direct, ou après passage dans une fosse septique, dans le réseau pluvial constitué de fossé en général :

Quartier du Clos de l'Isle,  
Hameaux de Sambuc, de Gimeaux...

Les pollutions correspondantes n'ont pas été quantifiées mais peuvent être estimées à plusieurs centaines d'équivalents habitants et causent des nuisances notamment en période estivale.

Le règlement de ces problèmes passera, après étude :

- ⇒ soit par le raccordement à un réseau collectif,
- ⇒ soit par la mise en place d'assainissements individuels correctement dimensionnés et entretenus.

A ce titre la loi sur l'Eau du 3/01/92 stipule que les Communes ont la charge de :

- définir après enquête publique les zones d'assainissements autonomes,
- contrôler les assainissements autonomes.

## Déversements d' E.P. dans le réseau E.U.

Il ne s'agit pas d'un apport polluant supplémentaire dans le réseau E.U. mais d'une surcharge hydraulique qui peut provoquer des déversements directs d'eaux usées dans le milieu récepteur.

Ces déversements directs sont observés :

- au niveau de 6 stations de relevage des eaux usées équipées de pompes d'écrépage rejetant les eaux en excès dans le réseaux pluvial,
- au niveau de la station de pompage de la Roquette où, pour soulager le collecteur aval, une partie des débits est déversée au Rhône.
- par le déversoir amont de la station d'épuration de la Montcalde.

Il s'agit d'eaux usées diluées mais la charge de pollution correspondante n'est pas négligeable compte tenu des volumes en jeu qui peuvent dépasser 20.000 m<sup>3</sup>/mois (Octobre 93).

Les recherches de branchements non conformes (gouttière, avaloir de chaussée,.. raccordés au réseau E.U) réalisées par la méthode de fumigation sur certains quartiers de la Ville d'Arles ont permis de mettre en évidence la plupart des défauts à l'origine des entrées d'eaux parasites de temps de pluie.

Parmi les "défauts" on compte :

- ⇒ La Clinique Jeanne d'Arc,
- ⇒ Les H.L.M. de Marseille (rue Morel)
- ⇒ Cité S.N.C.F. rue Semard,
- ⇒ de nombreuses grilles avaloirs de chaussée ou gouttières.

La surface active correspondante peut être estimée à environ 20 ha pour l'agglomération soit un volume annuel moyen d'environ 120.000 m<sup>3</sup>/an. Il apparaît donc indispensable que la Commune engage un programme de travaux de suppression des branchements publics non conformes et poursuive les actions de sensibilisation auprès des particuliers pour lesquels des branchements non conformes ont été recensés (exemple de l'action engagée pour le "collecteur Est" en 1993/94)

#### 6.1.2. Pollution des eaux pluviales

La pollution des eaux pluviales est due au lessivage de l'atmosphère mais également au lessivage des sols. Le dernier phénomène est prépondérant, les matières entraînées étant constituées :

- de sable,
- de matières organiques (excréments d'animaux, feuilles),
- des pollutions générées par les véhicules (hydrocarbures, plomb..)
- etc...

Le tableau suivant donne, en fonction de l'affectation d'un sol, les charges polluantes annuelles par hectare imperméabilité (références bibliographiques = thèse G. Chebo - Mars 1992 - Solides des rejets pluviaux urbains caractérisation et traitabilité).

N°	Type	MES	DCO	DBO5	HC	Plomb	Zinc	Phosphore	Azote
1	Résidentiel	600	235	39	4,1	0,6	0,02	0,4	5
2	Zone Indus.	50	235	39	4,1	2,2	3,5	0,9	1,9
3	Autoroute	700	820	136	14,35	2,1	5,25	0,4	1,9
4	Zone naturelle	7	0	0	0	0,01	0,01	0,06	2,1

*N.B. valeurs exprimées en kg/ha/an*

Appliquées à la seule agglomération, ces valeurs permettent de déterminer les flux annuels de pollution transportée par les eaux pluviales.

Bassin	Type N°	Surface (ha)	Coef. ruiss.moy.	S. active (ha)	MES kg/an	DCO kg/an	DBO5 kg/an	HC kg/an	Plomb kg/an	Zinc kg/an	Phos. kg/an	Azote kg/an
Centre ville	1	22,10	0,95	21,00	12597	4934	819	86	13	0	8	105
Réginel	1	15,12	0,95	14,36	8618	3376	560	59	9	0	6	72
Lamartine	1	35,72	0,85	30,36	18217	7135	1184	124	18	1	12	152
Chabourlet	1	76,76	0,72	55,27	33160	12988	2155	227	33	1	22	276
Craponne	1	12,51	0,85	10,63	6380	2499	415	44	6	0	4	53
Griffeuille	1	88,82	0,63	55,96	33574	13150	2182	229	34	1	22	280
Monplaisir	1	74,47	0,50	37,24	22341	8750	1452	153	22	1	15	186
Trébon	1	135,19	0,53	71,65	42990	16838	2794	294	43	1	29	358
ZI Nord	2	77,00	0,70	53,90	2695	12667	2102	221	119	189	49	102
PAGR	2	32,60	0,70	22,82	1141	5363	890	94	50	80	21	43
Barriol	1	24,30	0,64	15,55	9331	3655	607	64	9	0	6	78
ZI Sud Sem.	2	39,49	0,48	18,96	948	4454	739	78	42	66	17	36
ZI Sud Van G.	2	144,70	0,20	28,94	1447	6801	1129	119	64	101	26	55
Fourchon	2	34,07	0,52	17,72	886	4163	691	73	39	62	16	34
Aurélienne	2	43,33	0,23	9,97	498	2342	389	41	22	35	9	19
Trinquetaille	1	57,94	0,43	24,91	14949	5855	972	102	15	0	10	125
Gallègue/Vitt	1	111,13	0,38	42,23	25338	9924	1647	173	25	1	17	211
<b>Total</b>		<b>1025,25</b>	<b>0,52</b>	<b>531,46</b>	<b>235111</b>	<b>124892</b>	<b>20727</b>	<b>2179</b>	<b>563</b>	<b>541</b>	<b>289</b>	<b>2185</b>

En flux annuel, la pollution générée par la seule agglomération apparaît donc importante (plus d'une tonne de zinc et de plomb). Cette importance pouvant être mise en évidence par comparaison aux charges polluantes des eaux usées domestiques (Cf. tableau ci-après)

Paramètre	Charge annuelle (kg)	Charge équivalente <sup>(1)</sup> (équivalents habitants)
MES	235.111	9.200
DCO	124.892	2.800
DBO5	20.727	1.000

<sup>(1)</sup> nombre d'habitants rejetant sur une année une charge de pollution domestique équivalente à la charge de pollution des EP

Le fort taux de MES et la faible pente des réseaux principaux de la Ville expliquent la formation régulière et importante des dépôts dans les canalisations.

Pour les bassins versants débouchant dans le canal d'Arles à Fos et compte tenu des précipitations annuelles mesurées à Arles, le tableau suivant donne les concentrations moyennes des eaux pluviales et permet de les comparer au niveau 1B, objectif de qualité du canal d'Arles à Fos.

### Calcul des flux annuels de pollution dirigés dans la canal d'Arles à Fos

Bassin	Type N°	Surface (ha)	Coef. nuis.moy.	S. active (ha)	MES kg/an	DCO kg/an	DBO5 kg/an	HC kg/an	Plomb kg/an	Zinc kg/an	Phos. kg/an	Azote kg/an
Réginel	1	15,12	0,95	14,36	8618	3376	560	59	9	0	6	72
Chabourlet	1	76,76	0,72	55,27	33160	12988	2155	227	33	1	22	276
Craponne	1	12,51	0,85	10,63	6380	2499	415	44	6	0	4	53
Griffeuille	1	88,82	0,63	55,96	33574	13150	2182	229	34	1	22	280
Monplaisir	1	74,47	0,50	37,24	22341	8750	1452	153	22	1	15	186
Trébon	1	135,19	0,53	71,65	42990	16838	2794	294	43	1	29	358
Barriol	1	24,30	0,64	15,55	9331	3655	607	64	9	0	6	78
ZI Sud Sem.	2	39,49	0,48	18,96	948	4454	739	78	42	66	17	36
ZI Sud Van G.	2	144,70	0,20	28,94	1447	6801	1129	119	64	101	26	55
Fourchon	2	34,07	0,52	17,72	866	4163	691	73	39	62	16	34
Aurélienne	2	43,33	0,23	9,97	498	2342	389	41	22	35	9	19
<b>Total</b>		<b>688,76</b>	<b>0,49</b>	<b>336,24</b>	<b>160174</b>	<b>79016</b>	<b>13113</b>	<b>1379</b>	<b>323</b>	<b>270</b>	<b>172</b>	<b>1447</b>
<b>Concentrations moyennes en mg/l</b>					<b>68,053</b>	<b>33,571</b>	<b>5,571</b>	<b>0,586</b>	<b>0,137</b>	<b>0,115</b>	<b>0,073</b>	<b>0,615</b>
<b>Concentrations maximales en mg/l du niveau 1b</b>					<b>30</b>	<b>20 à 25</b>	<b>3 à 5</b>		<b>0,05</b>	<b>0,5 à 1</b>		<b>1 à 2</b>

Débit fictif continu rejeté	0,074 m³/s
Débit moyen canal	5 à 10 m³/s

Les concentrations moyennes rejetées sont légèrement supérieures au niveau 1B pour la DCO, la DBO5 et les MES et nettement supérieures pour le plomb.

