

Ex PG

DEPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS
SERVICE DU LAC ET DES COURS D'EAU

Service du lac et des cours d'eau
Section hydrologie et gestion

EXTENSION DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE PLAN-LES-OUATES
(ZIPL0)

EVACUATION DES EAUX CLAIRES

RAPPORT

SCHINDELHOLZ & DÉNÉRIAZ
GENÈVE SA

GENÈVE, MARS 1990

TABLE DES MATIERES

1. Introduction	1
2. Analyse de la situation	
2.1 Extension de la ZIPL0, modification du régime des zones de construction	2
2.2 Méthodologie	2
2.2 Caractéristiques du bassin versant du cours inférieur de l'Aire	4
2.3 Capacité du cours inférieur de l'Aire	5
2.4 Calcul des débits de crues	8
2.4.1 Apports du bassin versant amont à la galerie de décharge	
2.4.2 Pluies de projet	
2.4.3 Modèle de simulation hydrologique	
2.4.4 Paramètres de simulation	
2.4.5 Procédure de simulation	
2.4.6 Analyse des résultats et commentaires	
3. Proposition de solutions	24
3.1 Variante "zéro"	24
3.2 Variantes de raccordement à la galerie de décharge au Rhône	26
3.2.1 Variante 1a : raccordement de l'ensemble de la ZIPL0 sur la galerie de décharge du cours de l'Aire	
3.2.2 Variante 1b : raccordement de l'extension de la ZIPL0 sur la galerie de décharge du cours de l'Aire	

3.3 Variantes de rétention des eaux de ruissellement	31
3.3.1 Choix des paramètres de dimensionnement	
3.3.2 Méthode de dimensionnement des volumes de rétention	
3.3.3 Aspects constructifs	
3.3.4 Variante 2a : rétention centralisée	
3.3.5 Variante 2b : rétention semi-centralisée	
3.3.6 Variante 2c : rétention décentralisée	
3.4 Variante 3 : contrôle du ruissellement	43
3.5 Variante 4 : variante compensatoire	46
3.6 Analyse comparative des variantes	48
4. Conclusions et recommandations	51
5. Enseignements à retirer pour d'autres cas similaires	52
Bibliographie	

1. Introduction

Le déclassement d'une zone agricole de 170'000 m² en vue d'étendre la zone industrielle de Plan-les-Ouates (ZIPL0) va provoquer une augmentation importante des débits d'eaux pluviales à évacuer.

Bien que le réseau de collecteurs existant ait été prévu à cet effet, il importe de contrôler si l'Aire dispose d'une capacité hydraulique suffisante pour écouler ces débits supplémentaires ou, s'il y a lieu, de proposer des solutions pour limiter ces débits.

Le 17 juillet 1989, le Service du lac et des cours d'eau du Département des Travaux Publics de Genève a mandaté le bureau Schindelholz & Dénériaz S.A. afin d'analyser les problèmes posés par l'évacuation des eaux claires de la ZIPL0 et de proposer des solutions correctives.

Le présent rapport est structuré en quatre parties principales. La première partie (chapitre 2) décrit et analyse la situation. La seconde partie (chapitre 3) propose et discute les différentes solutions correctives étudiées.

Finalement, la troisième partie (chapitres 4 et 5) présente les conclusions et résume les principaux enseignements à retirer pour d'autres cas similaires.

2. Analyse de la situation

2.1 Extension de la ZIPL0, modification du régime des zones de construction

La zone de développement industrielle située sur le territoire de la commune de Plan-les-Ouates (ZIPL0) a été créée par la loi du 27 novembre 1970. Elle est actuellement limitée par le chemin du Vélodrome, la route de Base, le chemin de la Galaise et la route de Saint-Julien. Elle concerne une superficie d'environ 453'000 m² /1/.

En 1980 déjà, lors de l'adoption du projet général de l'autoroute de contournement, le Conseil d'Etat avait fait part de son intention de proposer en temps voulu une extension de cette zone jusqu'à la route nationale 1A.

A fin 1988, le tracé définitif de l'autoroute étant arrêté, les limites précises de cette nouvelle zone ont été fixées. Après avoir pris l'avis du Conseil administratif de la commune de Plan-les-Ouates, qui est favorable à cette extension conforme à l'image directrice de la commune, le Conseil d'Etat a décidé de mettre celle-ci à l'enquête publique, selon le plan de la figure 2.11.

Ce projet d'extension de la ZIPL0 comprend donc les terrains situés en zone agricole entre le chemin de la Galaise, la route de Base, l'autoroute 1A et la route de Saint-Julien et comme une superficie d'environ 170'000 m².

Un plan directeur devra être adopté préalablement à la mise en valeur des terrains de cette nouvelle zone industrielle.

2.2 Méthodologie

Jusqu'à ces dernières années, les crues déterminantes de l'Aire survenaient à la suite de longues pluies hivernales ou printanières, parfois simultanées avec des fontes de neige.

La construction de la galerie de décharge de l'Aire au Rhône (1985) a permis de protéger le cours inférieur de cette rivière contre ce type de crues en limitant le débit provenant du bassin versant amont à 15 m³/s au maximum.

Toutefois, le développement croissant de l'imperméabilisation du bassin versant laisse présager d'une modification progressive du régime hydrologique de l'Aire. En effet, il est à craindre qu'à la suite de cette imperméabilisation des sols, les crues résultant d'orages intenses d'été prennent une importance prépondérante et créent de nouveaux problèmes d'inondation et d'érosion sur le cours inférieur de l'Aire.

Dans ce contexte, le déclassement d'une zone agricole de grande superficie afin d'étendre la ZIPL0 peut entraîner des conséquences non négligeables, d'autant plus qu'il est prévu de rejeter les eaux de ruissellement de la future zone industrielle en aval de la galerie de décharge.

Extension de la ZIPLO

Figure 2.11

La méthodologie suivante a été utilisée pour analyser cette situation :

1. Détermination des caractéristiques du bassin versant du cours inférieur de l'Aire
2. Estimation de la capacité hydraulique existante du cours inférieur de l'Aire
3. Simulation des débits de crues produits par des pluies intenses d'été
4. Analyse des résultats

2.2 Caractéristiques du bassin versant du cours inférieur de l'Aire

Le bassin versant de l'Aire en amont du Pont Rouge couvre une superficie de 74 km² dont 23,5 km² (32 %) sont situés sur le territoire du canton de Genève /2/.

A la suite de la construction de la galerie de décharge au Rhône (1985), le cours de l'Aire peut être séparé en deux secteurs bien distincts du point de vue hydrologique :

- le cours supérieur, situé en amont de la galerie;
- le cour inférieur situé en aval.

Dans le cadre de cette étude, nous avons considéré uniquement le bassin versant du cours inférieur de l'Aire, les apports du bassin versant amont étant limités à une valeur connue par l'ouvrage de dérivation.

Les limites du bassin versant du cours inférieur de l'Aire (voir plan n° 6121-1) ont été définies sur la base des plans directeurs des égouts ainsi que d'après les modifications résultant de la construction de l'autoroute N1a et du projet d'évitement de Plan-les-Ouates SN1a :

- plan directeur des égouts de la commune de Lancy, plans Perreten & Milleret n° 8294-1-2-3-4-5;
- plan directeur des égouts de la commune d'Onex, plans Perreten & Milleret n° 7449-11A et 7449-21A;
- plan directeur des égouts de la commune de Confignon, plan Sumi, Schärer, Babel n° 1391-2A;
- plan directeur des égouts de la commune de Plan-les-Ouates, plan Budry & Quayzin et Perreten & Milleret n° 7581-17;
- projet définitif autoroute N1a, bassins versants tronçons 01 02, plan Département des travaux publics n° YL 01-02.404C;
- projet définitif évitement de Plan-les-Ouates SN1a, bassins versants, plan Département des travaux publics YM 01-02.401A.

Pour les besoins des calculs, les bassins versants des plans directeurs des égouts ont été regroupés en 15 sous-bassins versants principaux, dont 4 (numéros 1 à 4) pour le Voiret, qui est un affluent important de l'Aire et 11 (numéros 10 à 20) pour l'Aire (voir plan n° 6121-1).

Les surfaces des différents sous-bassins ont été mesurées sur les plans des zones de construction des communes concernées.

A chaque type de zone a été attribué un taux d'imperméabilisation d'après des relevés effectués par interprétation de photos-aériennes effectués dans d'autres communes /4/, /5/, /6/, à savoir :

3ème zone de développement	: 0,45
4ème zone B	: 0,55
5ème zone A	: 0,30
zone industrielle	: 0.85

Les caractéristiques des sous-bassins versants sont données dans le tableau 2.21.

Pour le sous-bassin versant 12, le taux d'imperméabilisation indiqué tient compte des surfaces importantes de serres.

Le bassin versant du Voiret, situé en amont de la route de St-Julien (48,7 ha) n'a pas été pris en considération. En effet, les débits supérieurs à 1,0 m³/s provenant de ce bassin versant seront évacués sur la galerie de décharge de Bachet-de-Pesay.

L'extension de la ZIPL0 fera partie intégrante du sous-bassin versant no 13. En l'état, il est prévu d'acheminer les eaux pluviales de cette nouvelle zone par l'intermédiaire du réseau existant qui dispose déjà de la capacité nécessaire :

- collecteur Ø 90/130/150 de la route de la Galaise ;
- collecteur Ø 150 de la route de Certoux ;
- collecteur Ø 180 de la route du Pont du Centenaire.

Ce dernier collecteur se jette dans l'Aire environ 250 m en aval du Pont du Centenaire.

2.3 Capacité hydraulique du cours inférieur de l'Aire

La capacité du cours inférieur de l'Aire a été déterminée par le bureau Mouchet, Dubois, Boissonard S.A. sur la base de mesures, de calculs hydrauliques ainsi que d'observations effectuées sur place /2/, /3/.

Ne disposant pas d'éléments supplémentaires permettant d'obtenir des résultats plus précis, nous avons décidé d'admettre ces valeurs telles quelles.

Sous-bassin No	Surface (ha)	Taux d'imperméabilisation (-)	Surface imperméable (ha)
1	29,81	0,29	8,59
2	35,74	0,39	13,86
3	34,22	0,45	15,52
4	25,77	0,35	8,97
Total Voiret aval de la route de St-Julien	125,5	0,37	46,9
10	50,00	0,33	16,63
11	24,91	-	-
12	45,20	0,25	11,30
13	20,41	0,29	16,12
14	55,56	0,56	31,22
15	28,31	-	-
16	28,16	0,28	7,85
17	32,16	0,29	9,44
18	67,98	0,29	19,64
19	47,32	0,34	16,03
20	31,31	0,40	12,46
Total Aire inférieure	556,9	0,34	187,6

Tableau 2.21 : Caractéristiques des sous-bassins versants

En effet, une détermination plus précise de la situation aurait nécessité une simulation hydrodynamique détaillée avec calage sur la base de mesures. Ce travail sortait du cadre de ce mandat.

D'après les documents cités en référence ci-dessus, la capacité hydraulique du cours inférieur de l'Aire entre la galerie de décharge au Rhône et le Pont Rouge peut être résumée comme suit :

Secteur Pont du Centenaire au Pont de Briques :

- capacité générale de 25 - 30 m³/s, avec revanche de 50 cm pour se prémunir contre d'éventuels accidents ;
- le débit d'évacuation sous le pont de Briques est de 30 - 35 m³/s avec un tirant d'air de 70 cm sous la canalisation d'eaux usées si l'on ne veut pas compromettre sa sécurité ;
- à 35 - 45 m³/s, il y a inondation générale des berges et des zones boisées, érosion très importante des berges, destruction à long terme de la zone forestière, niveau d'alerte pour les habitations ;
- les points critiques sont le morcellement de Sous-Moulin, le morcellement de la Planche d'Aire, le chemin Louis-Burgy et le pont de Briques.

Secteur Pont de Briques au Pont Rouge

- capacité générale de 25- 30 m³/s, avec revanche de 50 cm pour se prémunir contre d'éventuels accidents ;
- à 30 - 35 m³/s, il y a des inondations locales sans dommages évidents mais provoquant une érosion importante qui pourrait nécessiter un aménagement des berges.

2.4 Calcul des débits de crues

2.4.1 Apports du bassin versant amont à la galerie de décharge

Le débit déterminant provenant du bassin versant situé à l'amont de la galerie de décharge a été choisi sur la base d'une analyse des débits de crues mesurés au Pont d'Arare.

En examinant les mesures effectuées entre 1977 et 1986, on constate qu'en période "estivale" (mai à octobre) le débit de 20 m³/s est dépassé en moyenne une fois par année (voir tableau 2.41).

Date	Débit mesuré au Pont d'Arare (m ³ /s)	Débit à l'aval de la galerie de décharge (m ³ /s)
02.05.1977	22	8,8
13.05.1977	24	9,1
14.07.1977	36	11,2
31.07.1977	22	8,8
10.07.1978	23	9,0
11.10.1980	24	9,1
24.10.1980	34	10,8
26.05.1982	27	9,6
13.10.1982	23	9,0
16.05.1983	50	13,0

Tableau 2.41 : débits de crues estivales mesurés au pont d'Arare /7/.

En présence de la galerie de décharge au Rhône, ces crues auraient entraîné des débits de 8,8 à 13 m³/s en aval de la dérivation avec une fréquence annuelle.

On peut donc raisonnablement admettre un débit de 10 m³/s comme apport du bassin versant amont à la galerie de décharge de l'Aire.

Pour le Voiret, la construction de la galerie du Bachet-de-Pesay permettra de limiter les apports du bassin versant situé en amont de la route de Saint-Julien à 1,0 m³/s au maximum. Cette valeur de débit a été reprise telle quelle pour les simulations.

2.4.2 Pluies de projet

La simulation des débits de crues à l'aide d'un modèle hydrologique nécessite le choix de pluies de projet.

Dans notre cas, ces pluies de projet ont été établies pour des temps de retour $T = 10$ ans et $T = 30$ ans (courbes IDF du DTP-LCE /8/). La fréquence décennal a été choisie comme valeur indicative et en raison de son utilisation généralisée pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation des eaux pluviales.

