

9	6	M	O	N	2	0	8	9
---	---	---	---	---	---	---	---	---

Numéro d'Identification

ACADEMIE DE MONTPELLIER

UNIVERSITE MONTPELLIER II

--- SCIENCES ET TECHNIQUES DU LANGUEDOC ---

T H E S E

présentée à l'Université de Montpellier II Sciences et Techniques du Languedoc
pour obtenir le diplôme de DOCTORAT

SPECIALITE : Mécanique, Génie Mécanique, Génie Civil

Formation Doctorale : Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental

Ecole Doctorale : Géosciences

CONTRIBUTION A L'ETUDE HYDROLOGIQUE D'UN BASSIN SEMI-URBANISE DANS LE BRESIL SUBTROPICAL

Bassin de l'*Arroio Dilúvio* à Porto Alegre

par

André Luiz LOPES DA SILVEIRA

Professeur Assistant Université Fédérale du Rio Grande do Sul - Brésil

Soutenue le 5 juillet 1996 devant le Jury composé de :

M. CHEVALLIER	Pierre, Directeur de Recherche, ORSTOM, Montpellier	Président
M. CHOCAT	Bernard, Professeur, INSA, Lyon	Rapporteur
M. TUCCI	Carlos, Professeur, UFRGS, Brésil	Rapporteur
M. DEUSTCH	Jean-Claude, Directeur CERGRENE-ENPC, Noisy-le-Grand	Examineur
M. DESBORDES	Michel, Professeur, UM2, Montpellier	Directeur de Thèse

AVANT PROPOS

Venir dans un pays évolué comme la France pour développer un travail utile à mon pays a été l'une de plus belles choses qui me sont arrivées. Ce séjour dans le vieux continent m'a beaucoup enrichi professionnellement et m'a permis de réaliser plus concrètement combien l'investissement dans la recherche scientifique et dans la culture compte pour l'amélioration de la vie quotidienne. Le Brésil n'est pas encore arrivé au même stade de développement, ce qui fait de lui un pays de contrastes presque dans tous les domaines. Dans le domaine scientifique c'est un pays capable de maintenir depuis quelques décennies un programme régulier de bourses pour financer des thèses de centaines de chercheurs et d'étudiants chaque année, à l'étranger ; mais il est moins efficace quand il s'agit de soutenir des recherches continues sur son territoire. Le cadre de cette thèse s'inscrit dans ce contexte : tout en acquérant de nouvelles connaissances à l'étranger nous avons tenté de relancer l'intérêt pour l'hydrologie urbaine au Brésil en étudiant le bassin semi-urbanisé du Diluvio à Porto Alegre. Ce travail a pu être réalisé grâce à la bonne volonté de plusieurs personnes et organismes aussi bien français que brésiliens.

Je commence par remercier chaleureusement Pierre Chevallier, Directeur de Recherche de l'ORSTOM à Montpellier, qui m'a encouragé à venir en France pour suivre le DEA et préparer un Doctorat. Son amitié, son appui et sa disponibilité ont été réconfortants depuis le début. Je lui suis très reconnaissant pour la rédaction tout au début des lettres de recommandation adressées aux laboratoires d'Hydrologie de l'ORSTOM-Montpellier et de l'Université Montpellier II. Je le remercie également pour avoir accepté plus récemment de faire partie de mon jury de thèse.

Je suis reconnaissant au Professeur Claude Bocquillon pour m'avoir accueilli dans sa formation doctorale au Laboratoire d'Hydrologie de l'Université Montpellier II. Je suis également reconnaissant à Marc Morell pour m'avoir accueilli dans le Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM en tant que stagiaire. J'ai trouvé dans ces deux laboratoires des conditions matérielles optimales pour le développement de mon travail. Je remercie particulièrement Gilbert Jacon (ORSTOM) pour son amitié et son soutien pendant ma première année en France. Je remercie également l'accueil toujours sympathique de Eugenio Rabbia à la bibliothèque du Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM.

Je voudrais exprimer ma plus profonde reconnaissance au Professeur Michel Desbordes du Laboratoire d'Hydrologie de l'UM II, pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse, pour avoir suivi avec grand intérêt mes travaux et pour ses conseils avisés et les suggestions qu'il m'a données. Je tiens à lui exprimer ma gratitude pour le temps qu'il a consacré à l'encadrement de cette recherche. Je le remercie également pour son soutien précieux et pour m'avoir beaucoup appris sur l'hydrologie urbaine avec sympathie et bonne humeur.

Je tiens à remercier le Professeur Bernard Chocat, INSA-Lyon, qui m'a fait l'honneur d'accepter juger ce travail en tant que rapporteur.

Jean-Claude Deutsch, Directeur du CERGRENE à Noisy-le-Grand, a accepté de faire partie du jury et j'en remercie vivement.

Mes remerciements vont aussi au Professeur Carlos Tucci, de l'Institut de Recherches Hydrauliques (IPH) de l'Université Fédérale du Rio Grande do Sul (UFRGS) - Porto Alegre (Brésil), qui a accepté la charge de rapporteur. Je lui exprime toute ma gratitude pour l'envoi de toutes les données dont j'avais besoin.