En considérant un débit fictif continu, les eaux pluviales entraînent une augmentation de concentration faible compte tenu de l'effet de dilution dans le canal. Par exemple, la concentration en plomb est augmentée de 0,002 mg/l.

En réalité les rejets ne sont pas continus mais limités aux périodes pluvieuses (30 à 50 jours par an).

A cet effet chronique, il faut donc ajouter "l'effet de choc" lié à un lessivage important lors des pluies courtes et intenses. On admet que 10 % de la pollution annuelle est évacuée au cours d'un épisode pluvieux. Sur la base d'une pluie courte (15 à 30 minutes) cumulant une lame d'eau de 10 à 15mm, les concentrations en matières polluantes sont alors 5 à 7 fois supérieures aux concentrations moyennes calculées précédemment.

Intervenant en période estivale où les débits et les concentrations en oxygène dissous du milieu récepteur sont faibles, ce type de rejet peut provoquer une pollution forte (mortalité des poissons...)

Il ne s'agit donc pas d'aborder le problème qualitatif de gestion des eaux pluviales en raisonnant sur les bases d'une pluie décennale mais à l'échelle d'événements de fréquence semestrielle à annuelle dont l'impact apparaît non négligeable.

Au delà, les coûts engendrés par les traitements deviennent très vite importants sauf si une régulation quantitative est installée en aval du bassin versant considéré.

Dans ce dernier cas, le traitement peut être réalisé pour des pluies de période de retour plus grande.

## 6.2. Différentes méthodes de dépollution

La pollution des eaux pluviales se présente principalement sous forme de matières décantables et d'hydrocarbures. Ainsi une bonne dépollution de ces eaux peut être obtenue par des systèmes statiques permettant la décantation des matières en suspension et le piégeage des hydrocarbures par flottaison.

### 6.2.1. Système au fil de l'eau

Il s'agit de système compact alliant un séparateur à hydrocarbures à une décantation de type lamellaire.

Ces systèmes sont limités à des débits de l'ordre de 300 l/s. Au delà, plusieurs systèmes doivent être mis en place en parallèle.

Ils sont donc adaptés :

- à des petits bassins versants (centre commercial...)
- lorsqu'une régulation quantitative est réalisée à l'amont.

Le coût d'un tel système peut être estimé à environ 400 à 500 kF HT pour un débit de projet de 300 l/s.

### 6.2.2. Système de décantation prolongée

Une décantation de 6 à 8 h est nécessaire à l'obtention d'un bon niveau de rejet ( $\leq 30$  mg/l en MES).

Ce système met donc en jeu des volumes de stockage et des systèmes de remplissage et de vidange qui peuvent être automatisés.

Le coût d'un tel système est variable suivant les contraintes du site mais peut être estimé en première approximation à environ 800 à 1.500 Frs HT par mètre cube stocké.

### 6.2.3. Schéma de principe - Rendement

Le rendement des équipements décrits précédemment peut atteindre 70 à 90 % sur l'élimination des MES.

Ce sont des systèmes plus ou moins rustiques mais dont l'efficacité est importante.

En conséquence, dans chaque projet doit être pris en compte le problème d'élimination des boues et graisses piégées et donc les coûts d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

Différents principes de fonctionnement peuvent être envisagés.

5.2  
6.3. Le contexte réglementaire

Le traitement qualitatif des eaux pluviales, et plus généralement la gestion de l'eau, est soumis à un cadre réglementaire récent :

- loi sur l'Eau du 3/01/92
- textes d'application et notamment 2 décrets du 29 Mars 1993.

Sont notamment soumis à autorisation

- "détournement, dérivation, rectification du lit, canalisation d'un cours d'eau" - rubrique 250,
- "création de canaux dont la section est supérieure à 10 m<sup>2</sup>" - rubrique 251,
- "rejet d'eaux pluviales dans les eaux superficielles ou dans un bassin d'infiltration, la superficie totale desservie étant supérieure à 20 ha" - rubrique 530 1°/

N.B. si la superficie est "supérieure à 1 ha mais inférieure à 20 ha", le rejet est soumis à déclaration - rubrique 530 2°/

- "création d'une zone imperméabilisée supérieure à 5 ha d'un seul tenant à l'exception des voies publiques affectées à la circulation" - rubrique 640.

## 6.4. Proposition d'actions

Compte tenu de ce qui précède, trois types d'actions doivent être engagées avec le phasage de réalisation suivant :

- Priorité 1** Suppression des interconnexions entre les réseaux EP et EU et amélioration de la collecte et du traitement des E.U.
- Priorité 2** Dans les futurs aménagements du réseau EP, réflexion sur la faisabilité d'un traitement qualitatif et ce, plus particulièrement, dans les zones "sensibles" (rejet dans les marais de Meyranne, de Beauchamp, rejet dans le canal d'Arles à Fos). Il s'agit donc des quartiers de :
- Pont de Crau,
  - Barriol (extension des Z.A.C)
  - Fourchon (Fourchon Ouest, Minimes,
  - Raphèle
  - et, dans une moindre mesure, de la Z.I. Nord et du P.A.G.R. (rejet au Rhône)
- Priorité 3** Il s'agit d'étudier les urbanisations existantes au cas par cas en fonction des risques de pollutions générées et de la "sensibilité" du milieu récepteur (grands boulevards avec stationnements, rocade ou autoroute, parking de supermarché, etc...)

Le coût de ces différentes priorités apparaît difficile à donner compte tenu de l'absence d'objectifs formalisés.

Ce coût devra donc être déterminé au cas par cas après étude complète.



VILLE D'ARLES

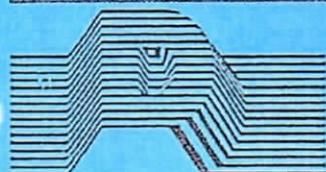
## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### DOSSIER DE SYNTHESE

#### PLUIE DE PROJET SUR ARLES

- PERIODE DE RETOUR 10 ANS
- PERIODE DE RETOUR 50 ANS

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274. MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

# ARLES

## Modélisation des pluies de projet de retour 10 ans

Cette feuille de calcul permet de préparer les données nécessaires à la création de pluies de projet sur CEDRE. On peut ainsi tenir compte du changement de loi de Montana pour des pluies longues => choix du type de pluie "dtS" ou "dtQ"

t changement 240 mn

Coeff. pour une pluie < 4 heures  
 a1 36.7  
 b1 0.62

Coeff. pour une pluie > 4 heures  
 a2 42.6  
 b2 0.73

	Surf. pluie	R pluie	abat.	D	Ti	Tt	Hi	Ht	Ht-Hi	Type pluie
1	15	218.51	1.000	19.6	9.8	97.9	18.4	44.2	25.8	dtS
2	30	309.02	1.000	26.6	13.3	132.9	20.7	49.6	28.9	dtS
3	50	398.94	1.000	33.3	16.6	166.4	22.5	54.1	31.5	dtS
4	100	564.19	1.000	45.2	22.6	226.0	25.3	60.7	35.4	dtS
5	200	797.88	1.000	61.3	30.7	306.7	28.4	66.2	37.7	dtQ
6	500	1 261.57	1.000	91.9	45.9	459.5	33.2	73.8	40.6	dtQ
7	1200	1 954.41	1.000	135.2	67.6	676.0	38.4	81.9	43.5	dtQ
8	1500	2 185.10	1.000	149.2	74.6	745.9	39.9	84.1	44.3	dtQ
9	1800	2 393.65	1.000	161.7	80.8	808.4	41.1	86.0	44.9	dtQ
10	2000	2 523.13	1.000	169.4	84.7	846.8	41.8	87.1	45.2	dtQ
11	2200	2 646.28	1.000	176.6	88.3	883.1	42.5	88.1	45.5	dtQ
12	2300	2 705.76	1.000	180.1	90.1	900.6	42.8	88.5	45.7	dtQ
13	2500	2 820.95	1.000	186.9	93.4	934.4	43.4	89.4	46.0	dtQ
14	3000	3 090.19	1.000	202.5	101.3	1012.6	44.8	91.4	46.6	dtQ
15	5000	3 989.42	0.988	253.7	126.8	1268.4	48.2	95.9	47.7	dtQ
16	5300	4 107.36	0.980	260.3	130.1	1301.5	48.3	95.9	47.6	dtQ
17	5500	4 184.14	0.975	264.6	132.3	1322.9	48.3	95.8	47.4	dtQ
18	9500	5 499.04	0.848	336.7	168.3	1683.5	46.1	88.9	42.8	dtQ