La fréquence trentennale a été retenue comme objectif minimal de protection contre les inondations des riverains de l'Aire.

Ne disposant pas de pluies historiques ayant les caractéristiques de temps de retour et de durée adéquates, nous avons construit des pluies de projet spécifiques à notre application.

Afin de combiner les avantages respectifs des pluies de projet historiques et des pluies de projet synthétiques, nous avons décidé de modifier des pluies historiques mesurées et de les adapter aux fréquences et durées désirées.

Ce processus est réalisé en conservant les structures des pluies historiques intactes tout en ajustant la hauteur de la pluie totale à celle obtenue sur la courbe IDF pour la durée d'ajustement. Le nouveau hyétogramme est ensuite obtenu en multipliant l'intensité mesurée pour chaque pas de temps par le rapport K entre la hauteur de pluie donnée par la courbe IDF et la hauteur de pluie mesurée.

Cette méthode a été appliquée à deux pluies historiques enregistrées au pluviographe de Chevrier par le DTP-LCE.

Les paramètres utilisés pour réaliser ces ajustement sont donnés dans le tableau 2.42.

Les hyétogrammes des pluies de projet ainsi obtenus pour le temps de retour $T = 30$ ans sont présentés aux figures 2.41 et 2.42. Leurs caractéristiques détaillées figurent à l'annexe 1.

D'autre part, à titre de vérification, nous avons également effectué des simulations avec des pluies de projet de type Chicago établies sur la base des courbes IDF du DTP-LCE ($T = 10$ ans et $T = 30$ ans) - avec les paramètres suivants :

- durée de la pluie : 120 minutes
- position de l'intensité de pointe : $r = 0,50$
- pas de temps : 10 minutes

Compte tenu des caractéristiques des pluies Chicago, les résultats obtenus avec ces pluies de projet sont à considérer comme limites supérieures.

Tous les cas de simulations ont été réalisés en considérant les pluies comme uniformément réparties sur l'ensemble du bassin versant.

Paramètres	Pluie du 31.05.79 (Chevrier)	Pluie du 05.09.84 (Chevrier)
<u>Pluie historique mesurée</u>		
Durée totale (minutes)	200	580
Hauteur totale (mm)	35,4	62,4
<u>Corps de l'averse mesurée utilisé pour l'ajustement</u>		
Durée totale (minutes)	120	300
Hauteur totale (mm)	33,1	55,8
Durée d'ajustement (minutes)	60	300
Hauteur d'ajustement (mm)	31	55,8
<u>Pluie historique ajustée T = 10 ans</u>		
Hauteur d'ajustement IDF (mm)	33,1	50,5
Coefficient de multiplication K10 (-)	1,068	0,905
Durée totale (minutes)	120	300
Hauteur totale (mm)	35,4	50,5
<u>Pluie historique ajustée T = 30 ans</u>		
Hauteur d'ajustement IDF (mm)	41,8	63,0
Coefficient de multiplication K30 (-)	1,348	1,129
Durée totale (minutes)	120	300
Hauteur totale (mm)	44,6	63,0

Tableau 2.42 : paramètres d'ajustement des pluies de projet

Figure 2.41 : hyétogramme de la pluie du 31.05.79
ajustée à $T = 30$ ans

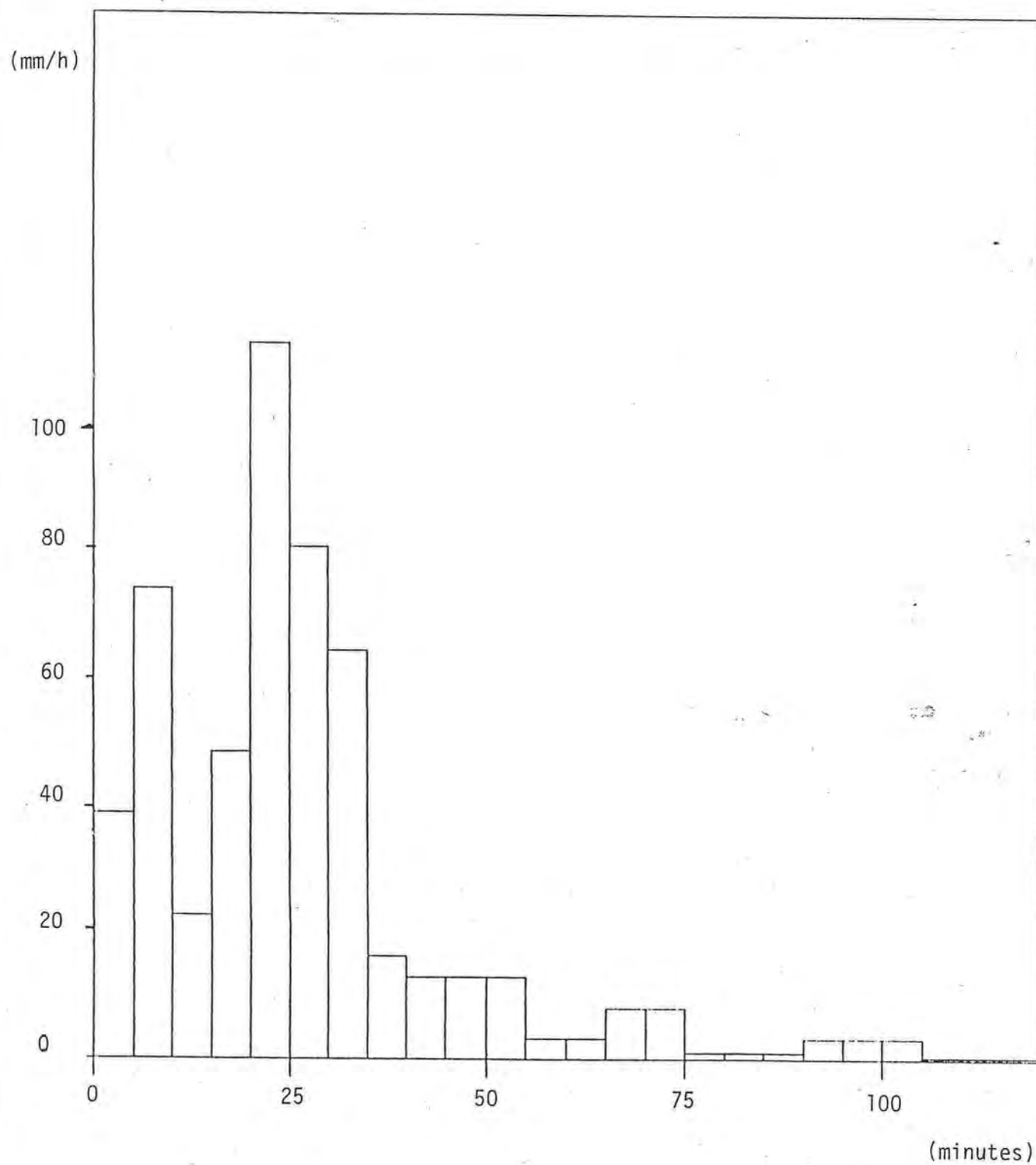
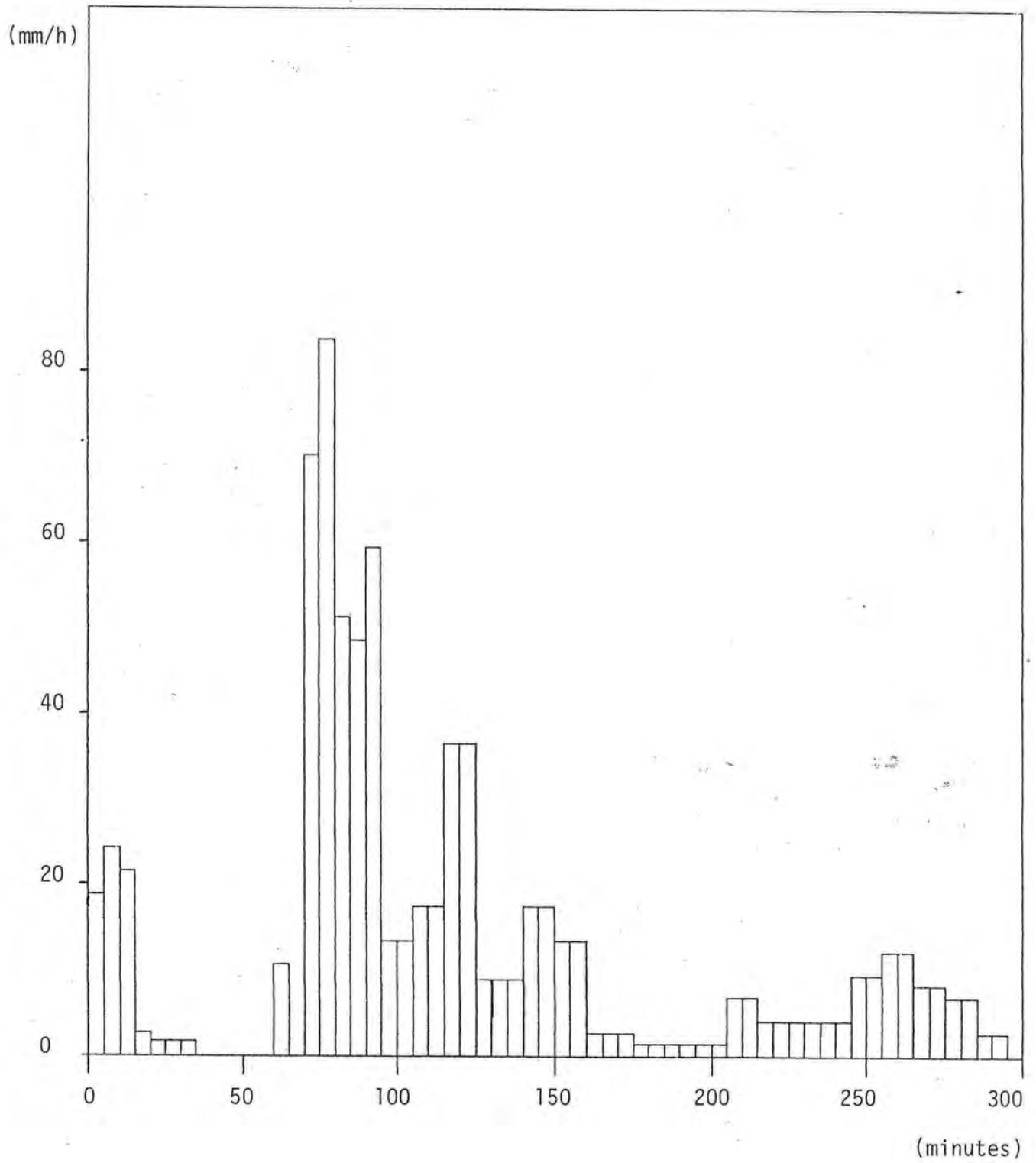


Figure 2.42 : hyétogramme de la pluie du 05.09.84
ajustée à $T = 30$ ans



2.4.3 Modèle de simulation hydrologique

Les simulations ont été réalisées avec le modèle OTTHYMO dans sa version de 1983, légèrement modifiée par le DTP-LCE. Ce modèle, développé au Canada par le professeur Wisner, a déjà fait l'objet de nombreuses applications en Suisse dont une sur le territoire du canton de Genève lors de l'étude du bassin versant de la Seymaz / 9 /.

Une description détaillée des capacités de ce modèle peut être trouvée dans le manuel de l'utilisateur / 10 /. Rappelons que le principe général du modèle est le calcul d'hydrogrammes à l'exutoire de chacun des sous-bassins définis par l'utilisateur, et leur acheminement par la rivière.

2.4.4 Paramètres de simulation

Dans notre cas d'application, nous pouvons distinguer deux types de paramètres de simulation du ruissellement de surface :

- les paramètres physiques des bassins versants, directement mesurables;
- les paramètres de simulation non-directement mesurables.

Les paramètres directement mesurables figurent dans le tableau 2.43.

Ils ont été déterminés sur la base des caractéristiques des sous-bassins versants décrites au chapitre 2.2.

Quant aux paramètres non-directement mesurables ils doivent être normalement définis par calage à l'aide de mesures. En l'absence de mesures, ces paramètres ont été choisis par défaut sur la base d'expériences faites lors de l'application du modèle sur d'autres bassins versants / 11 /.

Les paramètres utilisés pour les différentes procédures de simulation sont les suivants :

NASHYD (calcul des hydrogrammes de ruissellement pour les sous-bassins versants ruraux)

CN = 65 (sols à caractéristique d'infiltration moyenne avec conditions d'humidité moyenne)

Pertes initiales Ia = 2,0 mm.

Nombre de réservoir n = 3 / 11 /

Temps de montée Tp = tc où tc : temps de concentration du bassin (h)

Le temps de concentration tc a été calculé en fonction de la vitesse d'écoulement en surface (méthode SCS, / 12 /).

N° bassin	Type de bassin	Surface (ha)	Ximp (ha/ha)	Timp (ha/ha)	Pente (%)	Tp (h)
1. V_{oi}	urbain	29,8	0,29	0,29	1	-
2. V_{oi}	urbain	35,7	0,39	0,39	2	-
3. V_{oi}	urbain	34,2	0,45	0,45	1,3	-
4. V_{oi}	urbain	25,8	0,35	0,35	3	-
10	urbain	50,0	0,33	0,33	3	-
11	rural	24,9	-	-	3,6	0,35
12*	rural	45,2	0,10	0,25	1,3	-
13	urbain	20,4	0,79	0,79	3	-
14	urbain	55,6	0,56	0,56	3	-
15	rural	28,3	-	-	1	0,60
16	urbain	28,2	0,28	0,28	4	-
17	urbain	32,2	0,29	0,29	2	-
18	urbain	68,0	0,29	0,29	4	-
19	urbain	47,3	0,34	0,34	4	-
20	urbain	31,3	0,40	0,40	6	-

Ximp = taux d'imperméabilité directement raccordée

Timp = taux d'imperméabilité totale

Tp = temps de montée

* = bassin versant rural calculé avec la procédure URBHYD en raison des surfaces importantes de serres

Tableau 2.43 : paramètres physiques des sous-bassins versants

URBHYD (calcul des hydrogrammes de ruissellement pour les sous-bassins versants urbains)

CN = 65 (sols à caractéristique d'infiltration moyenne avec conditions humidité moyenne)

Pertes initiales $I_a \approx 2,0$ mm.