Je dois ma reconnaissance aussi aux stagiaires du secteur d'hydrologie de l'IPH (Andrea et Fernando) pour la préparation des photocopies des pluviogrammes et la saisie des limnigrammes du bassin du Diluvio. Je ne peux pas oublier de rendre hommage à toute l'équipe du secteur d'hydrométrie de l'IPH qui, avec des moyens limités, a réussi à produire une masse de données importante sur ce bassin. Je remercie aussi le Directeur de l'IPH, le Professeur Lawson Beltrame, qui a autorisé l'envoi de ces données.

Je n'oublierai pas les conseils du Professeur Marc Pierre Bordas de l'IPH, malheureusement disparu cette année, qui m'a toujours encouragé à préparer mon doctorat en France.

Je tiens à remercier Jean-Marie Masson (UM2) et Hélène Lubes (ORSTOM) pour l'aide scientifique précieuse en statistique.

Je n'oublierai pas l'excellente ambiance du Laboratoire d'Hydrologie de l'UM II et la sympathie des ses membres permanents et temporaires. C'est donc avec plaisir que je tiens à remercier pour tout Jeanine Saurin, Claire Rodier, François Brissaud, Marie-George Tournoud, Christian Joseph, Kristine Gujda. Je remercie aussi mes collègues thésards Luc Neppel, Laurent Vernay et Théophile Gnane pour leur amitié. J'espère ne pas les avoir trop déçu, d'être un brésilien réservé, contrairement à l'image traditionnelle.

Merci leur appui à tous mes amis, spécialement à Zé et Paula, Fernando et Lidia, Teixeira et Cle, André et Simone, Pedro et Nancy, Nadel et Roya.

A Nilza, qui n'a pas hésité de se déplacer de Strasbourg pour m'aider dans la mise en forme du texte pendant une période critique que je traversais à cause de mes ennuis oculaires, mon sincère merci. Je la remercie non seulement pour cette visite mais pour tous les moments passés ensemble et tant d'amitié pour moi, ma femme Miriam et pour ma petite Patricia.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à la CAPES, organisme du Ministère de l'Education du Brésil, pour m'avoir accordée une bourse et les moyens financiers nécessaires à la réalisation de ce travail en France. Je remercie le personnel de la CAPES qui s'est occupé de mon dossier toutes ces années.

Je suis également très reconnaissante aux professeurs et fonctionnaires du Département d'Hydromécanique et d'Hydrologie de l'IPH, du Rectorat de l'UFRGS et du Ministère de l'Education au Brésil qui ont rendu possible mon éloignement du pays pour préparer un Doctorat.

Je remercie le Service des Relations Extérieures de l'ORSTOM et le Représentant de l'ORSTOM à Brasilia, d'avoir invité le Professeur Carlos Tucci pour son séjour à Montpellier.

J'ai réservé cette dernière place, la plus spéciale, pour dédier ce travail à ma famille et ma belle-famille. A ma femme Miriam pour son amour et son appui inconditionnel et à Patricia pour être un enfant merveilleux. Je

dédie aussi ce travail à l'enfant qui vient d'annoncer son arrivée pour Noël et qui a beaucoup soulagé le stress de ces derniers temps. Je réserve encore une pensée à mon père, Ruy Luz da Silveira, professeur de toute une génération d'hydrologues brésiliens, malheureusement disparu dans les premiers mois de mon séjour à Montpellier, et à ma mère Yolanda : ils ont été les premiers à m'encourager à préparer mon doctorat en France.

RESUME

Depuis quelques décennies un processus d'urbanisation intense et hétérogène a été observé dans les grandes villes brésiliennes. Il conduit généralement à des ruissellements pluviaux excessifs. Les surfaces urbaines ne sont pas la seule cause de ce comportement : - les surfaces périurbaines présentent aussi de forts ruissellements; - il semble que l'urbanisation favorise dans certains cas une augmentation des précipitations. Cependant l'effet de l'urbanisation sur les précipitations et les ruissellements pluviaux reste difficile à caractériser car il dépend d'une connaissance plus fine de la genèse des précipitations et des phénomènes de production et transfert sur des surfaces à l'occupation diverse. Les données disponibles d'un bassin semi-urbanisé dans le Brésil subtropical, celui du Diluvio (80 km²) à Porto Alegre, ont permis d'étudier quelques aspects de son hydrologie à l'échelle macrourbaine. Une analyse spatiale des relations IDF a mis en évidence un probable effet de l'urbanisation sur les précipitations. Une modélisation pluie-débit distribuée, en considérant les contributions des surfaces imperméables urbaines et des surfaces perméables périurbaines, a renforcé l'idée de simulation des crues à partir d'hypothèses simples de production et transfert.

Mots-clés : hydrologie urbaine, urbanisation, Brésil, Porto Alegre, précipitations, ruissellement, modèle hydrologique, modèle distribué.

ABSTRACT

After a few decades, a intense and heterogeneous urbanization process has been observed in the large Brazilian cities. This has generally caused excessive runoff, although urban areas are not the only cause of this behavior. Sub-urban areas also contributes in a significative way as well as urbanization could favor, in some cases, a rainfall increase. However, urbanization effects on rainfall and runoff are difficult to characterize. The knowledge of precipitation genesis and of production and transfer processes in areas with heterogeneous occupation is necessary. Available data of a semi-urbanized basin in the sub-tropical region of Brazil, Diluvio Creek Basin (80 km²) in Porto Alegre, has allowed the evaluation of some hydrological aspects on a macro-urban scale. Spatial variability analysis of IDF curves has shown the probable effect of urbanization on rainfall. Considering the contribution from impervious urban areas and from permeable sub-urban areas, a distributed rainfall-runoff model has indicated the possibility of simulating floods based on simple production and transfer hypotheses.