$$D = 5.93 \times S^{0.441}$$

$$Ti = D/5$$

$$Tt = 5D$$

$$Hi = a1 \times (Ti/60)^{(1-b1)} \times Abat. \quad (dtS)$$

$$Hi = a2 \times (Ti/60)^{(1-b2)} \times Abat. \quad (dtQ)$$

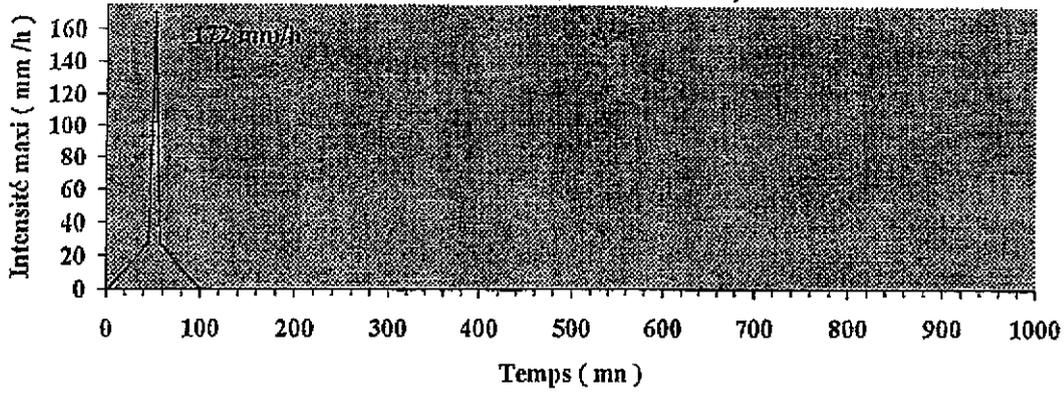
$$Ht = a1 \times (Tt/60)^{(1-b1)} \times Abat. \quad (dtS)$$

$$Ht = a2 \times (Tt/60)^{(1-b2)} \times Abat. \quad (dtQ)$$

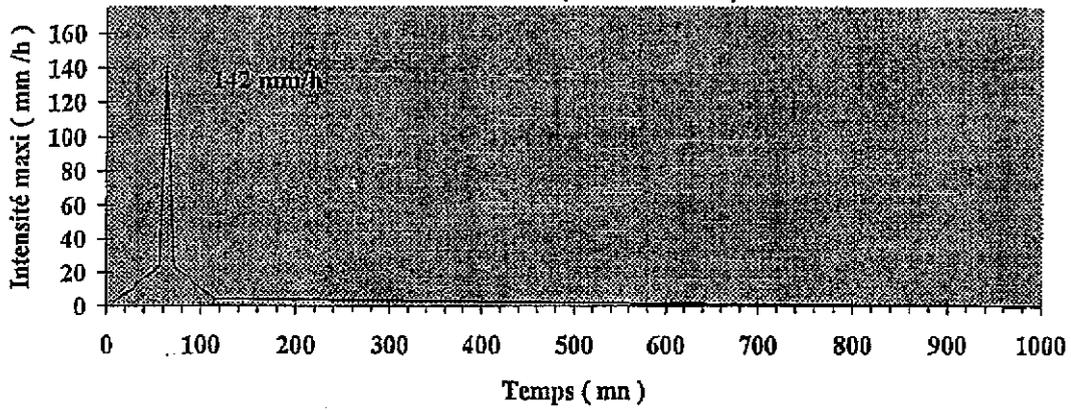
$$H(24h) = 42.6 \times (24)^{(1-0.73)} \times Abat. \\ = 100 \text{ mm} \times Abat.$$

SOIT UNE PLUIE DE RETOUR 10 ANS  
 DE HAUTEUR TOTALE 95.9 MM EN  
 PRENNANT EN COMPTE LE COEFFICIENT  
 D'ABATTEMENT ET D'INTENSITE MAXIMALE  
 LES VALEURS DONNEES PAR CEDRE2  
 EN FONCTION DE LA SURFACE DU BASSIN

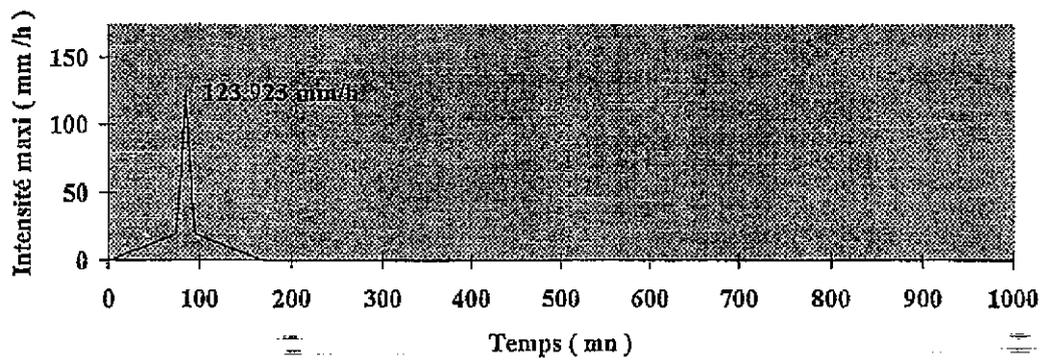
PLUIE ARLES N°1 ( 10 ANS 15 HA )



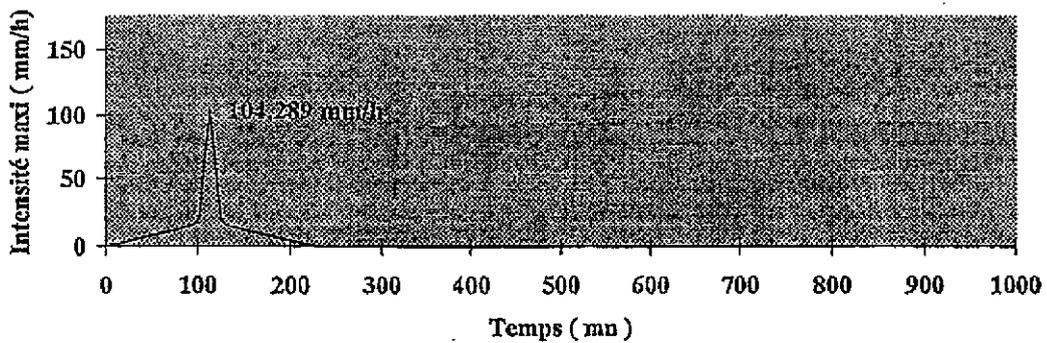
PLUIE ARLES N°2 ( 10 ANS 30 HA )



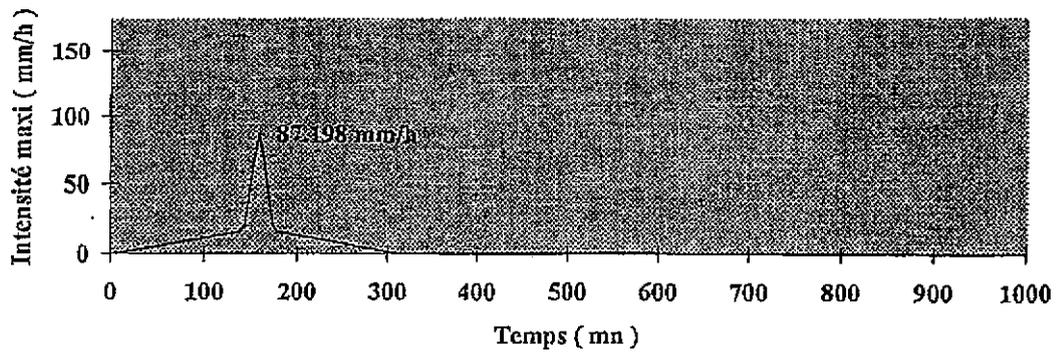
PLUIE ARLES N°3 ( 10 ANS 50 HA )



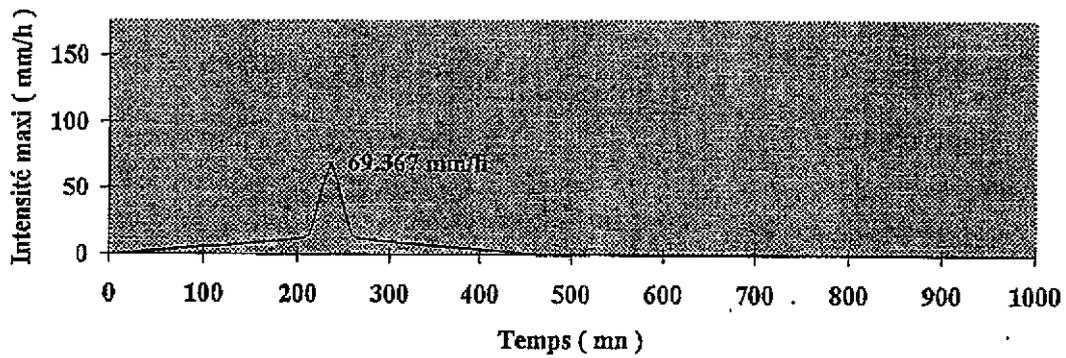
PLUIE ARLES N°4 ( 10 ANS 100 HA )



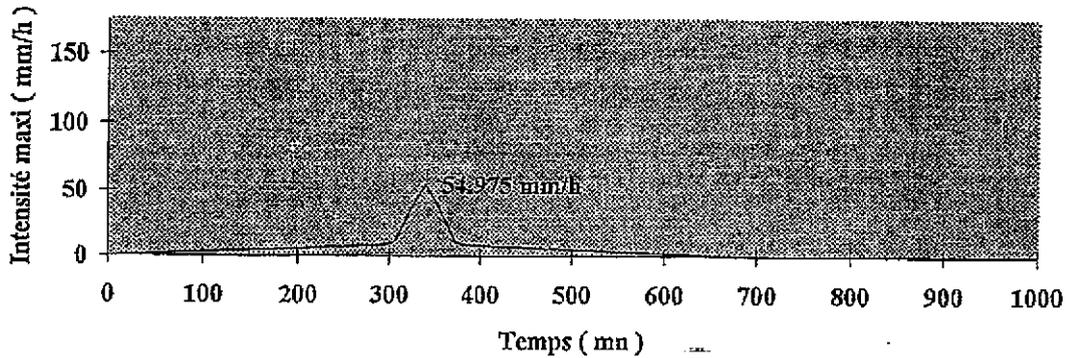
PLUIE ARLES N°5 ( 10 ANS 200 HA )