Pertes par stockage de surface en zone imperméable DPSI = 1,0 mm.

Pertes par stockage de surface en zone perméable DPSP = 4,0 mm.

Longueur de ruissellement en zone imperméable LGI = (surface / 1,5)

Longueur de ruissellement en zone perméable LGP = (surface / 1,5)

Coefficient de rugosité des surfaces imperméables MNI = 0,013

Coefficient de rugosité des surfaces perméables MNP = 0,25

KINROUTE (acheminement des hydrogrammes dans les canalisations)

Coefficient de rugosité de Manning MAN = 0,012

Diamètre, pente et longueur des tronçons selon PDE (voir tableau 2.44)

COMPUTE RATING CURVE (calcul des courbes de tarages des sections d'acheminement du cours d'eau)

L'Aire :

- coefficients de rugosité de Manning MAN = 0,03 (d'après / 13 /).
- description des sections selon profils en travers des plans Mouchet & Dubois n° 7911 - 1050 à 7911 - 1060)
- pente du tronçon d'acheminement (voir tableau 2.44)

Le Voiret :

- coefficients de rugosité de Manning général MAN = 0,03
- coefficient de rugosité de Manning pour les tronçons 2 et 3 MAN = 0,025
- description des sections selon profils en travers tirés de / 14 /
- pente du tronçon d'acheminement (voir tableau 2.44)

COMPUTE TRAVEL TIME et ROUTE (acheminement des hydrogrammes dans le cours d'eau)

Longueur du tronçon d'acheminement (voir tableau 2.44)

Pente du tronçon d'acheminement (voir tableau 2.44)

Tronçon N°	Cours d'eau	Secteurs	N° profil en travers *	Longueur (m)	Pente (%)
1.1	Aire	A1 - A2	108	740	0.6
1.2	Aire	A2 - A3	3	290	0.6
1.3	Aire	A3 - A4	15	720	0.5
1.4	Aire	A4 - A5	26	810	0.5
1.5	Aire	A5 - A6	32	190	0.5
1.6	Aire	A6 - A7	36	660	0.4
1.7	Aire	A7 - A8	48	530	0.3
2.1	Voiret	V1 - V2	3	610	1
2.2	Voiret	V2 - V3	5	520	1
2.3	Voiret	V3 - A5	6	230	1
3.1	canalisation	Z1 - Z2	∅ 150	510	0.55
3.2	canalisation	Z2 - A3	∅ 180	630	0.42
4.1	canalisation	C - A1	∅ 125	570	1

N° de profils en travers selon plans Mouchet & Dubois et / 14 /

Tableau 2.44 : paramètres de simulation pour l'acheminement des hydrogrammes de ruissellement

2.4.5 Procédure de simulation

La simulation avec le modèle OTTHYMO nécessite une schématisation préalable du système hydrologique. La structure de la simulation utilisée dans le cadre de cette étude est donnée à la figure 2.43.

Les hydrogrammes de ruissellement des bassins versants urbains ont été simulés avec la routine URBHYD.

Les hydrogrammes de ruissellement des bassins versants ruraux ont été simulés avec la routine NASHYD à l'exception du bassin versant n° 12 qui a été simulé avec URBHYD en raison des surfaces importantes de serres.

Les hydrogrammes de ruissellement des bassins 13, 14 et 10 ont été acheminés dans le réseau de canalisations jusqu'à leur point de rejet dans l'Aire à l'aide de la routine KINROUTE.

Les acheminements dans le Voiret et l'Aire ont été effectués à l'aide des routines de calcul COMPUTE RATING CURVE, COMPUTE TRAVEL TIME et ROUTE.

Du fait de la méthode d'acheminement utilisée, (routage hydrologique et non pas hydraulique), il n'a pas été tenu compte d'un quelconque laminage du débit de pointe en cas de débordement ou de rétention à une section (ex : passage voûté) de capacité insuffisante. Il faut signaler que ce phénomène peut prendre une très grosse importance pour les crues soudaines et très pointues telles que les crues d'été. Les débits de pointe obtenus doivent donc être considérés comme légèrement surévalués.

2.4.6 Analyse des résultats et commentaires

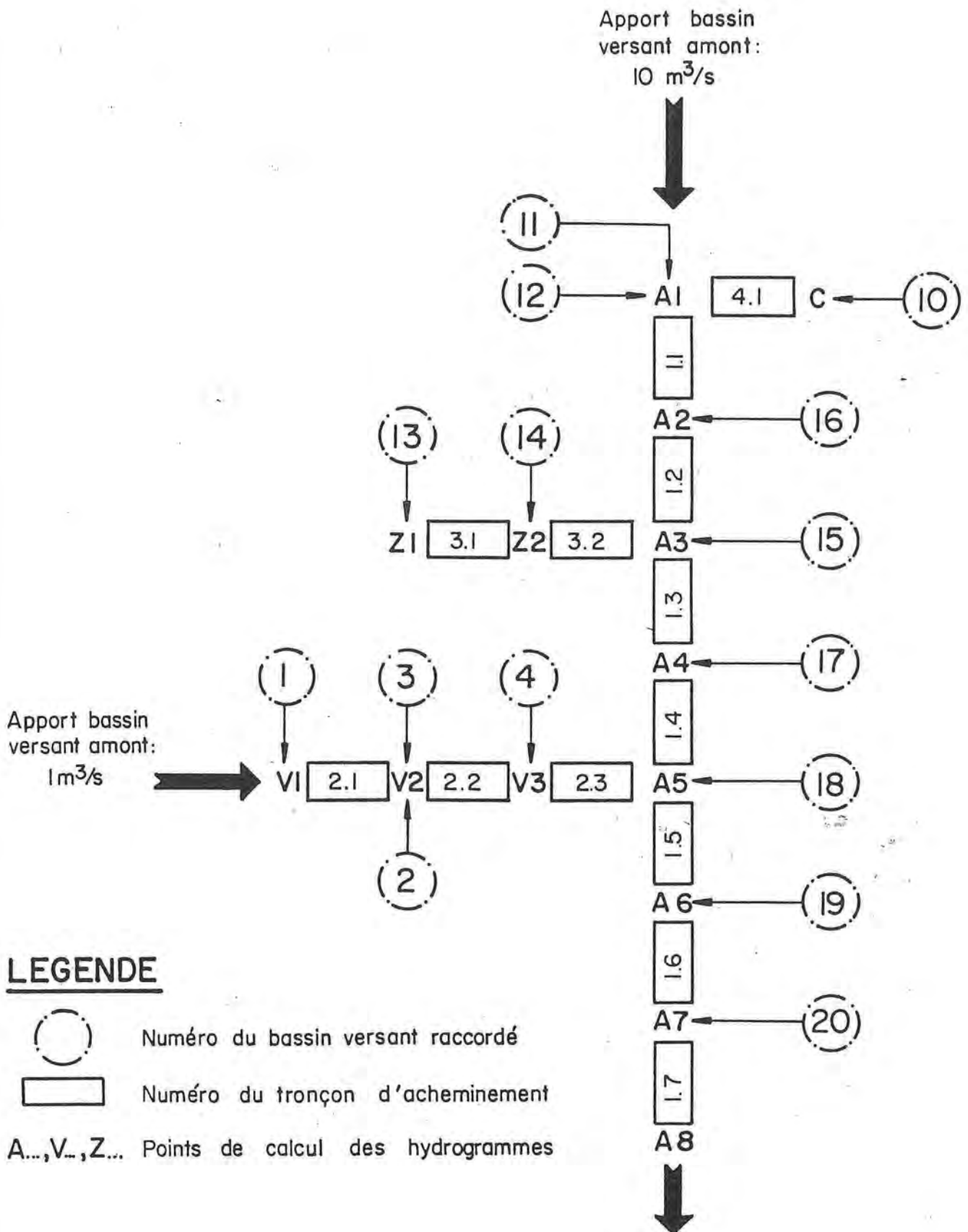
Les résultats détaillés des calculs de simulation pour le temps de retour $T = 30$ ans sont présentés à la figure 2.44.

Les hydrogrammes de ruissellement aux points principaux pour la pluie historique du 31.05.1979 ajustée à $T = 30$ ans sont donnés aux figures 2.45 et 2.46. Des résultats complémentaires pour le temps de retour $T = 10$ ans sont fournis à l'annexe 2.

En analysant ces résultats, nous pouvons en tirer les constatations suivantes :

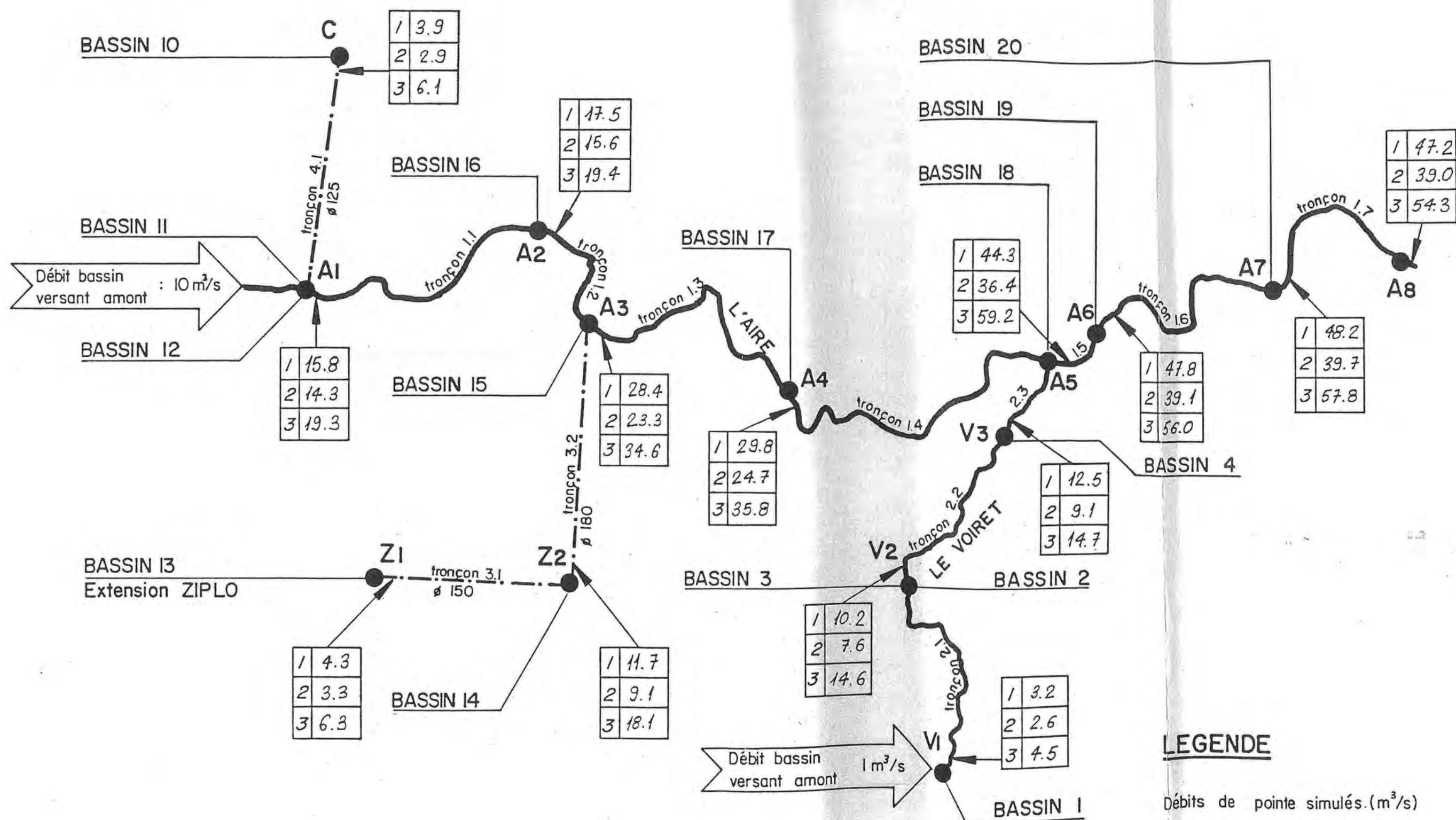
- les différentes pluies de projet utilisées conduisent à une dispersion assez importante des débits de pointe simulés. Conformément à ce qui était attendu, la pluie synthétique de type Chicago donne les débits les plus élevés.
- le bassin versant du cours inférieur de l'Aire réagit étonnamment vite. Les pluies intenses de courtes durées conduisent aux débits de pointe les plus élevés. La similitude des temps d'écoulement sur les bassins versants de la ZIPLO et du Voiret entraînent une concordance presque parfaite des débits de pointe à l'embouchure du Voiret dans l'Aire. On obtient ainsi des débits très importants au Pont de Briques.
- l'extension de la ZIPLO entraînera une augmentation de près de 60 % du débit de la ZIPLO dans sa configuration actuelle.