Keywords : urban hydrology, urbanization, Brazil, Porto Alegre, rainfall, runoff, hydrological model, distributed model.

RESUMO

Nas últimas décadas, um processo de urbanização intensa e heterogênea tem sido observado nas grandes cidades brasileiras. Isto geralmente conduz à escoamentos superficiais excessivos que, no entanto, não são causados exclusivamente nas áreas urbanas. As áreas suburbanas também contribuem de maneira significativa assim como a própria urbanização poderia favorecer, em alguns casos, um aumento das precipitações. No entanto, o efeito da urbanização sobre as precipitações e os escoamentos é de difícil caracterização, pois exige um conhecimento mais profundo da gênese das precipitações e dos fenômenos de produção e propagação de escoamentos nas áreas com ocupação heterogênea. Os dados disponíveis de uma bacia semi-urbanizada na região subtropical do Brasil, a bacia do Arroio Dilúvio (80 km²) em Porto Alegre, permitiram avaliar alguns aspectos de sua hidrologia na escala da macro-drenagem. Uma análise da variabilidade espacial das curvas IDF revelou um provável efeito da urbanização sobre as precipitações. Considerando as contribuições das áreas impermeáveis urbanas e das áreas permeáveis suburbanas, um modelo chuva-vazão distribuído indicou ser possível a simulação de cheias a partir de hipóteses simples de produção e de propagação.

Palavras-chave : hidrologia urbana, urbanização, Brasil, Porto Alegre, precipitações, escoamento, modelo hidrológico, modelo distribuído.

SOMMAIRE

SOMMAIRE	9
LISTE DE FIGURES	12
LISTE DE TABLEAUX	13
LISTE DES ANNEXES	15
INTRODUCTION GENERALE	17
PREMIERE PARTIE	21
L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL URBAIN AU BRESIL	21
1.1 INTRODUCTION	21
1.2 ETAPES D'EVOLUTION DES CONCEPTS ET METHODES DE CALCUL	22
1.2.1 <i>L'étape du concept hygiéniste</i>	22
1.2.2 <i>L'étape de la 'rationalisation' et de la normalisation des calculs</i>	23
1.2.3 <i>L'étape de l'approche scientifique et environnementale de l'assainissement urbain</i>	27
1.2.4 <i>La période actuelle: une étape de stagnation?</i>	31
1.3 LES OUVRAGES DE DRAINAGE PLUVIAL (QUARTIERS EQUIPES)	32
1.4 CONCLUSION	33
DEUXIEME PARTIE	35
LE SITE EXPERIMENTAL ET DONNEES DISPONIBLES	35
2.1 INTRODUCTION	35
2.2 LE SITE EXPERIMENTAL.....	35
2.2.1 <i>Situation géographique</i>	35
2.2.2 <i>Géologie et les eaux souterraines</i>	37
2.2.3 <i>Pédologie</i>	39
2.2.4 <i>Végétation</i>	40
2.2.5 <i>Urbanisation et aménagements</i>	42
2.2.7 <i>Les événements de précipitation</i>	49
2.3 DONNEES PLUVIO-HYDROMETRIQUES ET PHYSIOGRAPHIQUES.....	52
2.3.1 <i>L'origine des données</i>	52
2.3.2 <i>Réseau limnigraphique</i>	52
2.3.3 <i>Gammes de variation des mesures de débit et des courbes d'étalonnage</i>	55
2.3.4 <i>Réseau pluviographique</i>	56
2.3.5 <i>Séries de débits et précipitations synchrones</i>	57
2.3.6 <i>Données d'occupation du sol</i>	57

TROISIEME PARTIE.....	59
ETUDE DES PRECIPITATIONS	59
3.1 INTRODUCTION.....	59
3.2 PRECISION DES MESURES PLUVIOGRAPHIQUES.....	60
3.2.1 <i>Précision ponctuelle temporelle</i>	60
3.2.2 <i>Précision ponctuelle des hauteurs</i>	60
3.2.3 <i>Précision spatiale et temporelle</i>	61
3.2.4 <i>Précision spatiale des hauteurs</i>	61
3.2.5 <i>Les incertitudes des mesures pluviographiques</i>	62
3.3 MODELISATION DE LA PRECIPITATION	63
3.3.1 <i>Modélisation ponctuelle d'événements isolés de précipitation</i>	63
3.3.2 <i>Modélisation ponctuelle d'une chronologie d'événements</i>	65
3.3.3 <i>Modélisation spatiale statique de la précipitation</i>	65
3.3.4 <i>Modèles de distribution spatio-temporelle de la précipitation</i>	70
3.4 MODELISATION DES PRECIPITATIONS SUR LE BASSIN DU DILUVIO.....	70
3.4.1 <i>Etude des courbes IDF ponctuelles dans l'espace</i>	72
3.4.2 <i>Etude des coefficients d'abattement spatial</i>	96
3.4.3 <i>Distribution spatiale décentralisée</i>	101
3.5 CONCLUSION	101
QUATRIEME PARTIE.....	105
ETUDE DES CRUES	105
4.1 INTRODUCTION.....	105
4.2 PRECISION DES MESURES DE DEBIT	107
4.2.1 <i>Précision des hauteurs limnigraphiques</i>	107
4.2.2 <i>Précision temporelle des mesures limnigraphiques</i>	108
4.2.3 <i>Précision des mesures de débit avec moulinets</i>	108
4.2.4 <i>Précision des courbes d'étalonnage</i>	109
4.2.5 <i>Les incertitudes des mesures de débit</i>	110
4.3 MODELISATION D'UNE CRUE.....	110
4.3.1 <i>Modélisation pluie-débit des crues isolées</i>	111
4.3.2 <i>Le concept et la modélisation de la pluie nette</i>	115
4.4 MODELISATION DES CRUES DANS LE BASSIN DU DILUVIO.....	117
4.4.1 <i>Introduction</i>	117
4.4.2 <i>Les modélisations hydrologiques antérieures du bassin du Dilúvio</i>	118
4.4.3 <i>Caractéristiques générales des crues dans le canal du Dilúvio</i>	125
4.4.4 <i>Les crues à l'intérieur du bassin du Dilúvio</i>	128
4.4.5 <i>Coefficients volumétriques de ruissellement des bassins expérimentaux</i>	132
4.4.6 <i>Modélisation des crues du Dilúvio à Ipiranga</i>	135