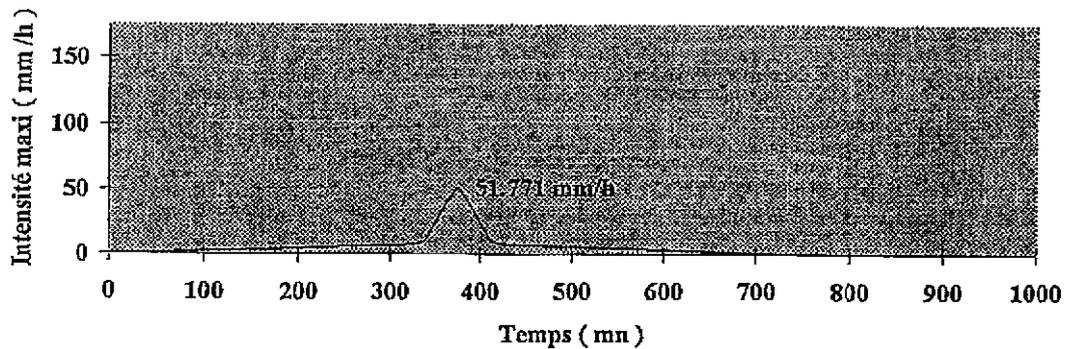
PLUIE ARLES N°6 ( 10 ANS 500 HA )



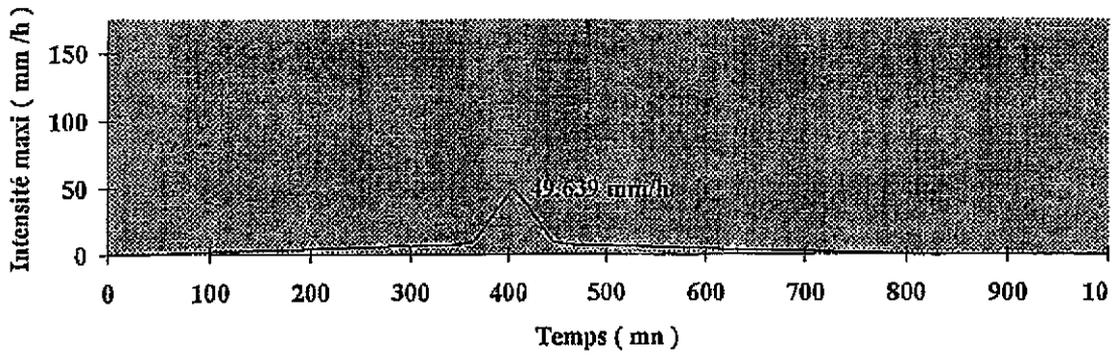
PLUIE ARLES N°7 (10 ANS 1200 HA )



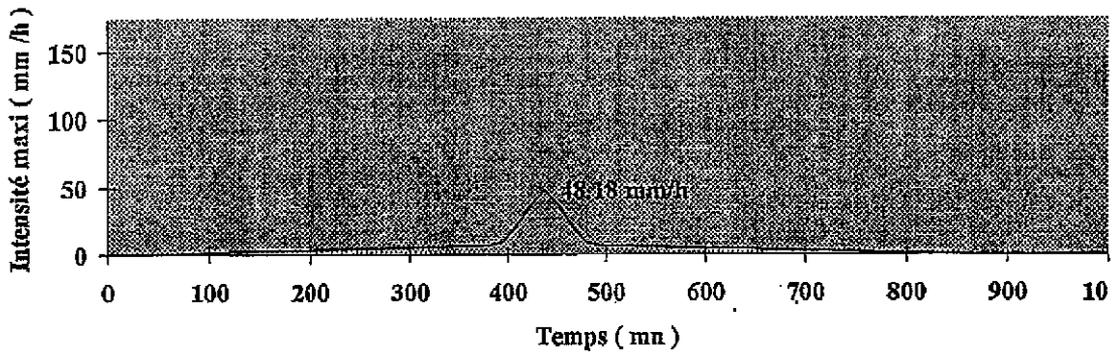
PLUIE ARLES N°8 ( 10 ANS 1500 HA )



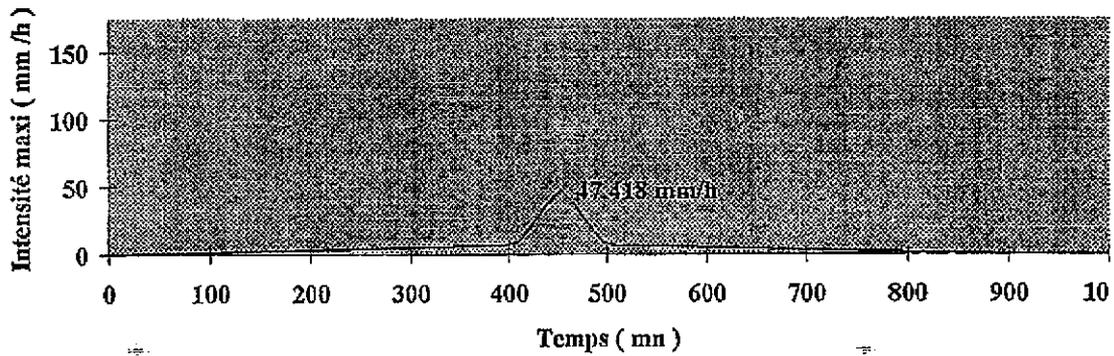
PLUIE ARLES N°9 ( 10 ANS 1800 HA )



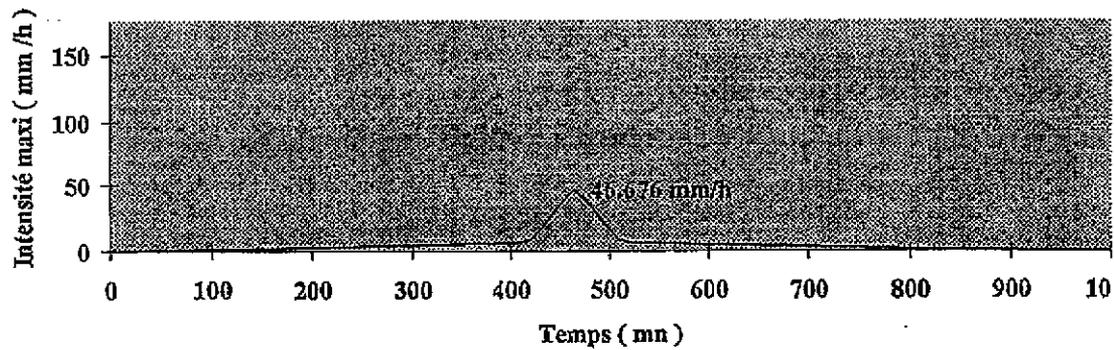
PLUIE ARLES N°10 ( 10 ANS 2000 HA )



PLUIE ARLES N°11 ( 10 ANS 2200 HA )



PLUIE ARLES N°12 ( 10 ANS 2300 HA )



# ARLES

## Modélisation des pluies de projet de retour 50 ans

Cette feuille de calcul permet de préparer les données nécessaires à la création de pluies de projet sur CEDRE. On peut ainsi tenir compte du changement de loi de Montana pour des pluies longues => choix du type de pluie "dtS" ou "dtQ"

t changement      240    mn

Coeff.pour une pluie < 4 heures  
a1      55.1  
b1      0.66

Coeff.pour une pluie > 4 heures  
a2      61  
b2      0.74

										CEDRE
	Surf. pluie	R pluie	abat.	D	Ti	Tt	Hi	Ht	Ht-Hi	Type pluie
1	15	218.51	1.000	19.6	9.8	97.9	29.7	65.1	35.3	dtS
2	30	309.02	1.000	26.6	13.3	132.9	33.0	72.2	39.2	dtS
3	50	398.94	1.000	33.3	16.6	166.4	35.6	77.9	42.3	dtS
4	100	564.19	1.000	45.2	22.6	226.0	39.5	86.5	47.0	dtS
5	200	797.88	1.000	61.3	30.7	306.7	43.9	93.2	49.4	dtQ
6	500	1 261.57	1.000	91.9	45.9	459.5	50.3	103.6	53.2	dtQ
7	1200	1 954.41	1.000	135.2	67.6	676.0	57.4	114.5	57.1	dtQ
8	1500	2 185.10	1.000	149.2	74.6	745.9	59.3	117.5	58.1	dtQ
9	1800	2 393.65	1.000	161.7	80.8	808.4	61.0	119.9	59.0	dtQ
10	2000	2 523.13	1.000	169.4	84.7	846.8	61.9	121.4	59.5	dtQ
11	2200	2 646.28	1.000	176.6	88.3	883.1	62.8	122.7	59.9	dtQ
12	2300	2 705.76	1.000	180.1	90.1	900.6	63.3	123.4	60.1	dtQ
13	2500	2 820.95	1.000	186.9	93.4	934.4	64.1	124.6	60.5	dtQ
14	3000	3 090.19	1.000	202.5	101.3	1012.6	65.8	127.2	61.4	dtQ
15	5000	3 989.42	0.988	253.7	126.8	1268.4	70.2	133.2	63.0	dtQ
16	5100	4 029.12	0.985	255.9	128.0	1279.6	70.2	133.2	62.9	dtQ
17	5200	4 068.43	0.983	258.1	129.1	1290.6	70.3	133.1	62.9	dtQ
18	25000	8 920.62	0.295	515.9	257.9	2579.4	26.3	47.8	21.6	dtS