Figure 2.43 : Structure de la simulation OTTHYMO



DEBITS DE POINTE SIMULES POUR T = 30 ANS

FIGURE 2.45



PLUIE DU 31.05.79 ajustée à T= 30ans

LAC ET COURS D'EAU
1- 3-1990 14h06

SIMULATION HYDROLOGIQUE
MODELE OTTHYMO

Hydrogrammes en provenance de la ZIPL0

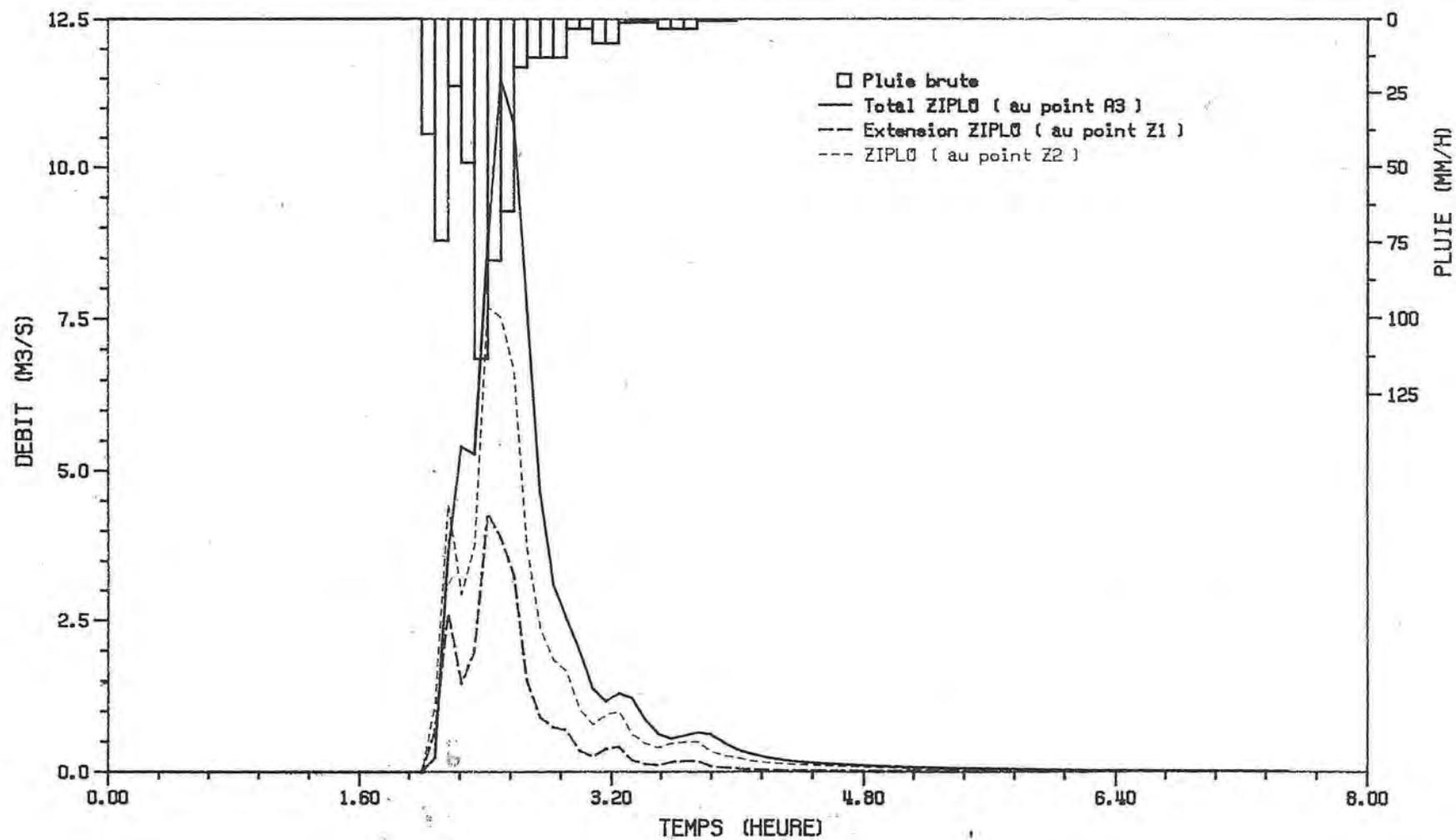


Figure 2.45

PLUIE DU 31.05.79 ajustée à T= 30ans

LAC ET COURS D'EAU
1- 3-1990 14h14

SIMULATION HYDROLOGIQUE
MODELE OTTHYMO

Hydrogrammes dans l'Aire aux points A3, A5 et A8

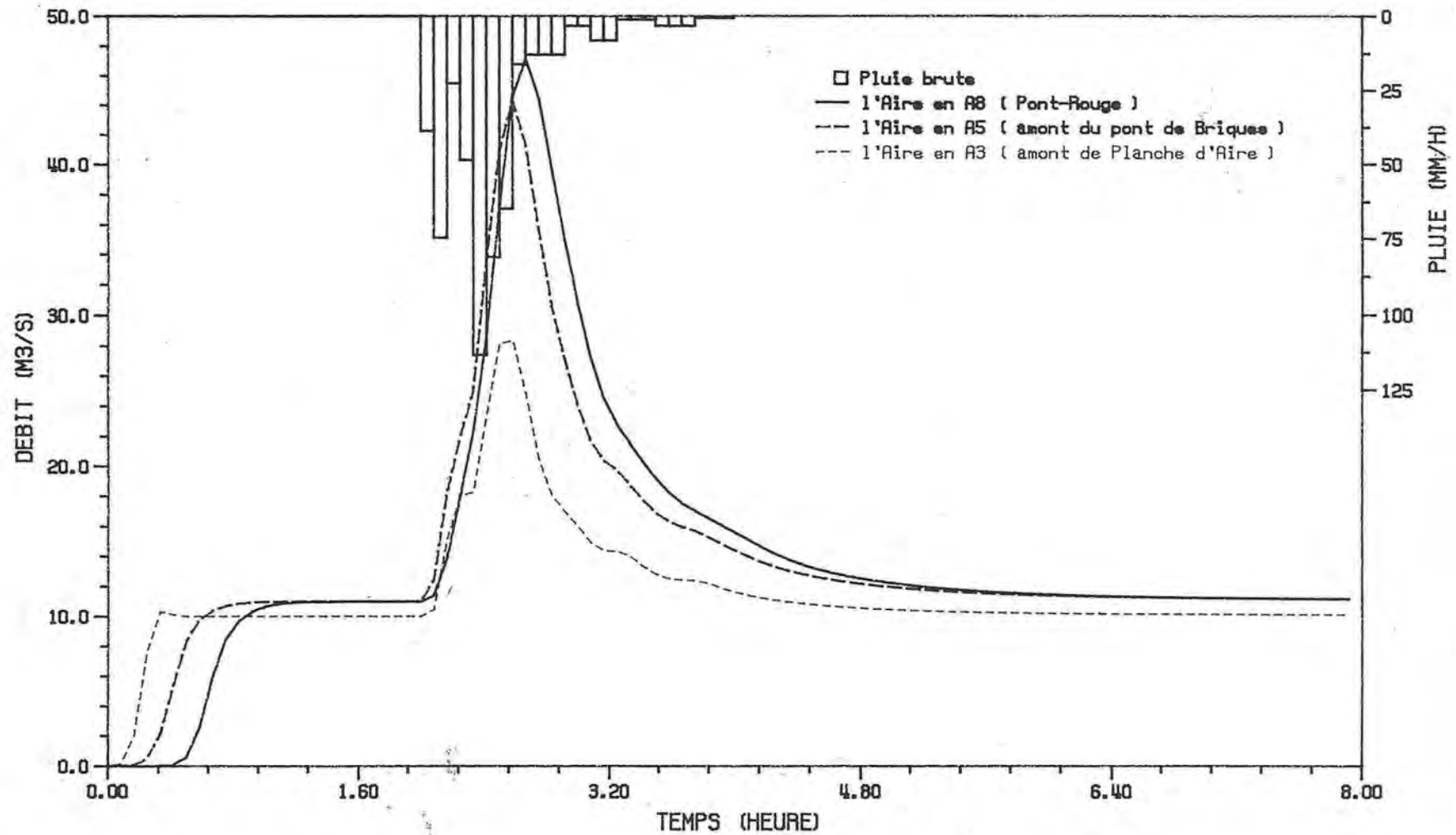


Figure 2.46

Une présentation plus synthétique des résultats est fournie à la page 23.

Elle nous permet de constater que les apports dans le cours inférieur de l'Aire se font principalement en 2 points :

- à l'embouchure du collecteur de la ZIPLO;
- à l'embouchure du Voiret.

On distingue donc trois secteurs avec des débits plus ou moins constants :

- le secteur situé entre la galerie de décharge au Rhône et le Pont du Centenaire, où le débit est principalement influencé par les apports du bassin versant situé en amont de la galerie de décharge et, dans une moindre mesure, par les apports du sous-bassin versant n° 10 (Confignon). Ce tronçon ne présente pas de problèmes de capacité;
- le secteur situé entre le Pont du Centenaire et l'embouchure du Voiret, où les apports de la ZIPLO entraînent une augmentation très importante du débit. La capacité de l'Aire sur ce tronçon est suffisante si l'on ne considère pas l'extension de la ZIPLO. Avec l'extension, la capacité de l'Aire au chemin Louis-Burgy est légèrement dépassée;
- le secteur situé entre l'embouchure du Voiret et le Pont Rouge où la capacité hydraulique de l'Aire est nettement dépassée pour toutes les pluies de projet considérées. La situation est surtout inquiétante au niveau du Pont de Briques où la capacité de l'Aire est strictement limitée par le gabarit du pont. En ce qui concerne le secteur situé en aval du pont de Lancy, les crues entraîneront des érosions importantes.

En résumé et en conclusion, on constate que sans extension de la ZIPLO, la capacité hydraulique de l'Aire est déjà dépassée de 10 m³/s * au Pont de Briques et de 15 m³/s en aval du Pont de Lancy.

La capacité actuelle du cours inférieur de l'Aire ne permet donc pas d'accepter de déclassement de zone ou de densification importante des zones existantes sans restrictions quant au rejet des eaux pluviales.

Au cas où l'extension de la ZIPLO se ferait sans limitation des débits d'eaux pluviales rejetés dans l'Aire, la capacité du cours inférieur de la rivière serait dépassée de 2 m³/s au chemin Louis-Burgy, 13 m³/s au Pont de Briques et de 18 m³/s en aval du Pont de Lancy.

* références : temps de retour T = 30 ans, pluie historique ajustée du 31.05.1979

3. Proposition de solutions

Au vu des conclusions de l'analyse de la situation, nous avons examiné et évalué quatre types de variantes permettant de limiter les débits d'eaux pluviales engendrés par l'extension de la ZIPLO :

- variantes de raccordement à la galerie de décharge de l'Aire au Rhône ;
- variantes de rétention des eaux de ruissellement ;
- variantes de contrôle du ruissellement ;
- variante compensatoire.

Toutes les variantes proposées, à l'exception des variantes de contrôle du ruissellement, ont été étudiées jusqu'au stade de l'avant-projet, avec une estimation des coûts de construction et d'entretien tenant compte des conditions particulières du site.

Il est à signaler que les choix constructifs proposés, et par conséquent les coûts de construction, sont très fortement influencés par la très mauvaise qualité des terrains rencontrés, principalement des sables et limons fluents ainsi que des argiles molles (voir annexe 3).

D'autre part, pour certaines variantes, il a été tenu compte du niveau très élevé de la nappe (- 2,0 m sous le niveau du terrain naturel).

3.1 Variante "zéro" : pas de limitations des débits d'eaux pluviales rejetés par l'extension de la ZIPLO (figure 3.11)

Avant d'examiner les solutions, rappelons brièvement les conséquences qui pourraient résulter de l'extension de la ZIPLO sans mesures de restriction des débits d'eaux pluviales :

Secteur Pont du Centenaire au Pont de Briques :

- inondation des berges et des zones boisées ;
- érosion accrue et à long terme destruction de la zone boisée ;
- risques accrus d'inondation des riverains (chemin Louis-Burgy) ;

Secteur Pont de Briques au Pont Rouge :

- inondations locales ;
- érosion importante pouvant nécessiter un aménagement des berges.



VARIANTE "ZERO"

Pas de limitation du débit d'eaux
pluviales rejeté dans l'Aire

Situation 1:5000

3.2 Variantes de raccordement à la galerie de décharge au Rhône

Ces variantes ont pour but de raccorder le réseau d'eaux pluviales de la nouvelle zone industrielle à la galerie de décharge construite sous Confignon en 1985. Elles permettraient ainsi d'éviter le rejet des eaux pluviales dans l'Aire en les dirigeant directement au Rhône par l'intermédiaire de la galerie.

Parmi les différentes possibilités de tracé examinées, deux solutions ont été retenues :

- raccordement de l'ensemble de la ZIPL0 (y compris l'extension) sur la galerie de décharge ;
- raccordement de l'extension de la ZIPL0 sur la galerie de décharge.

Il est à noter que, par souci d'homogénéité avec le réseau existant, les canalisations de raccordement ont été dimensionnées à l'aide des courbes IDF d'Archinard.

3.2.1 Variante la : raccordement de l'ensemble de la ZIPL0 sur la galerie de décharge du cours de l'Aire

Description (voir figure 3.21)

Cette variante propose de raccorder le collecteur EP diam. 180 existant dans le chemin du Pont du Centenaire à la galerie de décharge au Rhône. Elle consiste à réaliser en pousse-tube un collecteur de diam. 220 de 5 ‰ de pente et de 850 m de longueur.

Il est à noter que la réalisation du diam. 180 existant dans les années 1970 avait déjà posé de nombreux problèmes techniques et de dépassement de coûts en raison de la qualité très mauvaise des terrains rencontrés.

Pour éviter ces problèmes, la solution constructive étudiée envisage une consolidation du terrain en place par la méthode du "jetting".

Dimensionnement

diam. 220
pente : 5 ‰
Kst : 85
Qplein : 15,3 m³/s
Vplein : 4,0 m/s

Ce collecteur permettra d'évacuer à la galerie de décharge les eaux pluviales de l'ensemble de la ZIPL0.