4.5 CONCLUSION.....	154
CONCLUSION GENERALE.....	157
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	162
ANNEXES	171

LISTE DES FIGURES

Figure 1 - Bassin du Dilúvio et Porto Alegre (Image LANDSAT ago/89 - échelle $\approx 1:100.000$)	36
Figure 2 - Localisation du bassin du Dilúvio	37
Figure 3 - Profil schématique de la végétation de la colline Santana	41
Figure 4 - Bassin du Dilúvio : altitudes, géologie et urbanisation	46
Figure 5 - Lames et durées des pluies	50
Figure 6 - Différences saisonnières des pluies	51
Figure 7 - Réseaux limnigraphique et pluviographique du bassin du Dilúvio gérés par le Projeto Dilúvio	54
Figure 8 - Corrélation interposte en fonction de la distance dans le bassin Dilúvio	86
Figure 9 - Ecart-type (mm/h) calculés et simulés des quantiles de l'IDF régionale	91
Figure 10 - Ecart des IDF des postes par rapport à l'IDF régionale	92
Figure 11 - Les IDF 'urbaine' et 'rurale' du bassin du Dilúvio	94
Figure 12 - Sous-bassins expérimentaux du bassin du Dilúvio	129
Figure 13 - Débits de pointe et périodes de retour des sous-bassins expérimentaux	131
Figure 14 - Débits maximaux concomitants à Bela Vista, Cascata II et Ipiranga	132
Figure 15 - Lames précipitées et ruissellées dans les bassins expérimentaux	134
Figure 16 - Schéma du modèle distribué	138
Figure 17 - Comparaison des R^2 des modèles MR, MRPU, MRP5 et MRP1P5	143
Figure 18 - R^2 des modèles TRAS, RLSS, RLSK1K2 et MR	144
Figure 19 - Origine urbaine de la pluie nette	145
Figure 20 - Paramètres de transfert ajustés du modèle MR	149
Figure 21 - R^2 des modèles TRAS et RLSS	150
Figure 22 - Nature du transfert et la précipitation	150
Figure 23 - Paramètres et coefficients de détermination des meilleurs ajustements TRAS et RLSS	151
Figure 24 - Performance du MR avec des paramètres estimés	153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 - Géologie du bassin du Dilúvio	38
Tableau 2 - Evolution de la population (1000 hab.) de Porto Alegre et du bassin du Dilúvio	44
Tableau 3 - Climatologie moyenne mensuelle et annuelle de Porto Alegre (station 83967).	48
Tableau 4 - Intensités de précipitation extrêmes sur pas de temps courts observées à Porto Alegre	51
Tableau 5 - Réseau limnigraphique du Projeto Dilúvio	53
Tableau 6 - Gamme des mesures de débit et des valeurs des courbes d'étalonnage	55
Tableau 7 - Débits mensuels de l'année 1980 dans le bassin du Dilúvio (l/s)	56
Tableau 8 - Réseau pluviographique du Projeto Dilúvio	57
Tableau 9 - Occupation du sol du bassin du Dilúvio	58
Tableau 10 - Taille maximale des séries partielles des précipitations	75
Tableau 11 - Taille des séries partielles de chaque poste pluviographique	76
Tableau 12 - Coefficients de Herschild au Dilúvio	77
Tableau 13 - Courbes IDF des pluviographes du bassin du Dilúvio (mm/h)	80
Tableau 14 - Paramètre α de Pfafstetter (1957)	81
Tableau 15 - Paramètres de Camilo de Menezes et Noronha	81
Tableau 16 - Intensités à P1 (mm/h) $T = 5$ ans	82
Tableau 17 - Intensités (mm/h) à P5 $T = 5$ ans	82
Tableau 18 - Paramètre b de Diaz (1987)	83
Tableau 19 - Intensités (mm/h) à P13 $T = 5$ ans	83
Tableau 20 - Paramètres des expressions simplifiées des IDF	84
Tableau 21 - Coefficients de corrélation croisée moyens	85
Tableau 22 - IDF régionale des 14 postes et écarts-type (mm/h)	87
Tableau 23 - Corrélations et nombre de postes indépendants pour le quantile $T=5$ ans	88
Tableau 24 - Valeurs propres des matrices de corrélation simulées en %	91
Tableau 25 - Intervalles de confiance à 90% de l'IDF régionale des 14 postes (mm/h)	92
Tableau 26 - Les IDF régionales des groupes 'urbain' et 'rural' (mm/h)	93
Tableau 27 - Intervalles de confiance à 95% des courbes IDF 'urbaine' et 'rurale' (mm/h)	95
Tableau 28 - Lames moyennes des événements de pluie par zone et par saison	96
Tableau 29 - Corrélations des quantiles pour $v_c = 3,1$ km	98
Tableau 30 - Corrélations à $v_c = 3,1$ km	98
Tableau 31 - Paramètres de décroissance spatiale	98
Tableau 32 - Coefficients d'abattement spatial (%) par les fonctions exponentielle et de Bessel	99
Tableau 33 - Valeurs de β	100
Tableau 34 - Coefficients d'abattement spatial (%) par le biais du variogramme	101
Tableau 35 - Précision des courbes d'étalonnage des stations du bassin du Dilúvio	110
Tableau 36 - Débits de pointe (m ³ /s) selon une approche synthétique - $T = 5$ années	119
Tableau 37 - Gamme de variation des débits maximaux des crues sélectionnées	126
Tableau 38 - Incidence des crues par classe et par saison	128