$$D = 5.93 \times S^{0.441}$$

$$Ti = D/5$$

$$Tt = 5D$$

$$Hi = a1 \times (Ti/60)^{(1-b1)} \times \text{Abat.}$$

$$Hi = a2 \times (Ti/60)^{(1-b2)} \times \text{Abat.}$$

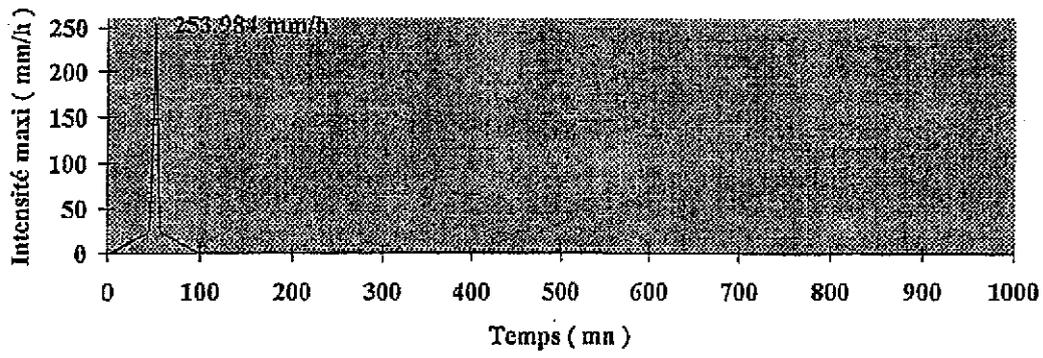
$$Ht = a1 \times (Tt/60)^{(1-b1)} \times \text{Abat.}$$

$$Ht = a2 \times (Tt/60)^{(1-b2)} \times \text{Abat.}$$

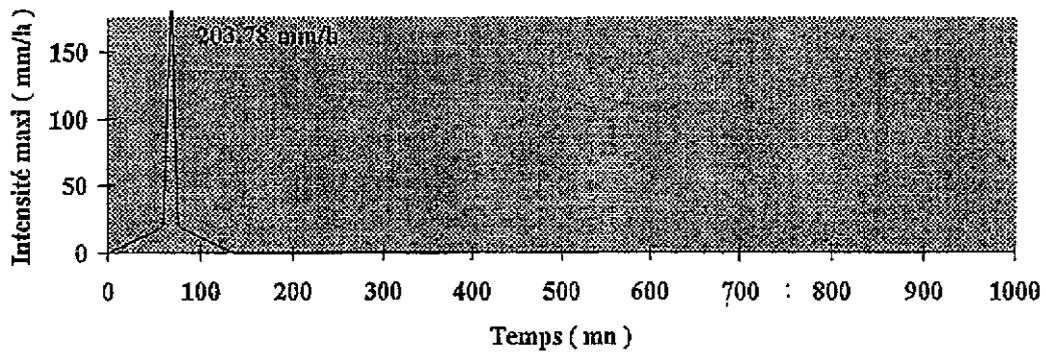
$$H(24h) = 61 \times (24)^{(1-0.74)} \times \text{Abat.} = 139 \text{ mm} \times \text{Abat.}$$

SOIT UNE PLUIE DE RETOUR 50 ANS DE HAUTEUR TOTALE 133.2 MM EN PRENNANT EN COMPTE LE COEFFICIENT D'ABATTEMENT ET D'INTENSITE MAXIMALE LES VALEURS DONNEES PAR CEDRE2 EN FONCTION DE LA SURFACE DU BASSIN

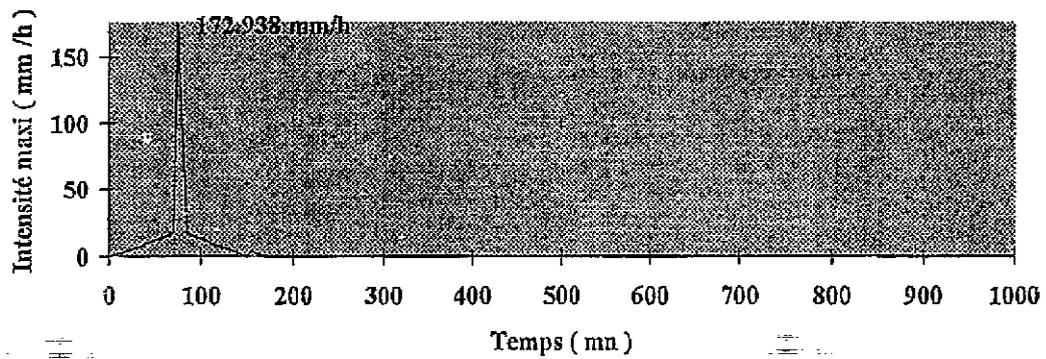
PLUIE ARLES N°1 ( 50 ANS 15 HA )



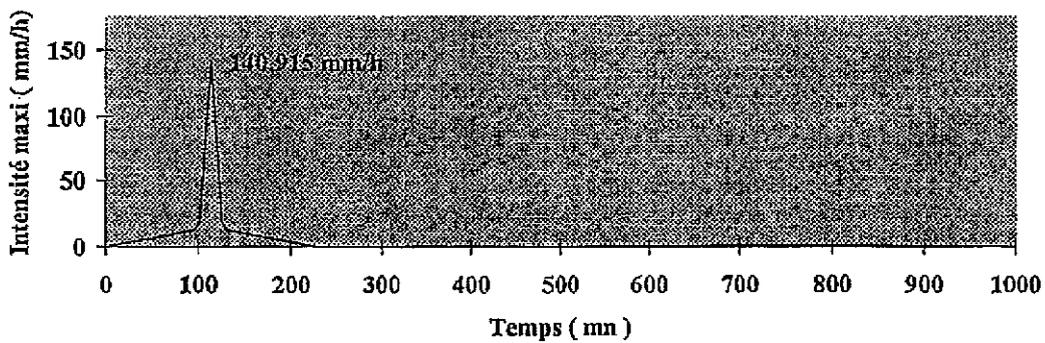
PLUIE ARLES N°2 ( 50 ANS 30 HA )



PLUIE ARLES N°3 ( 50 ANS 50 HA )



PLUIE ARLES N°4 ( 50 ANS 100 HA )







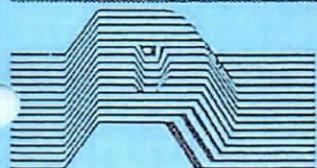
VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### DOSSIER DE SYNTHESE

### TABLEAU RECAPITULATIF DES DEBITS

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274, MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

# TABLEAU RECAPITULATIF DES DEBITS - AGGLOMERATION

## DEBITS PAR BASSIN

n°	Nom du bassin	Surfaces ha	Q <sub>10</sub> m³/s	Débites réels rejetés (m³/s)	Exutoires
1	CENTRE VILLE QUAI	22.10	7.290	7.290	RHONE
2	REGINEL	15.12	3.230	3.230	ARLES A BOUC
3	LAMARTINE	35.72	5.912	5.912	RHONE ( Roubine du Roy )
4	CHABOURLET	76.76	6.252	6.252	ARLES A BOUC
5	CRAPONNE	12.51	1.705	1.705	ARLES A BOUC ( Craponne )
6	GRIFFEUILLE	88.82	8.793	8.793	ARLES A BOUC ( Vallée des Baux )
7	MONPLAISIR	74.47	5.656	5.656	ARLES A BOUC ( Vidange )
8	TREBON	135.19	9.656	9.656	ARLES A BOUC ( Fièche )
9	Z.I.NORD P.A.G.R.	77.00 32.60	6.440 3.031	3.000 3.031	RHONE RHONE
10	BARRIOL	24.30	2.979	2.979	ARLES A BOUC
11	Z.I. SUD SEMESTRES	39.49	2.739	2.739	ARLES A BOUC
12	Z.I. SUD VAN GOGH	144.70	2.890	2.890	ARLES A BOUC
13	FOURCHON	34.07	3.594	3.594	ARLES A BOUC ( Vallée des Baux )
14	AURELIENNE	43.33	5.604	5.604	ARLES A BOUC ( Vallée des Baux )
15	TRINQUETAILLE AFU CENTRE	31.00 26.94	1.224 2.135	1.224 2.135	RHONE RHONE
16	GALLEGUE VITTIER	61.00 50.13	2.037 2.283	3.000 0.700	PETIT RHONE ( Avergues de Gimeaux ) PETIT RHONE ( Avergues de Gimeaux )
<b>TOTAL GENERAL</b>		<b>1025.25</b>	<b>83.450</b>	<b>79.390</b>	