Coûts de construction

Travaux	:	Fr. 9'086'000.--
Indemnisation agriculteurs	:	Fr. 175'000.--
Remise en état des lieux	:	Fr. 300'000.--
Divers et imprévus (env. 5 %)	:	Fr. 478'000.--

Sous-total	:	Fr. 10'039'000.--
------------	---	-------------------

Honoraires ingénieurs, géotechnicien, géomètre	:	Fr. 1'506'000.--
--	---	------------------

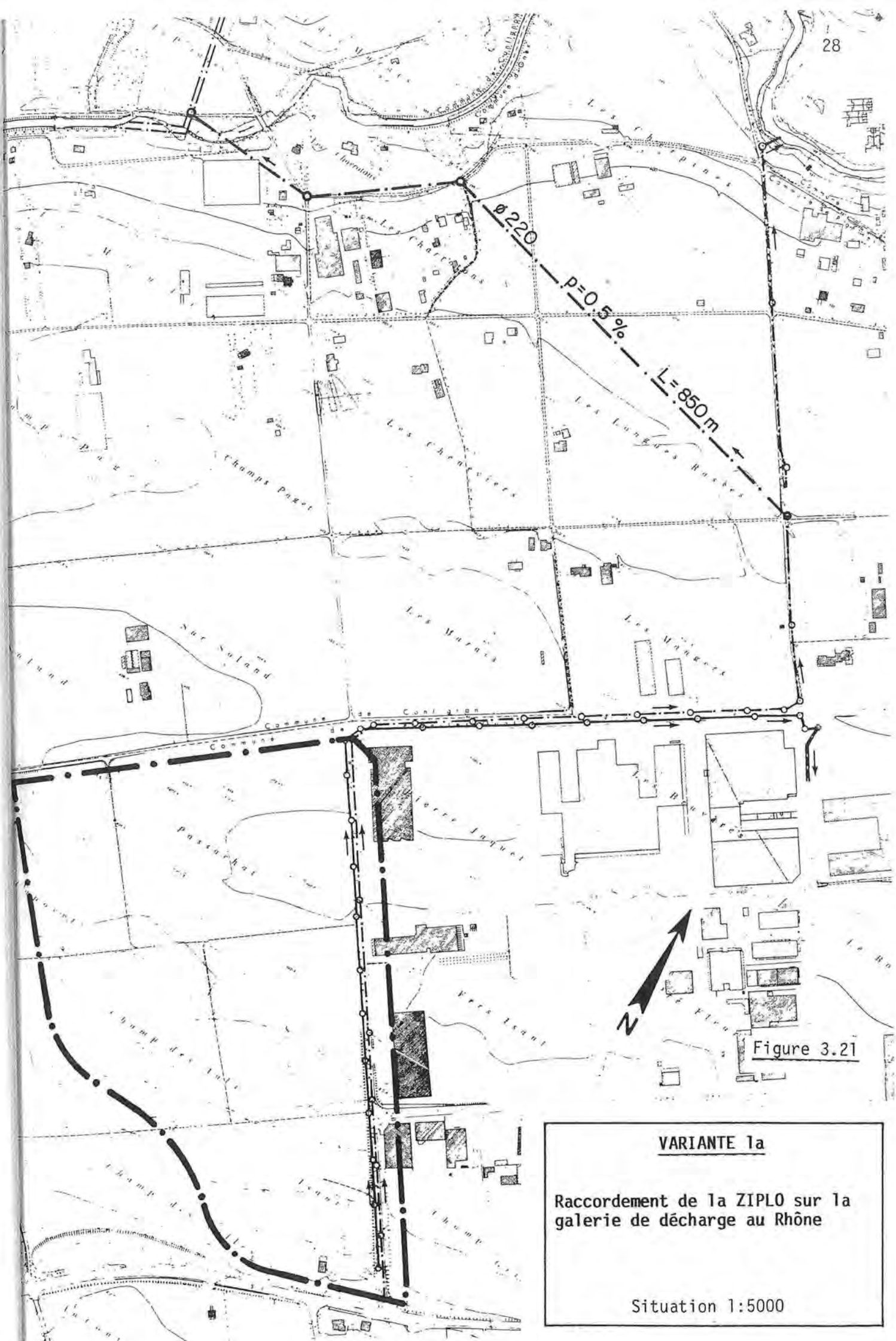
TOTAL	:	Fr. 11'545'000.--
--------------	---	--------------------------

Durée des travaux

24 mois

Frais d'entretien et d'exploitation

Négligeables



VARIANTE 1a

Raccordement de la ZIPL0 sur la galerie de décharge au Rhône

Situation 1:5000

3.2.2 Variante 1b : raccordement de l'extension de la ZIPL0 sur la galerie de décharge du cours de l'Aire

Description (voir figure 3.22)

Cette variante propose de raccorder le collecteur EP diam. 150 existant dans la route de la Galaise à la galerie de décharge au Rhône. Elle consiste à réaliser en pousse-tube un collecteur de diam. 150 sur une longueur de 780 m.

La solution constructive proposée prévoit un abaissement de la nappe par Wellpoints sur 220 m de longueur ainsi qu'une consolidation du terrain par "jetting" sur 560 m.

Dimensionnement

diam. 150
 pente : 0,5 % - 1,6 %
 Kst : 85
 Qplein : 5,5 - 9,9 m³/s
 Vplein : 3,1 - 5,6 m/s

Coûts de construction

Travaux	:	Fr. 5'695'000.--
Indemnisation agriculteurs	:	Fr. 225'000.--
Remise en état des lieux	:	Fr. 300'000.--
Divers et imprévus (env. 5 %)	:	Fr. 311'000.--
<hr/>		
Sous-total	:	Fr. 6'531'000.--
Honoraires ingénieurs, géotechnicien, géomètre	:	Fr. 980'000.--
<hr/>		
TOTAL	:	Fr. 7'531'000.--
<hr/>		

Durée des travaux

24 mois

Frais d'entretien et d'exploitation

Négligeables



Figure 3.22

VARIANTE 1b

Raccordement de l'extension de
la ZIPLO sur la galerie de
décharge au Rhône

Situation 1:5000

3.3 Variantes de rétention des eaux de ruissellement

3.3.1 Choix des paramètres de dimensionnement

Pour le dimensionnement des bassins de rétention nous avons utilisé les courbes IDF du DTP - LCE / 8 /. En effet, les courbes IDF d'Archinard sont valables pour des durées de pluie inférieures ou égales à 40 minutes et ne sont par conséquent pas applicables pour le dimensionnement d'un volume de rétention (durée déterminante de l'averse généralement supérieure à 200 minutes).

Nous avons admis deux temps de retour de dimensionnement :

- T = 10 ans : pour ce temps de retour, le bassin doit fonctionner sans risques de mise en charge du réseau ;
- T = 30 ans : pour ce temps de retour, le système de rétention est plein.

Pour les pluies de temps de retour supérieur à 30 ans et par mesure de sécurité, chaque bassin de rétention est équipé d'une surverse.

Le débit maximum d'eaux pluviales à la sortie du bassin de rétention a été fixé à 20 l/s par hectare de surface imperméable, soit pour une extension de 17,0 ha de la ZIPLO :

$$17,0 \text{ ha} \times 0,85 \times 20 \text{ l/s,ha} = 289 \text{ l/s}$$

Ce choix présente 2 avantages :

- ce débit est du même ordre de grandeur que le débit de ruissellement d'une surface de zone agricole équivalente. En effet, en simulant (OTTHYMO/NASHYD) un bassin versant rural de mêmes caractéristiques * que l'extension de la ZIPLO avec une pluie (Chicago) de temps de retour T = 10 ans, on obtient un débit de pointe de 300 l/s.
- il est égal à la valeur préconisée par le Département de l'Intérieur et de l'Agriculture pour le dimensionnement des bassins de rétention pour les zones de serres.

3.3.2 Méthode de dimensionnement des volumes de rétention

Le choix de la méthode de dimensionnement des volumes de rétention des eaux de ruissellement est très important. En effet, selon les méthodes utilisées, le volume de rétention peut varier dans des proportions non négligeables (jusqu'à 25 %), ce qui peut se traduire par des conséquences importantes tant sur la sécurité des ouvrages que sur leur coût.

* paramètres de simulation NASHYD : CN = 65, Tp = 0,56 h, Ia = 2,0 mm, n = 3

Trois méthodes de dimensionnement reposant sur la formule rationnelle ont été examinées (voir annexe 4) :

- débit de vidange du bassin constant $Q_{DIM} = Q_0$
- débit de vidange du bassin constant $Q_{DIM} = 0,7 \times Q_0$
- débit de vidange variant linéairement dans le temps $Q_{DIM} = f(\text{temps})$

où :

Q_0 : débit maximum de l'orifice de vidange

Q_{DIM} : débit de vidange utilisé pour le dimensionnement du volume de rétention

A titre d'exemple, nous avons appliqué ces trois méthodes pour le dimensionnement d'un bassin de rétention pour une surface de 1,0 hectare ayant les caractéristiques d'imperméabilisation de la ZIPLO. Les résultats obtenus pour les différents temps de retour considérés sont présentés dans le tableau 3.31.

Temps de retour (ans)	$Q_{DIM} = Q_0$	$Q_{DIM} = 0,7 \times Q_0$	$Q_{DIM} = f(\text{temps})$ (Référence)
5	171 (-14,7 %)	198 (-12,8 %)	227
10	218 (-22,7 %)	248 (-12,1 %)	282
20	266 (-21,5 %)	301 (-11,2 %)	339
50	332 (-21,1 %)	374 (-11,2 %)	421
100	381 (-20,8 %)	420 (-10,8 %)	481

Tableau 3.31 : Volumes de rétention obtenus par les différentes méthodes de dimensionnement.

Les valeurs entre parenthèses indiquent la différence par rapport à la méthode de référence.

On constate donc que l'on obtient des écarts importants (jusqu'à 25 %) entre les différentes méthodes de calcul.

Du point de vue pratique et constructif, on peut en tirer les remarques suivantes :

- le respect de la condition de dimensionnement de la première méthode ($Q_{DIM} = Q_0$) est pratiquement impossible sans un système électromécanique de vanne ou de batardeau asservi au débit. Un système d'une telle complexité ne nous paraît pas indiqué dans le cadre de notre application ;

- le respect de la condition de dimensionnement de la seconde méthode ($Q_{DIM} = 0,7 \times Q_0$) est envisageable en utilisant un régulateur à vortex ou un manchon d'étranglement souple ("Schlauchdrossel") / 18 /. En effet, ces dispositifs permettent une meilleure régulation du débit tout en assurant des sections de passage beaucoup plus importantes que les orifices calibrés ;
- la troisième méthode de dimensionnement ($Q_{DIM} = f(\text{temps})$) est indiquée pour les bassins de rétention régulés par des orifices calibrés dont le débit est fortement dépendant de la hauteur d'eau accumulée dans le bassin. Cette méthode de dimensionnement conduit par conséquent à des volumes de rétention élevés.

Sur la base de cette analyse, nous avons choisi d'utiliser la seconde méthode pour le dimensionnement des bassins de rétention de la ZIPL0. Dans chaque cas, le dimensionnement a été vérifié par simulation MOUSE/SAMBA avec la série de pluies historiques Chevrier 1979 - 1985.

3.3.3 Aspects constructifs

En raison de la très mauvaise qualité des terrains (sables et limons fluants, argile molle) et du niveau élevé de la nappe (- 2,0 m sous la surface du terrain), il n'a pas été possible de proposer des solutions de rétention "légères" telles que bassins de rétention à ciel ouvert avec feuille d'étanchéité.

Les solutions retenues considèrent des bassins de rétention en béton armé avec une couverture permettant de recevoir une activité ou une construction ultérieure sur dalle et ainsi d'économiser de la place.

Dans chaque cas il a été prévu une régulation des débits de sortie par un régulateur à vortex.

En raison de la faible profondeur du collecteur existant dans la route de la Galaise, il ne sera pas possible de vidanger gravitairement les bassins. A l'exception de la variante 2c (rétention décentralisée), les bassins seront équipés de pompes. Il n'a pas été prévu de groupe électrogène de secours en cas de panne d'électricité.

3.3.4 Variante 2a : rétention centralisée

Description (voir figure 3.31)

Cette variante propose la construction d'un bassin de rétention pour l'ensemble de la zone d'extension de la ZIPLO.

Dimensionnement

Surface du bassin versant	: 20,4 ha
Taux d'imperméabilisation moyen	: 82,5 %
Temps de concentration	: 10 minutes
Débit maximal de vidange du bassin de rétention	: 340 l/s
" moyen " " " " " " "	: 238 l/s

La courbe de dimensionnement en fonction du temps de retour est donnée à l'annexe 5.

La vérification du volume des bassins par simulation MOUSE/SAMBA montre que durant la période considérée (1979-1985), deux pluies ont produit des volumes de rétention supérieurs au temps de retour $T = 10$ ans. Ceci confirme la nécessité de dimensionner les volumes de rétention pour un temps de retour supérieur à $T = 10$ ans.

Volume utile de rétention $T = 10$ ans : 4'900 m³.

Volume utile de rétention $T = 30$ ans : 6'500 m³.

Un exemple de bassin de rétention central est donné à la page 36.