<i>Tableau 39 - Urbanisation et débits de pointe (exemple pour une période de retour de 0,25 année)</i>	<i>130</i>
<i>Tableau 40 - Coefficients volumétriques et des équations de pertes</i>	<i>134</i>
<i>Tableau 41 - Capacité d'infiltration relative (INF_{rel}) et précipitations</i>	<i>148</i>

LISTE DES ANNEXES

<i>Annexe A - Graphiques d'ajustement de la loi Gamma aux précipitations du bassin du Dilúvio</i>	173
<i>Annexe B - Événements de précipitation au bassin du Dilúvio</i>	189
<i>Annexe C - Résultats des simulations des modèles MR, MRPU et MRP5</i>	197
<i>Annexe D - Résultats des simulations des modèles MR, MRPU et MRP1P5</i>	203
<i>Annexe E - Résultats de simulations des modèles MR, TRAS et RLSS</i>	209
<i>Annexe F - Résultats des simulations des modèles MR, RLSK1K2 et RLS2K</i>	215
<i>Annexe G - Hydrogrammes ajustés (modèle MR) et observés - Station Ipiranga</i>	221

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de cette thèse sont présentés des travaux orientés vers la connaissance du fonctionnement hydrologique d'un bassin versant en voie d'urbanisation dans la ville de Porto Alegre, Brésil, pays où le processus d'urbanisation des grandes villes s'est fait rapidement, quasiment sans contraintes dans son étendue spatiale. La population urbaine en 1991 atteint 75% des 160 millions d'habitants, en suivant une tendance mondiale ; cependant on observe une très forte concentration dans les dix plus grandes métropoles.

Les effets de l'urbanisation sur l'hydrologie sont connus: augmentation des volumes totaux ruisselles, diminution du temps de réponse et augmentation du niveau de pointe du ruissellement, lors des pluies importantes. L'imperméabilisation du sol en est la cause essentielle, mais la construction des ouvrages d'évacuation rapide aggrave encore plus ces effets à l'aval.

Au Brésil, les ouvrages d'assainissement pluvial urbain se fondent justement sur cette conception, et sont normalement constitués par des collecteurs enterrés formant un réseau indépendant de celui des eaux usées (système séparatif). Curieusement, comme le traitement des eaux usées n'est pas très répandu (8% du volume seulement, sachant que 30% de la population est servi par des réseaux de collecte) souvent les rivières et ruisseaux jouent un véritable rôle d'un collecteur de système unitaire dont le traitement se résumerait à la dilution naturelle. Cette voie est un peu moins critiquable quand on se rend compte de la pluviosité élevée du pays et le fait que la plupart des villes importantes sont au bord de la mer ou d'une grande rivière.

Dans une telle réalité il n'est pas surprenant que, dans les grandes villes, parmi tous les équipements urbains ceux de l'assainissement pluvial soient, dans une logique de santé publique et de budgets serrés, la dernière priorité, par rapport aux réseaux d'eau potable et des eaux usées. Il n'est pas rare de rencontrer des bidonvilles (les *favelas*) sorties de la clandestinité sans voiries revêtues ni assainissement pluvial. En bref, le tissu urbain peut se présenter comme une mosaïque de réalités contrastées, pouvant coexister avec des quartiers équipés, des quartiers sous-équipés ou pas du tout équipés, pouvant constituer du point de vue hydrologique un grave problème.

Cette situation contrastée découle de la réalité socio-économique qui fait exister à la fois, un processus d'urbanisation contrôlé par l'administration publique, via un plan d'occupation du sol, et un autre non maîtrisé, parfois clandestin. Evidemment, pour le premier les ouvrages d'assainissement sont, en théorie, planifiés et pour le second ils n'existent pas ou, dans la meilleur des hypothèses, sont faits à posteriori pour remédier à une situation problématique.

A la petite échelle (quelques hectares) la présence d'ouvrages d'assainissement pluvial altère de toute évidence le fonctionnement hydrologique par rapport aux quartiers qui en sont dépourvus. Cependant, aux échelles plus importantes (plusieurs km²) les différences peuvent être moins marquées, car les taux élevés d'imperméabilisation alliés aux ouvrages pluviaux de fortune des bidonvilles sont capables d'engendrer un comportement hydrologique semblable à celui des quartiers équipés.