## DEBITS PAR EXUTOIRE

Exutoires	Débites rejetés	Q <sub>10</sub> m³/s	Surfaces ha	Q <sub>10</sub> Moyen l/s/ha
RHONE	22.592	26.032	225.36	116
ARLES A BOUC	53.098	53.098	688.76	77
PETIT RHONE	3.700	4.320	111.13	39
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>79.390</b>	<b>83.450</b>	<b>1025.25</b>	<b>77</b>

# TABLEAU RECAPITULATIF DES DEBITS - HAMEAUX

## DEBITS PAR BASSIN

n°	Nom du bassin	Surfaces ha	Q <sub>10</sub> m <sup>3</sup> /s	Débts réels rejetés (m <sup>3</sup> /s)	Exutoires
A	PONT DE CRAU	139.90	2.610	0.300	ARLES A BOUC ( Viage )
		175.00	3.200	3.200	ARLES A BOUC ( Vallée des Baux )
B	RAPHELE	201.60	4.199	4.199	ARLES A BOUC ( Chalavert )
C	MOULES	433.00	3.954	3.954	ARLES A BOUC ( Chalavert )
D	MAS THIBERT	28.65	1.272	1.272	ARLES A BOUC
		82.00	0.526	0.526	ARLES A BOUC
E	SAMBU	22.28	1.610	1.610	VACCARES ( Canal de Fumemorte )
F	GIMEAUX	90.00	2.710	0.930	PETIT RHONE ( Avergues de Gimeaux )
G	SALIERS	22.30	2.026	2.026	PETIT RHONE ( Egout de Saliers )
<b>TOTAL GENERAL</b>		<b>1194.43</b>	<b>22.107</b>	<b>18.017</b>	

## DEBITS PAR EXUTOIRE

Exutoires	Débts rejetés	Q <sub>10</sub> m <sup>3</sup> /s	Surfaces ha	Q <sub>10</sub> Moyen l/s/ha
VACCARES	1.610	1.610	22.28	72
ARLES A BOUC	13.451	15.761	1060.15	15
PETIT RHONE	2.956	4.736	112.30	42
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>18.017</b>	<b>22.107</b>	<b>1194.73</b>	<b>43</b>





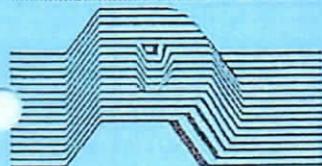
VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### DOSSIER DE SYNTHESE

### TABLEAU RECAPITULATIF DES COUTS

Septembre 1996



DARAGON CONSEIL  
24, Avenue Viton  
13274, MARSEILLE



Société d'Ingénierie BOREL  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX

## TABLEAU RECAPITULATIF DES COUTS - TRAVAUX AGGLOMERATION

n°	Nom du bassin	Travaux pour risque Q10 actuel	Travaux pour risque Q10 horizon P.O.S.	Nature des travaux	Degré d'urgence
1	CENTRE VILLE QUAI	73 000 F		Canalisations	2
2	REGNEL	0 F			
3	LAMARTINE	130 000 F		Avaloirs exutoire	3
4	CHABOURLET	700 000 F		Canalisations	4
5	CRAPONNE	0 F			
6	GRIFFEUILLE	675 000 F	Rétention fonction de l'aménagement	Canalisations	1
7	MONPLAISIR	1 579 000 F		Renforcement du réseau	2
8	TREBON	2 300 000 F		Siphon + réseau	1
		4 017 000 F		Renforcement du réseau	2
9	Z.I.NORD	6 100 000 F		Station / Fossé / Rétention	2
	P.A.G.R.	9 100 000 F		idem	1
10	BARRIOL	670 000 F		Canalisations	3
11	Z.I. SUD SEMESTRES	323 000 F		Recalibrage fossés canalisations	3
12	Z.I. SUD VAN GOGH	0 F			
13	FOURCHON	0 F			
14	AURELIENNE	0 F			
15	TRINQUETAILLE	0 F	Voir Gallègue	Pompage	
16	GALLEGUE / VITTIER	200 000 F		Rétention / canalisations	1 et 3
<b>TOTAL GENERAL</b>		<b>25 867 000 F</b>	<b>1 525 000 F</b>		
			<b>1 525 000 F</b>		

Phase (1)	12 275 000,00 F
Phase (2)	11 769 000,00 F
Phase (3)	2 648 000,00 F
Phase (4)	700 000,00 F
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>27 392 000,00 F</b>
TVA 20,6 %	5 642 752,00 F
<b>TOTAL GENERAL TTC</b>	<b>33 034 752,00 F</b>

## TABLEAU RECAPITULATIF DES COUTS - TRAVAUX HAMEAUX

n°	Nom du bassin	Travaux pour risque Q10 actuel	Travaux pour risque Q10 horizon P.O.S.	Nature des travaux	Degré d'urgence
A	PONT DE CRAU	3 450 000 F	3 000 000 F	Fossés, canalisations, rétention	1 et 2
B	RAPHELE	1 140 000 F		Fossés, canalisations	1
C	MOULES	75 000 F	550 000 F	Fossés, canalisations	1 et 2
D	MAS THIBERT	980 000 F		Fossés, canalisations, station	1
E	SAMBUC	200 000 F		Reprofilage fossés	2
F	GIMEAUX	540 000 F	550 000	Fossés, rétention	2
G	SALIERS	200 000 F		Reprofilage fossés	2
<b>TOTAL GENERAL</b>		<b>6 585 000 F</b>	<b>4 100 000 F</b>		

Phase (1)	6 585 000,00 F
Phase (2)	4 100 000,00 F
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>10 685 000,00 F</b>
IVA 20,6 %	2 201 110,00 F
<b>TOTAL GENERAL TTC</b>	<b>12 886 110,00 F</b>







VILLE D'ARLES

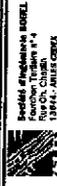
SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLOUVIAL

II. - HAMEAUX



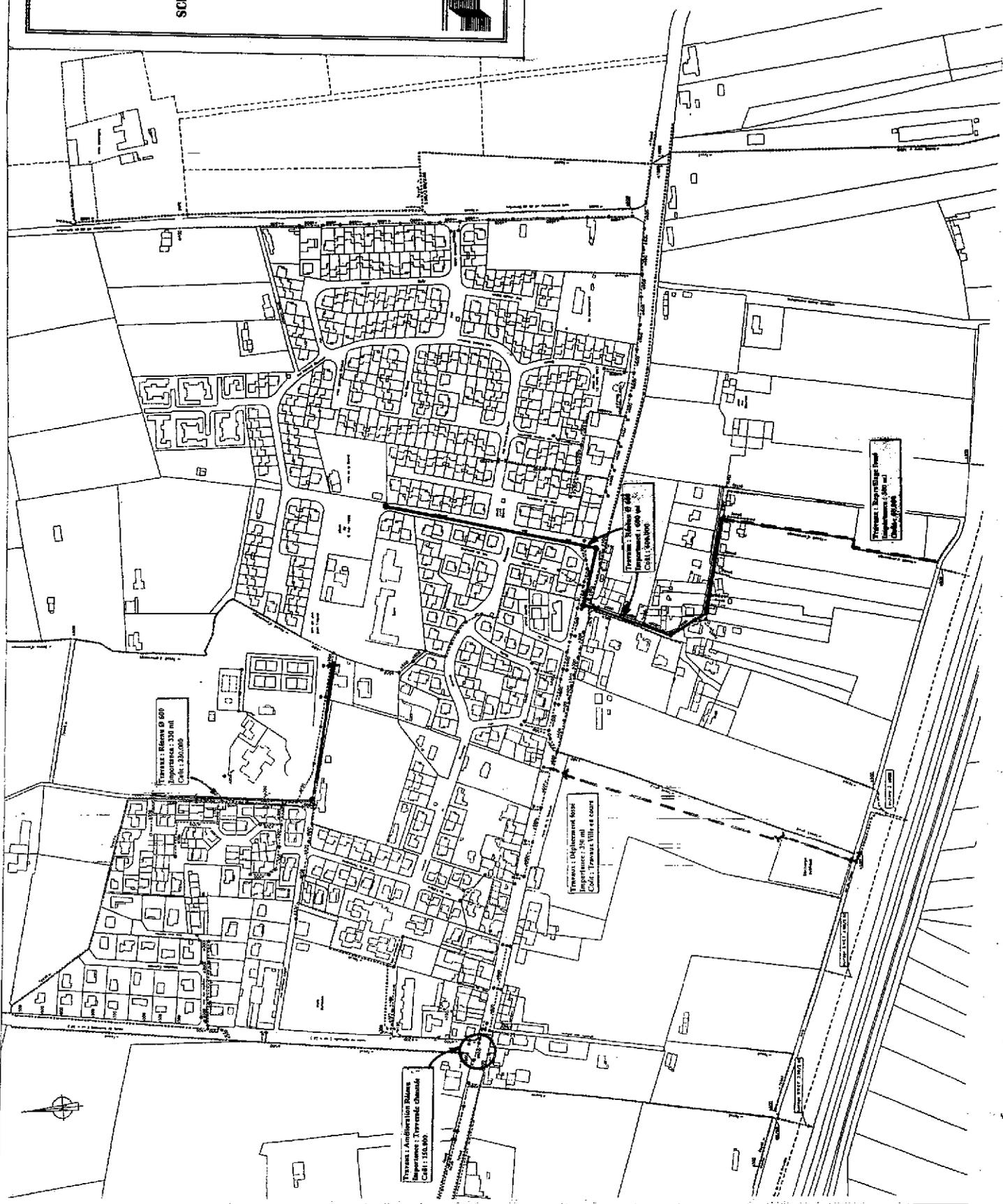
PLAN DES AMENAGEMENTS PROPOSES

Septembre 1986



DIRECTION GÉNÉRALE  
DES ÉQUIPEMENTS PUBLICS  
VILLE D'ARLES

Société Industrielle de Bâtiement  
10, rue de la République  
13614 - AIX-LES-BAINS