Coûts de construction

Installations de chantier	: Fr. 360'000.--
Terrassement, blindage, mise en décharge	: Fr. 1'615'000.--
Coffrage, béton et armatures	: Fr. 2'150'000.--
Canalisations, ouvrage de dérivation, vannes	: Fr. 100'000.--
Finitions, étanchéité, regards	: Fr. 475'000.--
Régulateur vortex	: Fr. 40'000.--
Installation de pompage	: Fr. 120'000.--
Divers et imprévus (env. 10 %)	: Fr. 486'000.--

Sous-total : Fr. 5'346'000.--

Honoraires ingénieurs, géotechnicien, géomètre : Fr. 802'000.--

TOTAL : Fr. 6'148'000.--

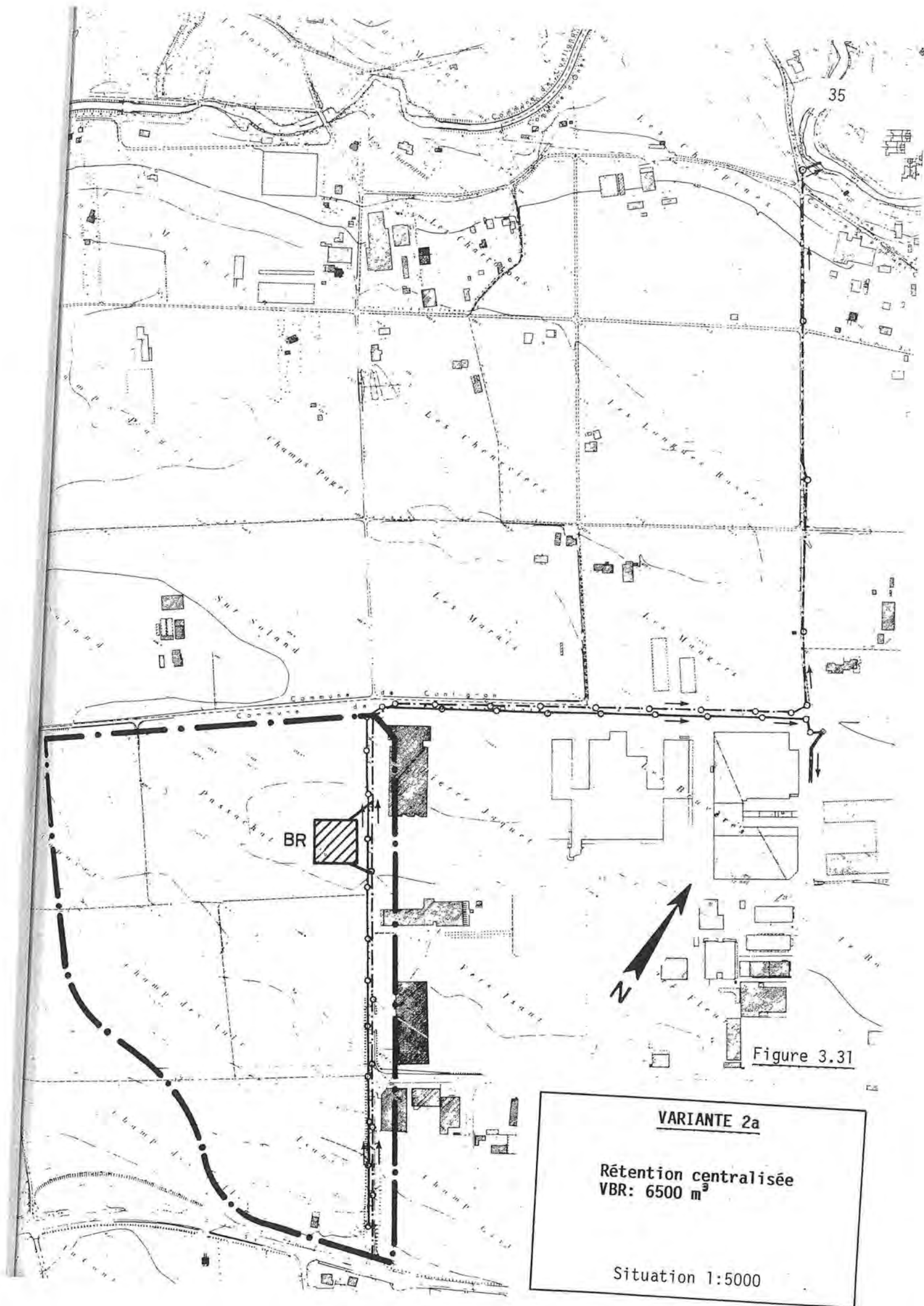
Durée des travaux

15 mois

Frais d'entretien et d'exploitation

Pompage	Fr./an 1'000.--
Contrôles, entretien	Fr./an 4'000.--

Total : Fr./an 5'000.--

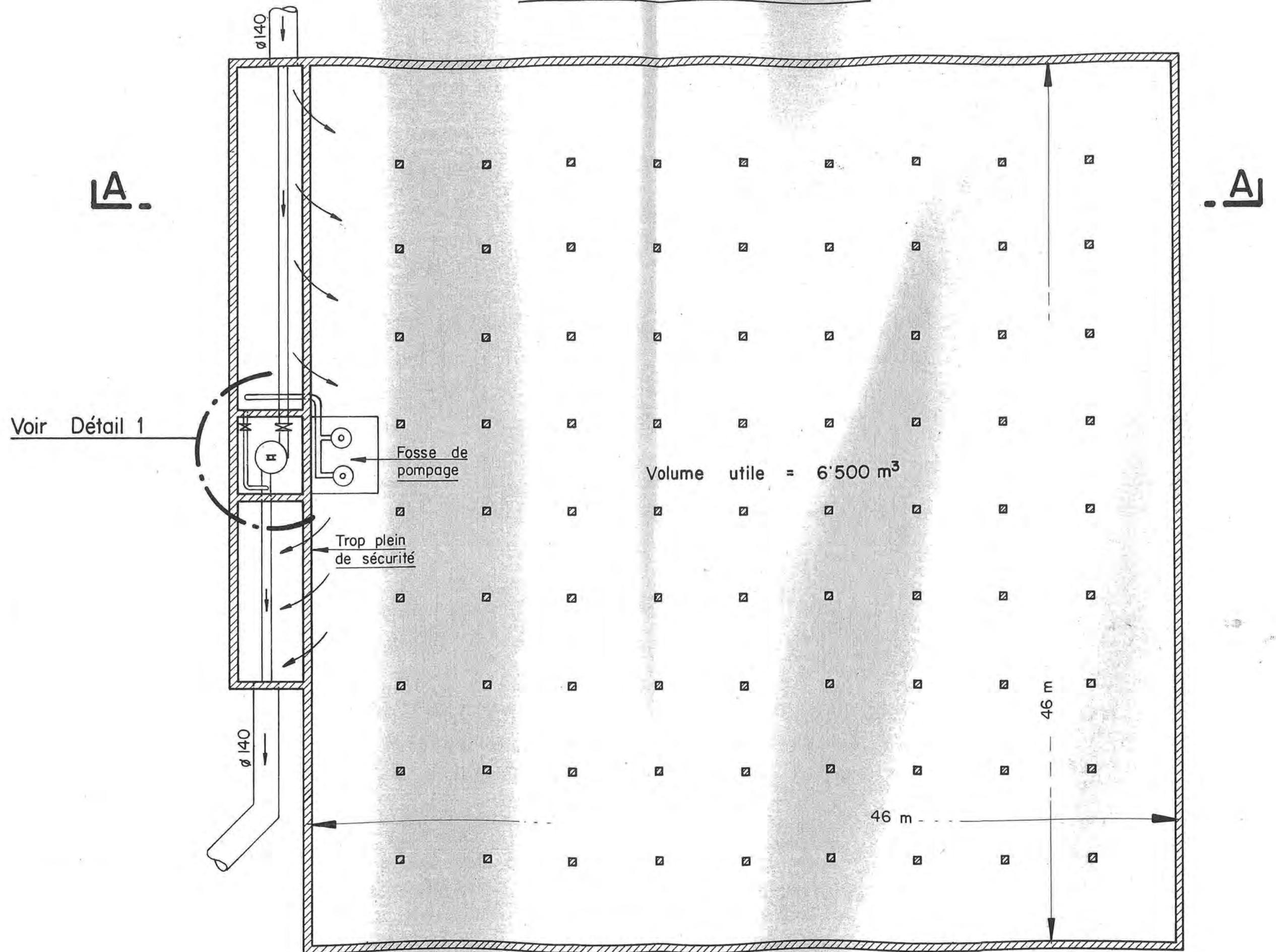


DEPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS DE GENEVE

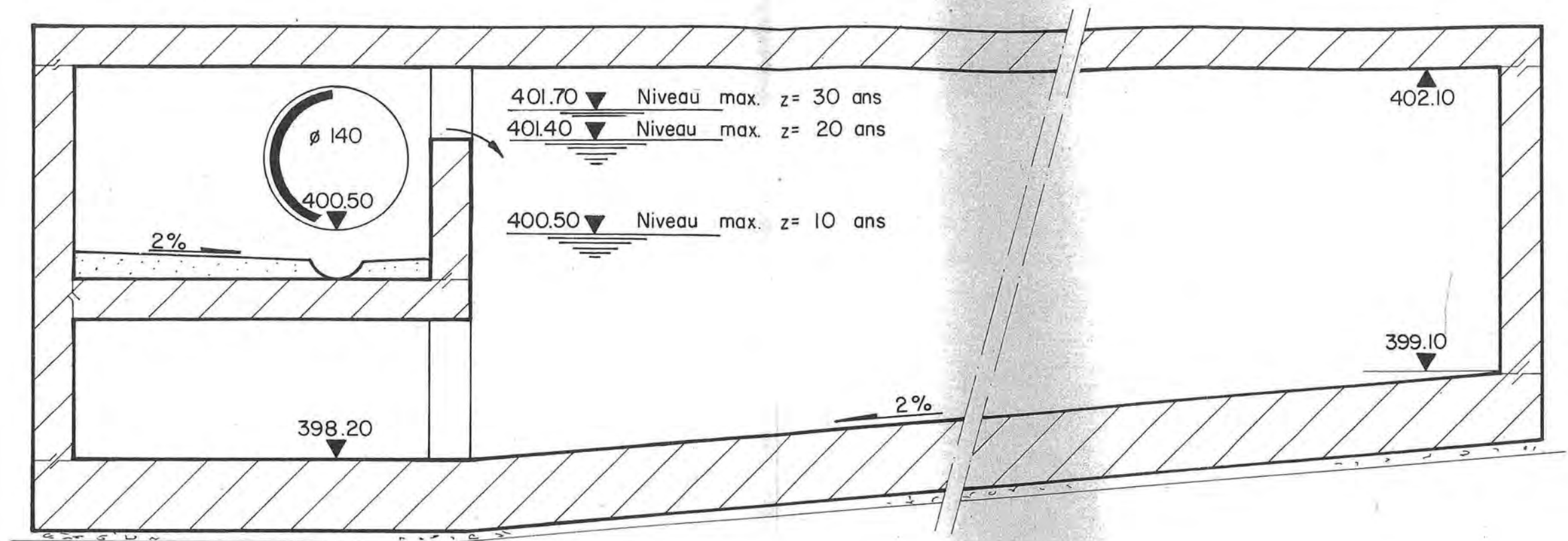
SERVICE DU LAC ET DES COURS D'EAU

EXTENSION DE LA ZIPLO**VARIANTE 1A****BASSIN DE RETENTION CENTRAL****EXEMPLE**

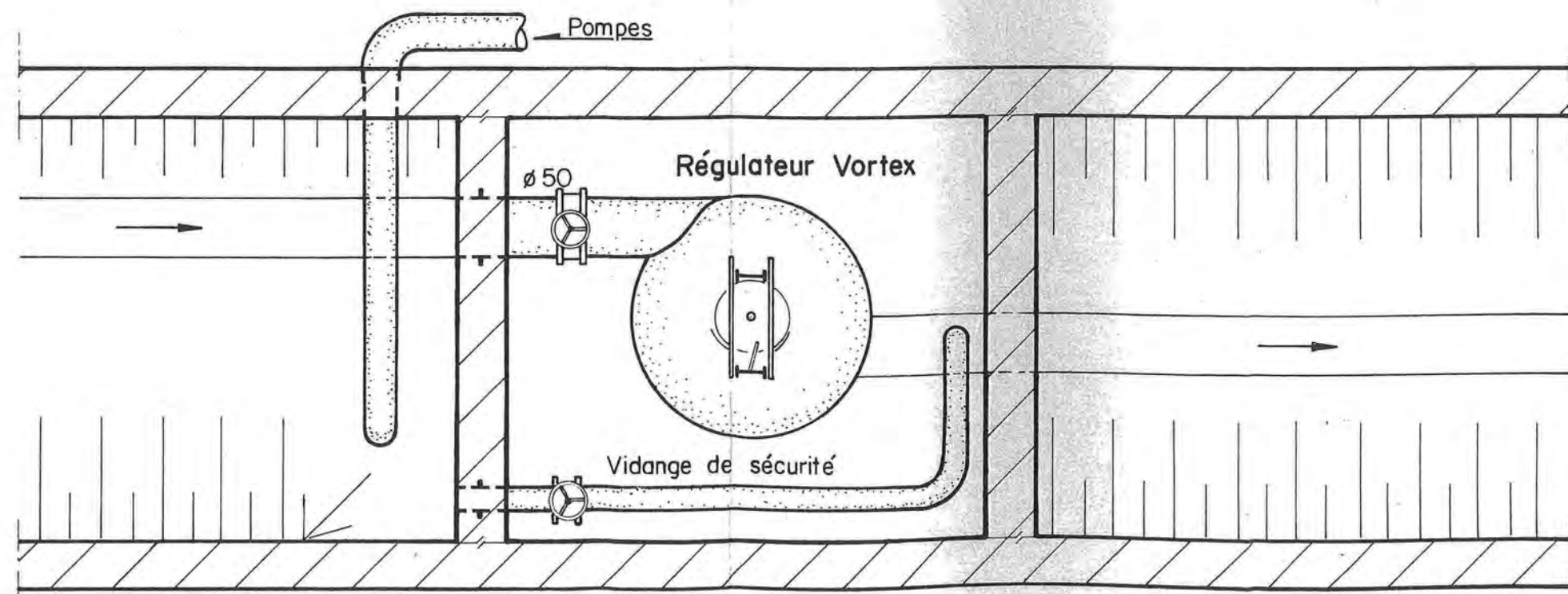
Vue en plan 1:200



Coupe A - A 1:50



Détail 1 1:50



3.3.5 Variante 2b : rétention semi-centralisée

Description (voir figure 3.32)

Cette variante propose la construction de 3 bassins de rétention. Cette solution offre ainsi la possibilité de construire les bassins en fonction du développement de la zone industrielle.

Toutefois, elle nécessitera de prévoir des collecteurs complémentaires aboutissant à ces bassins car il ne sera pas possible aux industriels de se raccorder directement sur le collecteur existant dans la route de la Galaise. Le coût supplémentaire de ces collecteurs n'est pas pris en compte dans l'estimation des coûts figurant ci-après.