De plus, l'urbanisation légale est peu contrôlée au regard de son expansion spatiale et de ses taux d'imperméabilisation du sol. Enfin, qu'elle soit légale ou clandestine, rien ne paraît empêcher l'occupation urbaine de bassins entiers de taille importante au Brésil. Si l'on devait caractériser les bassins urbains des grandes villes brésiliennes l'image serait d'une occupation presque sans limites par une mosaïque de quartiers légaux et clandestins, équipés et sous-équipés. Un exemple extrême est celui du bassin du Meninos qui a une surface de 112 km² urbanisée par une conurbation de cinq villes, dont São Paulo.

A Porto Alegre le bassin de ce type dont l'avenir est préoccupant, et qui est objet de cette thèse, est celui du Dilúvio avec une superficie de l'ordre de 80 km² urbanisée à moitié. C'est un bassin qui ne peut pas supporter une urbanisation trop élevée sous peine de poser de graves problèmes d'assainissement, d'autant plus que sa situation sanitaire est déjà préoccupante. Pour cette raison un effort a été fait dans les années 70/80 pour connaître son comportement hydrologique. Encore aujourd'hui, c'est l'un des rares bassins brésiliens urbanisés, à avoir été équipé de plusieurs pluviographes et limnigraphes pendant quelques années.

Le bassin du Dilúvio, aussi bien que le haut Tietê à São Paulo, est à cet égard privilégié par rapport au restant du Brésil. En effet, le drainage pluvial des bassins comportant des zones urbanisées est souvent étudié au Brésil avec peu de données hydrologiques, ce qui laisse libre l'application de n'importe quelle méthode américaine ou européenne pour évaluer les volumes à ruisseler et calculer leur transfert. En général, les études à caractère de recherche sont encore peu nombreuses, le manque d'investissement public dans la recherche en hydrologie urbaine en étant la cause essentielle. Par conséquent, l'application fréquente de méthodes inadéquates, justement dans une période de croissance imprévue de l'urbanisation (surtout dans les années 60 et 70), a conduit, conjointement à l'application démesurée du concept d'évacuation rapide (pour n'importe quelle échelle spatiale), à des situations très difficiles à gérer aujourd'hui.

Dans l'avenir si cette réalité persiste on va assister davantage à ce qui est déjà une réalité dans certaines villes, c'est à dire l'existence de ruissellements pluviaux collectés à l'amont qui débordent ou perturbent les écoulements à l'aval. En bref, même si localement les quartiers sont bien équipés la croissance de l'urbanisation peut changer le comportement hydrologique de l'ensemble du bassin, jusqu'à mettre en échec les ouvrages plus à l'aval.

A l'évidence, le manque de données et d'études sur la réalité brésilienne empêche la communauté scientifique de bien argumenter auprès des administrations publiques, sur le rapport entre l'urbanisation (et ses ouvrages) et l'hydrologie aux diverses échelles spatiales d'une ville (de l'hectare à la dizaine de km² et plus). Normalement la petite échelle spatiale est du domaine de l'administration municipale tandis que les échelles plus vastes sont du domaine d'une sphère supérieure régionale ou nationale. Les cas des villes qui prennent des décisions sans bien se concerter avec d'autres villes et sphères concernées, en posant des problèmes à l'aval, sont malheureusement communs.

Alors que la situation actuelle du bassin du Dilúvio n'est pas si critique, comme d'autres exemples brésiliens, il est tout de même nécessaire de comprendre davantage sur son comportement hydrologique, car son urbanisation continue à croître et tend à se densifier même si la démographie de Porto Alegre montre une

croissance moins accélérée. Pour cela, des études plus précises sont demandées, avec séries temporelles suffisantes de données, soit hydrologiques soit physiques (occupation du sol).

Cette situation idéale d'existence de données ne se vérifie malheureusement pas pour le bassin du Dilúvio, car depuis environ dix ans on ne compte que sur les données brutes d'un pluviographe et d'un limnigraphe. Par contre il est possible qu'une analyse plus rigoureuse de la masse de données existantes, collectés principalement entre 1978 et 1982 permette d'approfondir notre connaissance sur son comportement. En tout cas on peut d'ores et déjà dire que seule des nouvelles campagnes de mesure, tenant compte de plusieurs échelles spatiales et temporelles, en d'autres mots utilisant des équipements métrologiquement mieux adaptés, permettront d'assurer une meilleure précision.

Notre travail s'articule donc sur trois points:

1. La connaissance de la réalité de l'assainissement pluvial au Brésil et du contexte de développement de son hydrologie urbaine.
2. L'utilisation d'outils mathématiques et statistiques existants pour essayer de saisir une réalité de fonctionnement hydrologique du bassin du Dilúvio, à partir d'une masse de données importante.
3. L'analyse plus exhaustive, justement, de la masse de données existant mais peu critiquée, pour disposer d'une masse de données fiable en quantité.

Le fil directeur de ce mémoire sera donc d'essayer d'augmenter le niveau de connaissance sur l'hydrologie du bassin du Dilúvio, un bassin en voie d'urbanisation, qui est encore assez méconnue, malgré les études antérieures, surtout en ce qui concerne :

- La variabilité spatiale de la précipitation et ses causes.
- La caractérisation de la production et du transfert d'écoulements dans une échelle macrourbaine affectée encore de la contribution périurbaine.