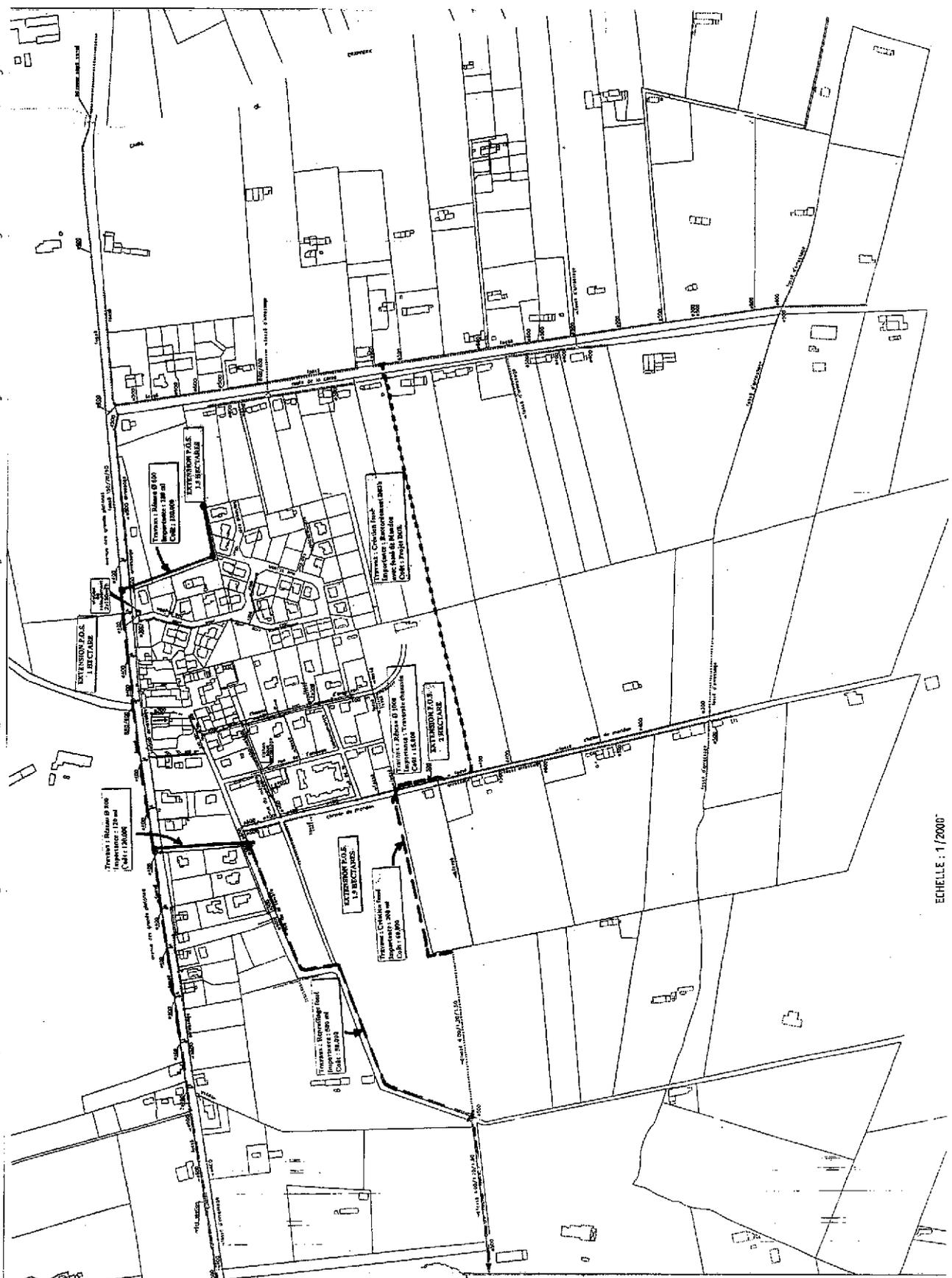
Tuyaux : Réseaux Ø 500  
Importance : 300 ml  
Cote : 130,00 m

Tuyaux : Réseaux Ø 500  
Importance : 300 ml  
Cote : 130,00 m

Tuyaux : Réseaux Ø 500  
Importance : 300 ml  
Cote : 130,00 m

Tuyaux : Réseaux Ø 500  
Importance : 300 ml  
Cote : 130,00 m

Tuyaux : Réseaux Ø 500  
Importance : 300 ml  
Cote : 130,00 m



ECHELLE : 1/2000



**VILLE DE CHARLES**

**SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

**II - HAMEAUX**

**C-HOULES**

Septembre 1996



**D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

**PLAN DES AMENAGEMENTS PROPOSES**

**SUB**

**Société d'Assainissement Urbain**

**1515A, MARSEILLE**





VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

D. MAS THIBERT

## PLAN DES AMENAGEMENTS PROPOSES

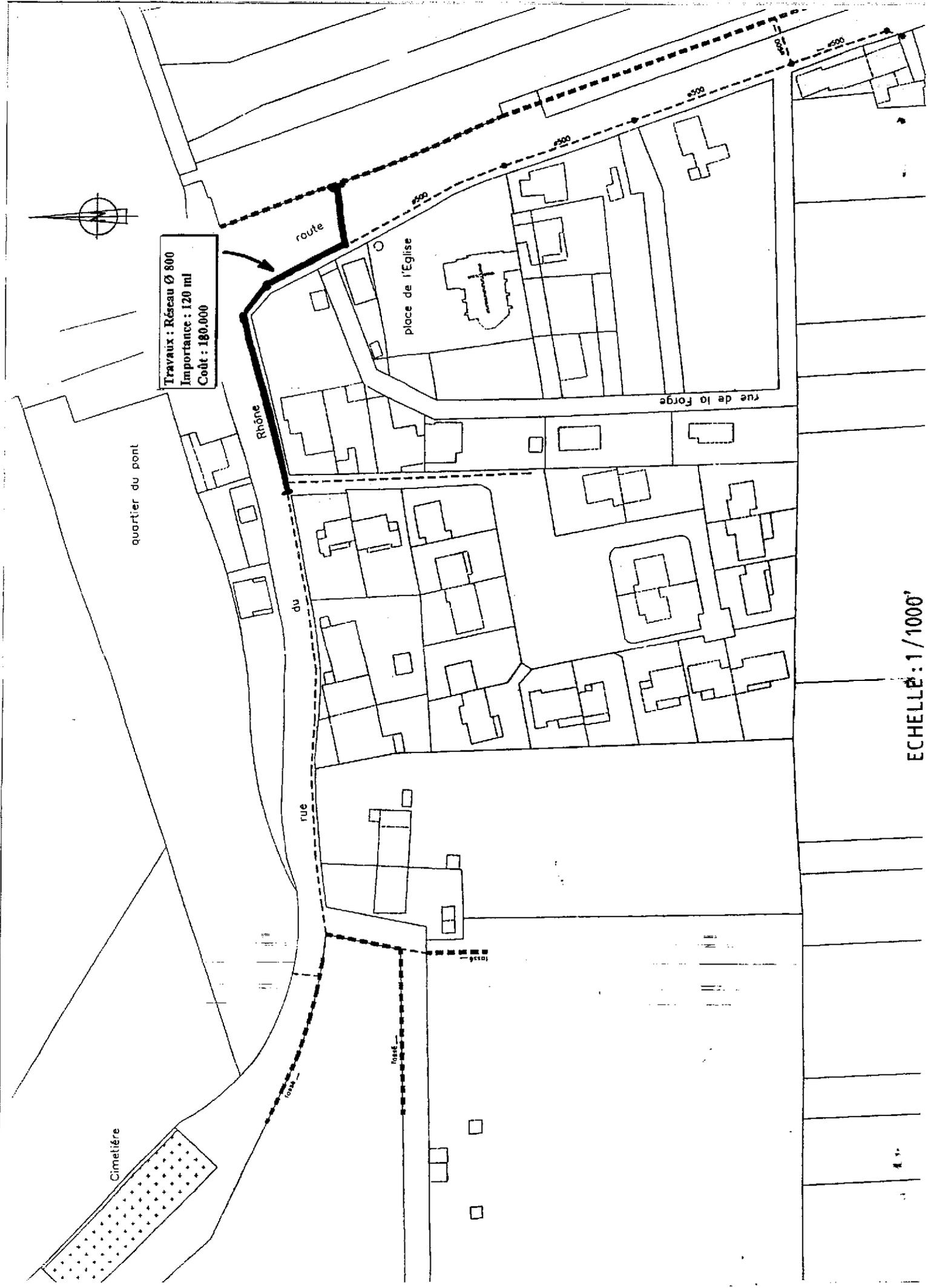
Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Viton  
13274, MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX



Travaux : Réseau Ø 800  
Importance : 120 ml  
Coût : 180.000

quartier du pont

Rhône

route

place de l'Eglise

rue de la Forge

du

rue

fosse

Cimetière

ECHELLE : 1 / 1000'

Vigueirat

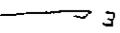
Travaux : Création fosse  
Importance : 900 ml  
Coût : 180.000

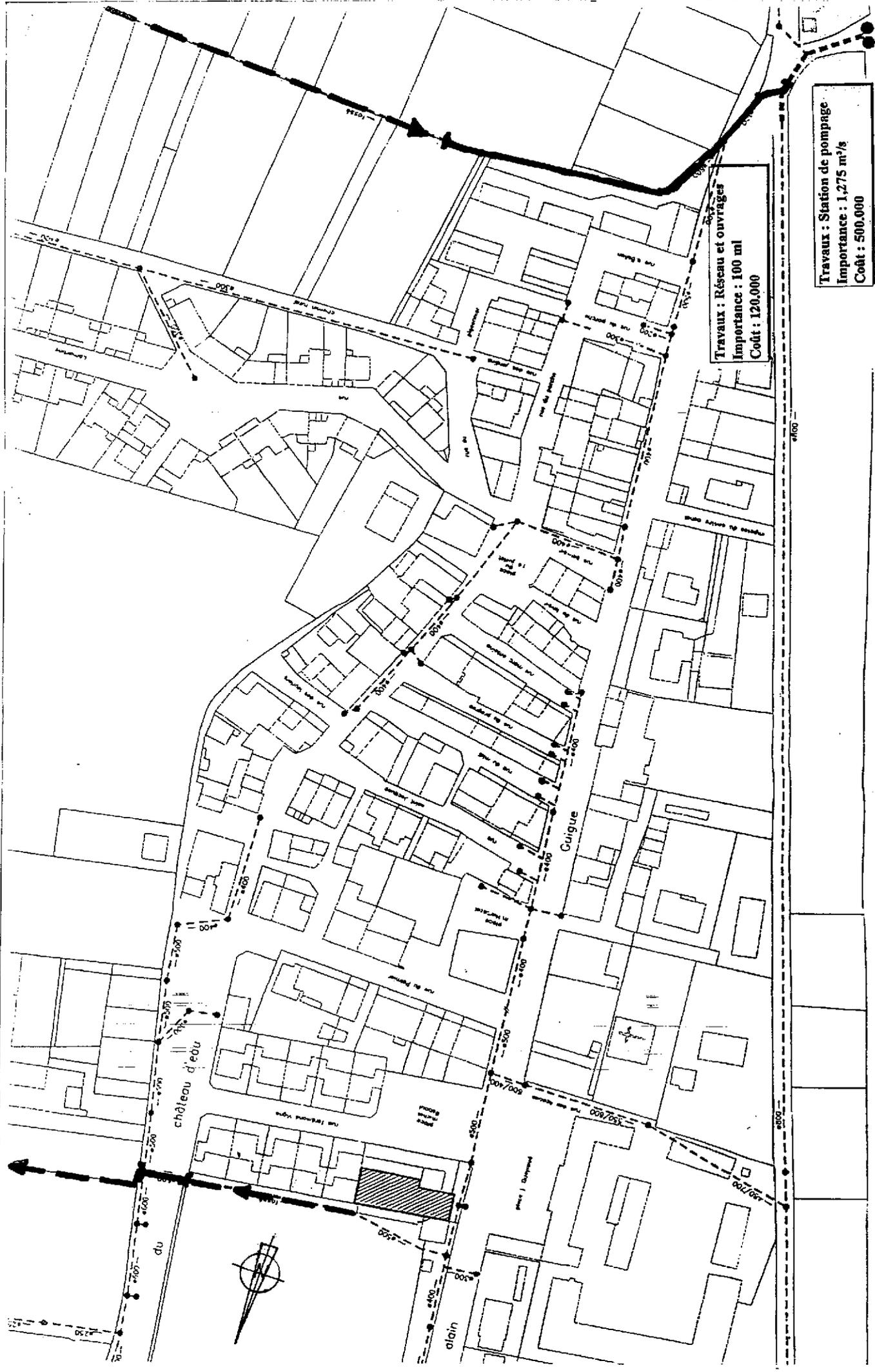
S/PREFECTURE D'ARLES  
13 MARS 2017  
ARRIVEE

du

château d'eau

du





Travaux : Réseau et ouvrages  
 Importance : 100 ml  
 Coût : 120.000

Travaux : Station de pompage  
 Importance : 1,275 m<sup>3</sup>/s  
 Coût : 500.000

ECHELLE: 1/1000



VILLE D'ARLES

## SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

### II.- HAMEAUX

#### E.- LE SAMBUC

## PLAN DES AMENAGEMENTS PROPOSES

Septembre 1996



**DARAGON CONSEIL**  
24, Avenue Vilon  
13274. MARSEILLE



**Société d'Ingénierie BOREL**  
Fourchon Tertiaire n° 4  
Rue Ch. Chaplin  
13644.- ARLES CEDEX





VILLE d'ARLES

SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

II- HAMEAUX

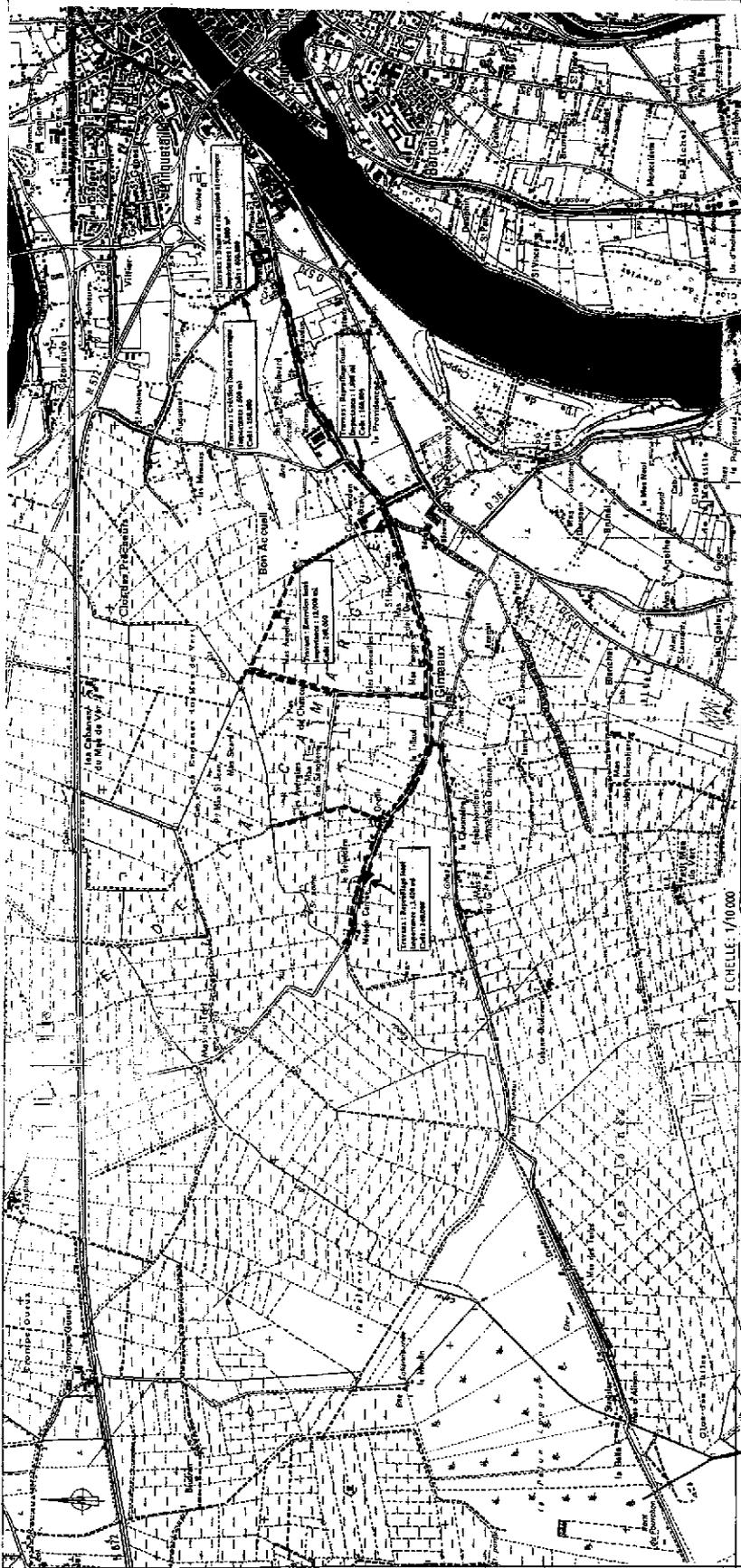


PLAN DES AMENAGEMENTS PROPOSES

Septembre 1996



Service d'Urbanisme  
Mairie d'Arles  
13200 ARLES Cedex 03



14

15

16