Dimensionnement

	<u>BRI</u>	<u>BRII</u>	<u>BRIII</u>
Surface du bassin versant (ha)	3,56	6,89	6,55
Taux d'imperméabilisation (%)	85	85	85
Temps de concentration (minutes)	6	8	8
Débit max. vidange du bassin (l/s)	65	120	115
Débit moy. vidange du bassin (l/s)	46	84	80

Ces bassins seront du même type que le bassin central.

	<u>BRI</u>	<u>BRII</u>	<u>BRIII</u>
Volume utile de rétention Z = 10 ans (m3)	860	1700	1600
Volume utile de rétention Z = 30 ans (m3)	1150	2300	2150
	====	====	====

Coûts de construction

Les coûts des travaux de construction de ces bassins ont été calculés en proportion du volume extérieur par rapport au bassin central.

	<u>BRI</u>	<u>BRII</u>	<u>BRIII</u>
Travaux GC	940'000.--	1'685'000.--	1'530'000.--
Régulateur vortex	25'000.--	25'000.--	25'000.--
Installation de pompage	50'000.--	70'000.--	70'000.--
Divers et imprévus (env. 10 %)	102'000.--	178'000.--	163'000.--
	-----	-----	-----
Sous-total :	1'117'000.--	1'958'000.--	1'788'000.--
Honoraires ingénieurs, géotechnicien, géomètre	168'000.--	294'000.--	268'000.--
	-----	-----	-----
TOTAL :	1'285'000.--	2'252'000.--	2'056'000.--
TOTAL GENERAL :			5'593'000.--
			=====

Rétention semi-centralisée
(3 bassins de rétention)
VBR I: 1150 m³
VBR II: 2300 m³
VBR III: 2150 m³

Situation 1:5000

Durée des travaux

15 mois (pour chaque bassin)

Frais d'entretien et d'exploitation

Pompage

Fr./an 1'000.--

Contrôle, entretien

Fr./an 9'000.--

Total :Fr./an 10'000.--

3.3.6 Variante 2 c : rétention décentralisée

Description

Comme troisième variante de rétention, nous avons examiné une solution de rétention décentralisée. En l'absence de plan d'aménagement de la future zone industrielle, nous avons effectué les calculs de dimensionnement et de coûts pour des surfaces unitaires de bassins versants de 10'000 m². Dans la pratique, ce type de rétention est envisageable pour n'importe quelle surface imperméable supérieure à 2'500 m².

Les bassins de rétention prévus fonctionneront entièrement en gravitaire. En raison de la faible profondeur du collecteur existant, ces rétentions auront une profondeur utile de 1,50 m. Cette condition pourra entraîner éventuellement des restrictions sur le niveau "terrain" des constructions projetées.

La figure 3.33 présente un exemple d'implantation de bassins de rétention décentralisés pour des parcelles-type d'un hectare.

Dimensionnement

Surface du bassin versant	: 1,0 ha
Taux d'imperméabilisation	: 85 %
Temps de concentration	: 5 minutes
Débit maximal de vidange du bassin de rétention	: 17 l/s
" moyen " " " " " " "	: 12 l/s
Volume utile de rétention Z = 10 ans	: 250 m ³ (total : 17 x 250 m ³ = 4'250 m ³)
Volume utile de rétention Z = 30 ans	: <u>330 m³</u> (total : 17 x 330 m ³ = 5'610 m ³)

Coûts de construction

Coûts pour la construction d'un bassin de rétention de 330 m³ de volume utile pour une parcelle-type de 10'000 m² :

Installations de chantier	: Fr. 35'000.--
Terrassement, mise en décharge	: Fr. 120'000.--
Coffrage, béton et armatures	: Fr. 202'000.--
Finitions, étanchéité, regards	: Fr. 50'000.--
Régulateur vortex	: Fr. 22'000.--
Divers et imprévus (env.10 %)	: Fr. 43'000.--

Sous-total : Fr. 472'000.--

Honoraires ingénieurs, géotechnicien, géomètre : Fr. 70'000.--

TOTAL : Fr. 542'000.--

Coût de construction total pour 17 bassins de rétention : Fr. 9'214'000.--

=====



Il est bien évident que si ces bassins sont intégrés aux constructions projetées, leurs coûts pourront en être sensiblement réduits. D'autre part, cette variante permettra de réduire de manière non négligeable le diamètre (et par conséquent le coût) des collecteurs EP à réaliser dans la nouvelle zone industrielle. En l'absence de plan directeur, il n'a pas été possible d'évaluer l'importance de ces économies.

Durée des travaux

4 - 6 mois par bassin de rétention

Frais d'entretien et d'exploitation

Les frais d'exploitation de ces bassins seront réduits du fait de l'absence de pompage. Néanmoins, les bassins devront être inspectés régulièrement (environ 4 fois par année) afin de prévenir les risques de colmatage des régulateurs de débit.

Contrôle, entretien

Fr./an, bassin 1'000.--

Total pour 17 bassins

Fr./an 17'000.--
=====

3.4 Variante 3 : contrôle du ruissellement

Description

Ce type de variante a pour but de limiter "à la source" le débit des eaux de ruissellement avant qu'elles n'atteignent le réseau d'assainissement.

Ces variantes peuvent consister soit en une limitation de l'imperméabilisation du sol, soit en une rétention ou une infiltration des eaux de ruissellement sur le lieu de leur "production".

Dimensionnement

Dans notre cas, l'objectif du contrôle du ruissellement est identique à celui des variantes de rétention, à savoir :

$$Q_{\max} = 20 \text{ l/s par hectare de surface imperméable}$$

Chaque parcelle (ou groupement de parcelles) devra donc prévoir les aménagements nécessaires de manière à ne pas dépasser ce débit spécifique pour des temps de retour jusqu'à $T = 30$ ans.

Les principales possibilités de contrôle du ruissellement envisageables sont les suivantes / 15 /, / 16 /, / 17 /, / 19 / :

- aménagement des parkings en pavés alvéolés ;
- voies de circulation et parkings en revêtement poreux ;
- rétention de surface sur les parkings ;
- rétention sur les toitures plates ;
- bassins de rétention localisés ;
- infiltration.

Dans notre cas d'application, l'infiltration des eaux de ruissellement paraît difficilement envisageable pour les raisons suivantes :

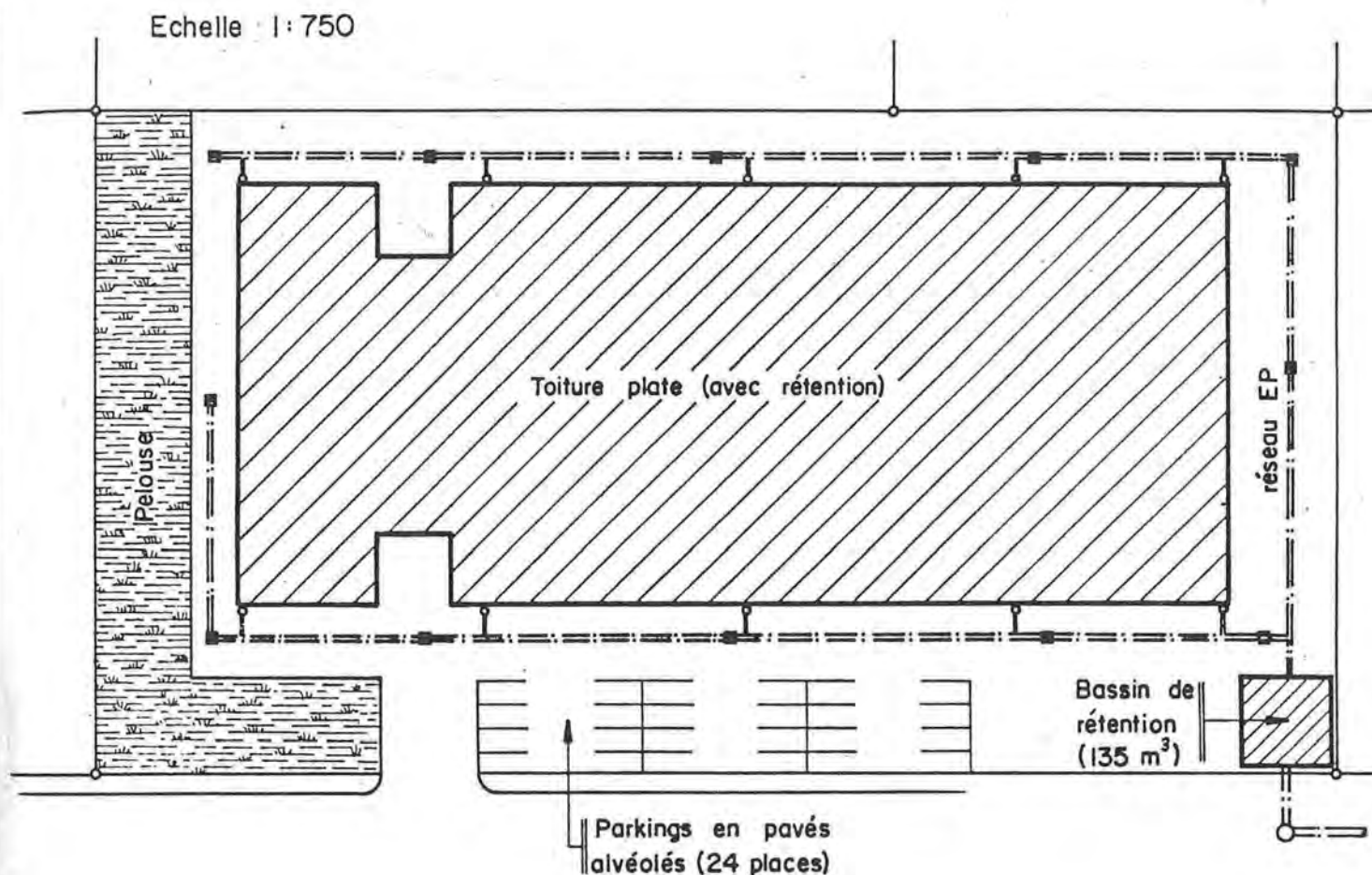
- nappe d'eau souterraine située à faible profondeur (environ - 2,0 m) ;
- sols à perméabilité et de porosité très faibles ;
- activités industrielles, d'où risques d'écoulement de liquides polluants avec possibilité de contamination de la nappe ;
- densité très élevée des constructions.

N'ayant pas de plan directeur de la future zone industrielle à disposition, nous avons étudié un exemple d'aménagement pour une parcelle-type de 9'100 m² (voir figure 3.41).

Pour cet exemple, nous proposons les mesures de contrôle du ruissellement suivantes :

- rétention sur la toiture plate gravier ;
(hauteur utile de rétention : environ 100 mm d'eau)
- parking employés et visiteurs en pavés alvéolés ;
(taux d'imperméabilisation : 30 %)
- rétention localisée pour les eaux de ruissellement des zones de circulation, de manutention et de stockage à ciel ouvert.
(volume de rétention : 390 m³ par hectare imperméable)

Figure 3.41
EXEMPLE DE CONTRÔLE DU RUISSELLEMENT
POUR UNE PARCELLE DE 9100 m²



Caractéristiques des surfaces

Pelouse : 900 m² (9.9 %)

Toiture : 4520 m² (49.7 %)

Parking employés et
visiteurs : 500 m² (5.5 %)

Surface de roulement et de
manutention en enrobé : 3180 m² (34.9 %)

Surface totale parcelle : 9100 m² (100 %)

Méthode de contrôle du ruissellement

Rétention sur toiture plate : 100 mm

Revêtement en pavés alvéolés ($\psi_s = 0.25$)

Bassin de rétention : 135 m³

Débit de pointe (T=30 ans) : 15.5 l/s

Il est bien évident qu'une zone industrielle ne constitue par le site idéal pour l'implantation de mesures de contrôle du ruissellement car elles entraînent des restrictions quant à l'utilisation des surfaces et à l'architecture des bâtiments.

Dans tous les cas, l'adoption d'une telle solution devrait s'accompagner d'un règlement directeur très précis concernant l'évacuation des eaux pluviales.

Coûts de construction

En l'état, l'évaluation du coût d'une telle variante est impossible car les coûts de construction dépendent des mesures de contrôle de ruissellement qui peuvent être différentes pour chaque parcelle et chaque construction.

D'autre part, pour les mesures intégrées aux bâtiments ou aux infrastructures projetées (rétention sur les toitures, enrobés poreux, etc...), cette solution entraînera une augmentation difficilement chiffrable des coûts de construction.

Enfin, le choix de cette solution permettrait de réduire les diamètres (et le coût) des collecteurs EP et de réaliser ainsi une économie non négligeable.

Frais d'entretien et d'exploitation

Non estimables en l'état

3.5 Variante 4 : variante compensatoire

Description (voir figure 3.51)

Le but de cette variante est de compenser les nouveaux débits rejetés dans l'Aire par l'extension de la ZIPL0 en supprimant un apport approximativement équivalent provenant d'un autre bassin versant.

En examinant le plan de situation des bassins versants (plan 6121-1), nous avons constaté que le bassin versant no 10 pourrait être acheminé soit directement dans la galerie de décharge, soit en amont de la dérivation.

Comparaison des bassins versants :

	Extension ZIPL0	Bassin versant 10
Surface (ha)	17,0	50,0
Taux d'imperméabilisation (%)	85	33
Surface imperméable (haimp)	14,5	16,6

Dimensionnement (variante de raccordement à la galerie de décharge)

diam. 140	Longueur : 70 m
pente : 8,5 ‰	Qplein : 5,99 m ³ /s
Kst : 85	Vplein : 3,89 m/s

Coût de construction (variante de raccordement à la galerie de décharge)

Installations de chantier	: Fr. 16'000.--
Travaux collecteur	: Fr. 164'000.--
Ouvrage arrivée sur galerie	: Fr. 50'000.--
Divers et imprévus (env. 10 %)	: Fr. 23'000.--

Sous-total : Fr. 253'000.--

Honoraires ingénieurs,
géotechnicien, géomètre : Fr. 37'000.--

TOTAL : Fr. 290'000.--
=====

Le coût de construction de la variante de raccordement en amont de la dérivation est estimé à environ Fr. 150'000.--.
=====

Durée des travaux

2 mois

Frais d'entretien et d'exploitation

Négligeables

3.6 Analyse comparative des variantes

Les effets des différentes variantes sur les débits de pointe de l'Aire ont été reportés à la page 49.