Ces points, en accord avec la nature des données disponibles, concernent donc l'échelle spatiale de plusieurs km². Le mémoire est développé en quatre parties :

- la première partie traite de l'approche brésilienne pour résoudre des problèmes d'assainissement pluvial urbain : évolution des techniques de calcul des débits de projet et les recherches, dans une réalité socio-économique difficile.
- la deuxième partie traite du site expérimental : aspects physiques, climatiques et hydrologiques généraux du bassin, l'occupation du sol et contexte des aménagements faits. Données disponibles.
- la troisième partie porte sur des études réalisées à propos de la précipitation. Interêt concernant la variabilité de la relation intensité-durée-fréquence (IDF) dans le bassin et son rapport avec les relations IDF ponctuelles disponibles à Porto Alegre qui sont à la base des pluies de projet des ouvrages pluviaux de la ville. Pertinence des coefficients d'abattement spatial. Influence probable de l'urbanisation sur les précipitations.
- la quatrième et dernière partie traite des crues, leur caractérisation et rapport avec les précipitations et le degré d'urbanisation. Production et transfert de zones perméables et imperméables. Apport d'un modèle distribué à la compréhension de la translation et du stockage dans un bassin urbain de taille importante.

PREMIERE PARTIE

L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL URBAIN AU BRÉSIL

1.1 INTRODUCTION

Ancienne colonie d'un pays européen le Brésil n'a jamais cessé de se tenir à l'écoute du progrès scientifique et technique en Europe. Ainsi, en ce qui concerne l'assainissement des villes, on constate que le Brésil a toujours essayé de suivre l'évolution des recherches en Hydrologie Urbaine dans les pays développés.

Cependant, victime de sa propre politique consistant à importer des solutions plutôt que de soutenir une recherche, mieux adaptée aux conditions locales, le Brésil connaît aujourd'hui de gros problèmes d'assainissement. Le plus grave concerne l'assainissement des eaux usées (92% sont encore rejetées *in natura* dans les cours d'eau), mais la connaissance quantitative et qualitative précaire du ruissellement pluvial urbain et son impact dans l'environnement des villes brésiliennes et régions aval n'en est pas moins préoccupante.

Le bilan peu favorable de l'assainissement général au Brésil est malheureusement le résultat logique de la politique menée depuis environ un siècle. L'élite administrative brésilienne a toujours appliqué le concept hygiéniste exactement comme dans les pays développés de l'Europe et aux Etats-Unis, sans pour autant avoir de moyens financiers pour offrir des équipements à l'ensemble de la population. De cette façon le problème socio-économique brésilien, jamais résolu, de partage de la richesse, a produit aussi dans le domaine de l'assainissement des différences visibles dans les villes. D'un côté, il existe les quartiers bien assainis, à la façon des pays développés, et de l'autre on observe des quartiers dépourvus, totalement ou partiellement, d'équipements.

Pour cette raison, il est difficile de tracer un tableau unique de l'assainissement urbain au Brésil. Dans les quartiers équipés des villes brésiliennes le concept hygiéniste d'évacuation rapide par le système séparatif, domine encore tandis que dans les quartiers dépourvus l'attitude normale est d'attendre qu'ils se développent pour construire des ouvrages. Cela veut dire qu'aucune technique alternative moins chère non occasionnelle n'a jamais été sérieusement envisagée pour les quartiers dits 'populaires'. Evidemment quand un quartier de ce type arrive à s'équiper, la cause ou la conséquence est sa valorisation immobilière et le cercle vicieux socio-économique se charge toujours de réorienter les plus démunis vers des zones ou quartiers encore non équipés. Il n'est pas rare donc qu'un quartier non équipé ou sous-équipé prolonge son existence indéfiniment en tant que tel. C'est le cas de la majorité de ce qu'on appelle les *favelas* et souvent aussi, péjorativement, *vilas*. Les interventions publiques dans ces quartiers sont normalement ponctuelles, occasionnelles, cas par cas.

Ce qu'on traitera par la suite exigera donc qu'on garde à l'esprit cette situation. Les aspects abordés sur l'assainissement pluvial urbain brésilien concerneront plutôt les quartiers équipés.

Pour ce faire on va considérer deux domaines interdépendants d'évolution des systèmes de drainage pluvial urbain, l'un concernant les concepts généraux et l'évaluation de l'assainissement pluvial urbain et l'autre, à titre d'information, les ouvrages pluviaux courants.

1.2 ETAPES D'EVOLUTION DES CONCEPTS ET METHODES DE CALCUL

Desbordes (1987) identifie trois étapes d'évolution en hydrologie urbaine, la première liée au concept hygiéniste de l'assainissement des villes, la deuxième à la 'rationalisation' du calcul hydrologique et à la normalisation des méthodes de calcul, et la troisième et actuelle qui procède d'une approche scientifique et environnementale de l'assainissement urbain.

Est-ce que le Brésil a vécu ces étapes comme les pays développés? La réponse est à peu près positive, mais avec un retard d'autant plus important que l'exigence en investissement pour la recherche et l'obtention de données augmentait. Aujourd'hui l'écart est si prononcé qu'on est forcé de considérer une quatrième étape au Brésil, une étape de quasi-stagnation.