Les débits indiqués ont été simulés dans chaque cas avec la pluie historique du 31.05.79 ajustée par un temps de retour $T = 30$ ans.

On y distingue 3 familles de courbes :

- la variante "zéro" ou situation sans limitation des débits d'eaux pluviales rejetés par l'extension de la ZIPLO. Les conséquences de cette solution sont discutées au chapitre 3.1 ;
- les variants 1b, 2, 3, et 4 qui permettraient de réduire les apports de l'extension de la ZIPLO à 340 l/s au maximum. Ces variantes ne réduiraient cependant pas suffisamment le débit pour garantir un écoulement sans dommages en aval de l'embouchure du Voiret ;
- la variante 1a qui entraînerait un abaissement important du débit de crue, quasiment suffisant pour garantir un écoulement sans dommages au Pont de Briques.

L'analyse comparative coût/avantage des variantes examinées est présentée à la page 50.

Les principaux éléments pris en compte pour cette analyse sont :

- réduction des débits d'eaux pluviales rejetés dans l'Aire ;
- coûts de construction ;
- rapport coût/efficacité exprimé en millions de francs par m³/s de réduction des débits d'eaux pluviales rejetés dans l'Aire ;
- frais d'entretien et d'exploitation ;
- durée de réalisation ;
- possibilité de retenir les écoulements accidentels de liquides polluants ;
- restrictions sur les constructions ;
- consommation de terrain ;
- problèmes de contrôle et de surveillance de l'efficacité des variantes ;
- flexibilité de mise en oeuvre ;
- problèmes d'entretien.

Analyse comparative des variantes

RACCORDEMENT A LA GALERIE DE DECHARGE		RETENTION DES EAUX PLUVIALES			CONTROLE DU RUISSELLEMENT	VARIANTE COMPENSATOIRE
Variante 1a	Variante 1b	Variante 2a	Variante 2b	Variante 2c	Variante 3	Variante 4
RACCORDEMENT DE LA ZIPLO A LA GALERIE DE DECHARGE	RACCORDEMENT DE L'EXTENSION DE LA ZIPLO A LA GALERIE DE DECHARGE	RETENTION CENTRALISEE	RETENTION SEMI-CENTRALISEE	RETENTION DECENTRALISEE	EXEMPLE DE VARIANTE DE CONTROLE DU RUISSELLEMENT	RACCORDEMENT DU SOUS-BASSIN VERSANT N° 10 A LA GALERIE DE DECHARGE DES EAUX PLUVIALES
DESCRIPTION						
Pousse-tube: diamètre 220	Pousse-tube: diamètre 150	Volume de rétention: 6500 m3	BR I: 1150 m3, Qmax 65 l/s	Bassin de rétention pour une	Exemple de contrôle du	GUP: diamètre 140
Longueur: 850 m	Longueur: 780 m	Débit max. vidange: 340 l/s	BR II: 2300 m3, Qmax 120 l/s	parcelle-type de 1 ha:	ruissellement pour une	Longueur: 70 m
			BR III: 2150 m3, Qmax 115 l/s	Volume de rétention: 330 m3	parcelle-type de 9100 m2:	
				Débit max. vidange: 17 l/s	Rétention sur toiture: 100 mm;	
				Volume total de rétention pour	Parking pavés alvéolés;	
				17 hectares: 5610 m3	Bassin de rétention: 135 m3	
REDUCTION DU DEBIT D'EAUX PLUVIALES REJETE DANS L'AIRE						
- 10.8 m3/s	- 3.7 m3/s	- 3.4 m3/s	- 3.4 m3/s	- 3.4 m3/s	- 3.4 m3/s	- 3.6 m3/s
COUTS DE CONSTRUCTION						
Fr. 11'545'000.--	Fr. 7'531'000.--	Fr. 6'148'000.--	Fr. 5'593'000.--	Fr. 9'214'000.--	Non estimable en l'état	Fr. 290'000.--
RAPPORT COUT/EFFICACITE						
1.07 mio/m3/s	2.04 mio/m3/s	1.81 mio/m3/s	1.65 mio/m3/s	2.71 mio/m3/s	Non estimable en l'état	0.08 mio/m3/s
FRAIS D'EXPLOITATION ET D'ENTRETIEN						
Négligeables	Négligeables	5'000 Fr/an	10'000 Fr/an	17'000 Fr/an	Non estimables en l'état	Négligeables
AVANTAGES						
Bon rapport coût/efficacité;	Pas de restrictions pour les	Coûts de construction raison-	Coûts de construction raison-	Possibilité de capter les	solution intégrée;	Coûts de const. et entretien;
grosse réduction du débit	constructions dans la ZIPLO;	nables;	nables;	écoulements accidentels de	flexibilité de mise en oeuvre	bon rapport coût/efficacité;
d'EP rejeté dans l'Aire;	peu ou pas d'entretien	possibilité de capter les	possibilité de capter les	liquides polluants;		pas de restrictions pour les
pas de restrictions pour les		écoulements accidentels de	écoulements accidentels de	solution intégrée;		constructions dans la ZIPLO;
constructions dans la ZIPLO;		liquides polluants	liquides polluants;	flexibilité de mise en oeuvre		peu ou pas d'entretien;
peu ou pas d'entretien			flexibilité de mise en oeuvre			rapidité de mise en oeuvre
INCONVENIENTS						
Coûts de const. très élevés		Consommation de terrain	Consommation de terrain;	Coûts de const. très élevés;	Peu d'expériences pratiques	Pas de relation de cause à
			frais d'exploitation et	Faible rapport coût/efficacité;	en Suisse;	effet
			d'entretien	Consommation de terrain;	règlement directeur très	
				frais d'exploitation et	restrictif;	
				d'entretien	probl. de contrôle et entretien	

4. Conclusions et recommandations

En conclusion, les résultats des simulations montrent que sans extension de la ZIPLO, la capacité hydraulique de l'Aire est déjà dépassée au Pont de Briques et en aval du Pont de Lancy lors d'événements pluvieux intenses de temps de retour $T = 30$ ans.

Au cas où l'extension de la ZIPLO se ferait sans limitation des débits d'eaux pluviales rejetés dans l'Aire, la capacité du cours inférieur de la rivière serait dépassée de 2 m³/s au chemin Louis-Burgy, 13 m³/s au Pont de Briques et 18 m³/s en aval du Pont de Lancy.

Ces dépassements de capacité sont surtout préoccupants pour le Pont de Briques où la capacité est strictement limitée par le gabarit disponible sous le pont. D'autre part, ils entraîneront une érosion accrue des berges, avec à long terme, une destruction des berges naturelles et de la zone forestière.

En conséquence, la capacité restreinte du cours inférieur de l'Aire ne permet pas d'accepter de déclassement de zone ou de densification importante des zones existantes sans restrictions quant au rejet des eaux pluviales.

A la lumière de ces constatations, nous avons examiné quatre types de variantes permettant de limiter les débits d'eaux pluviales engendrés par l'extension de la ZIPLO :

- variantes de raccordement à la galerie de décharge de l'Aire au Rhône ;
- variantes de rétention des eaux de ruissellement ;
- variantes de contrôle du ruissellement ;
- variante compensatoire.

L'analyse comparative coût / avantage des différentes variantes proposées devrait permettre au mandant de choisir la solution la plus appropriée.

En ce qui concerne l'incidence de l'imperméabilisation sur les débits d'étiage de l'Aire, l'extension de la ZIPLO en elle-même n'aura probablement pas d'impact significatif. En effet, le déclassement prévu n'influencera que le 0,23 % de la surface du bassin versant de l'Aire en amont du Pont Rouge.

On peut donc considérer que l'imperméabilisation de cette surface entraînera, au maximum, une réduction du débit d'étiage de l'Aire dans les mêmes proportions (0,23 %).

Il faut également souligner qu'en raison du type d'activités (industries) et de la densité élevée des constructions, l'infiltration des eaux pluviales n'est pas envisageable pour cette zone.

D'une manière générale, seules des mesures compensatoires telles que la création de zones marécageuses de grande surface permettront de relever les débits d'étiage de l'Aire.

5. Enseignements à retirer pour d'autres cas similaires

Méthodologie

L'imperméabilisation croissante des sols du canton de Genève entraîne fréquemment des problèmes hydrologiques et écologiques considérables et dont les différents impacts sont extrêmement difficiles à synthétiser :

- inondations ;
- débits d'étiages ;
- érosion des berges ;
- qualité des eaux ;
- pêche ;
- etc ...

L'adoption au "coup par coup" de mesures pour en réduire les effets est susceptible de poser de gros problèmes de planification à moyen et à long terme.

Cette situation pourrait être notablement améliorée en établissant des "plans directeurs de bassins versants" qui prendraient en considération les différents aspects relevés ci-dessus.

L'existence de tels documents permettrait, en particulier, de mieux coordonner les équipements et de faciliter grandement les prises de décision (par exemple lors de déclassements de zones).

Méthodes de calcul

La modélisation hydrologique constitue la seule alternative valable pour le calcul des débits de crues d'été sur des bassins versants ayant à la fois des caractéristiques rurales et urbaines. D'autre part, la simulation hydrologique permet d'évaluer et comparer de manière réaliste différents scénarios d'évolution de la situation.

Le modèle OTTHYMO fournit de bons résultats pour la simulation du ruissellement de surface. Dans la mesure du possible, l'acheminement dans les canalisations importantes et dans les cours d'eau devrait être effectué à l'aide d'un modèle de simulation hydraulique.

Afin de faciliter et développer l'application des modèles de simulation, il nous paraît souhaitable d'établir une série de pluies de projet ainsi qu'une liste de paramètres par défaut utilisables sur le territoire du canton.

L'analyse comparative des méthodes de dimensionnement des bassins de rétention a permis de tirer les enseignements suivants :

- les courbes IDF d'Archinard ne sont pas utilisables pour le dimensionnement des volumes de rétention ;
- dans la mesure du possible, les rétentions devraient être dimensionnées pour un temps de retour supérieur à $T = 10$ ans, en règle générale $T = 20$ ans ou $T = 30$ ans ;

- les différentes méthodes de dimensionnement peuvent conduire à des écarts importants sur le volume calculé. Il y a donc lieu de choisir la méthode correcte en fonction du cas d'application.

Techniques de contrôle du ruissellement

L'étude de la variante 3 a démontré que le contrôle du ruissellement offre un large éventail de possibilités pour limiter les débits d'eaux pluviales.

Toutefois, le manque d'expériences pratiques pose de nombreux problèmes pour l'application à grande échelle de ces méthodes.

Il nous paraît donc important de procéder à des essais de ces différentes méthodes en vue de mieux connaître leurs potentialités et limites. A titre d'exemple, certains cantons (ex. : Lucerne, ...) ont déjà développé des directives pour l'infiltration des eaux de ruissellement non polluées.

6 mars 1990

SCHINDELHOLZ & DENERIAZ
GENEVE SA

Bibliographie

- / 1 / Plan-les-Ouates, modification du régime des zones de construction, extension de la ZIPLO
Plan n° 28063, exposé des motifs
- / 2 / L'Aire, étude d'aménagement, mémoire technique
P.L. Mouchet & C. Dubois
Mai 1979
- / 3 / Lettre du bureau Mouchet, Dubois, Boissonard SA au
Département des travaux publics
30 novembre 1989
- / 4 / Gestion du réseau d'assainissement des communes périphériques,
1. Commune de Laconnex
Roland Cottier, Ingénieur EPFL
Janvier 1988
- / 5 / Gestion du réseau d'assainissement des communes périphériques,
2. Commune de Chêne-Bougeries, quartier de la Gradelle
Schindelholz & Dénériaz SA
Octobre 1988
- / 6 / Commune de Meyrin, expertise du réseau d'assainissement des
eaux de la cité
Schindelholz & Dénériaz SA
Février 1990
- / 7 / L'Aire, étude d'aménagement : débits classés, jaugeages
Mouchet-Dubois SA
Novembre 1984
- / 8 / Choix et élaboration des données de pluie pour l'assainissement
rural et urbain dans le canton de Genève
P. Grandjean, M. Thöni (DTP-LCE)
Novembre 1989
- / 9 / Etude hydrologique du bassin versant de la Seymaz : rapport
final
R. Gloor, J.-P. Jordan, J.-L. Sautier, Dr. P. Wisner
IGR-EPFL, Université d'Ottanra
Lausanne 1983
- / 10 / IMPSWM, Urbain Drainage Modelling Procedures
P. Wisner
2 nd. édition, février 1983
- / 11 / Modélisation des événements de pluie
ASPEE, groupe romand
Séminaire du 20.10.1988 à Grangeneuve

- / 12 / La méthode rationnelle
D. Consuegra, A. Musy
IGR-EPFL
- / 13 / Constructions hydrauliques, écoulements stationnaires
R. Sinniger, W.-H. Hager
Presses polytechniques romandes, 1989
- / 14 / Aménagement hydroécologique du Voiret
Rapport Biotec N° 601-1
Août 1986
- / 15 / Bau durchlässiger und bewachsener Plätze
Cahier de l'environnement n° 50
OFEFP, juin 1986
- / 16 / Quatre expérimentation françaises de chaussées poreuses
G. Raimbault, J.-D. Baladès, A. Faure-Soulet
Bulletin liaison du laboratoire des ponts et chaussées 137
Mai-juin 1985
- / 17 / Contrôle du ruissellement des eaux pluviales en amont des réseaux
Ministère de l'urbanisme et du logement
Service technique de l'urbanisme
Octobre 1981
- / 18 / Le manchon souple d'étranglement, organe autorégulateur de répartition des débits constants dans les canaux d'irrigation
D. Vischer, P. Peter
La houille blanche, n° 2 1985
- / 19 / Réalisations de structures réservoir en voirie urbaine
G. Raimbault, J.-D. Balades
Revue générale des routes et des aérodromes n° 644
Septembre 1987