1.2.1 L'étape du concept hygiéniste

Le concept hygiéniste de l'assainissement des villes était déjà connu au Brésil dès son apparition en Europe, au milieu du XIX^e siècle comme en témoignent les premiers réseaux d'égouts implantés en 1864 à Rio de Janeiro (Santos, 1928), mais il ne sera appliqué plus effectivement qu'à partir de l'instauration de la République en 1889 (Melo-Franco, 1968).

Ce concept hygiéniste signifiait, dans les milieux techniques brésiliens de l'époque, l'ouverture de rues plus larges, le démantèlement des quartiers insalubres, et la construction des réseaux d'eau potable et des canalisations d'évacuation des eaux usées et pluviales (Souza et Damasio, 1993). L'idée principale était de se débarrasser le plus vite des eaux nuisibles, en les jetant hors de la ville, dans la mer ou dans une rivière ou fleuve.

Dès le début, le système préféré de collecte des eaux au Brésil a été essentiellement du type séparatif. Peut être, au début, la raison en était-elle économique: le réseau enterré pour évacuer seulement les eaux usées avait un coût immédiat évidemment moindre que s'il était prévu pour évacuer aussi le ruissellement pluvial. Ce choix a cristallisé la pratique encore visible aujourd'hui, en fonction des ressources financières disponibles, de construire le réseau enterré pour le ruissellement pluvial seulement après la construction de celui des eaux usées. Par exemple, Porto Alegre commença à installer son réseau des eaux usées en 1907 (Costa-Franco, 1992), mais dut attendre jusqu'à 1914 pour réaliser les travaux concernant le réseau enterré des eaux pluviales (Weimer, 1993).

En ce qui concerne le calcul, l'un des personnages les plus importants du cercle technique de l'époque était Saturnino de Brito, un ingénieur sanitaire, de solide formation en génie civil, mécanique et hydraulique, qui a beaucoup contribué à disséminer les idées hygiénistes et esthétiques de Camilo Sitte (Souza et Damasio, 1993), dans les concepts d'urbanisation. Son choix d'un système séparatif pour l'assainissement de la ville portuaire de

Santos au début de ce siècle, a certainement contribué à la prédominance de ce concept presque partout au Brésil. Cependant l'existence de nombreux branchements clandestins ou erronés conduisant des eaux usées aux canalisations pluviales est assez répandue.

A partir de ses nombreux articles et rapports techniques, republiés post-mortem par le Ministère de l'Education et de la Santé (BRASIL, 1943), on peut apprendre la façon de calculer au Brésil les réseaux de ruissellement pluvial urbain, à l'aube du XX^e siècle.

En 1896, par exemple, lors de la révision des ouvrages de ruissellement pluvial de Campinas (Etat de *São Paulo*), il critiqua l'application insensée des méthodes établies pour Paris par Belgrand, surtout l'adoption, sans critères, de pluies de projet d'intensité faible (valides selon lui seulement pour de grandes villes comme les capitales de l'Europe de l'époque), encore plus avec la réduction inconditionnelle à un tiers du ruissellement pluvial potentiel (la pluie) pour rendre compte des pertes diverses (infiltration, évaporation, etc.) et aussi du temps de parcours, plus important que la durée de la pluie.

C'était l'époque de la formule:

$$q = \frac{1}{3} p \quad (\text{éq. 1})$$

q étant le débit spécifique de pointe du ruissellement pluvial et p la pluie de 'projet', les deux normalement exprimés en $l/(s \cdot ha)$. L'établissement de cette pluie de 'projet' était tout à fait arbitraire, parce que les pluviographes étaient extrêmement rares, et cela explique l'importation pure et simple des valeurs étrangères, dont celle de la pluie de Belgrand. On remarque ici déjà l'acceptation du principe de la linéarité entre l'intensité de pluie de projet et le débit de pointe.

1.2.2 L'étape de la 'rationalisation' et de la normalisation des calculs

L'acteur initial de cette étape au Brésil fut justement Saturnino de Brito qui présenta en 1898, dans son opuscule *Saneamento de Santos* (Assainissement de Santos, ville portuaire de l'Etat de *São Paulo*), peut être pour la première fois en portugais, une méthode détaillée pour calculer le ruissellement pluvial à évacuer, et qui se basait sur la formule suivante:

$$q = \alpha \beta p \quad (\text{éq. 2})$$

p et q étant définis comme avant ; α étant un coefficient de réduction de la pluie pour rendre compte de l'infiltration, de l'évaporation et d'autres pertes; et β étant le coefficient d'abattement temporel, toujours inférieur à l'unité, car 'le ruissellement a lieu dans un temps plus important que la durée de précipitation'. Le caractère linéaire de la transformation pluie-débit persiste.

Pour le coefficient α , Saturnino de Brito présenta sept valeurs correspondantes à des classes d'occupation du sol, disant se baser sur l'expérience d'autres chercheurs. En revanche pour le coefficient β il présenta plus d'argumentation dans le but de contrer, à son avis, l'usage sans critères du coefficient de Belgrand ($\alpha\beta = 1/3$). Il

se dit inspiré par les travaux de Fruhling, en schématisant le bassin comme une surface réceptrice rectangulaire ayant un collecteur principal au milieu pour recevoir les contributions des collecteurs secondaires des deux côtés. Son raisonnement partait d'un concept aujourd'hui connu sous le nom de 'temps de concentration', c'est à dire le temps mis par l'eau pour parcourir, dans son schéma, la longueur d'un coté majeur plus la demi-longueur d'un coté mineur. Si la durée de la précipitation était égale ou supérieure à ce temps de parcours aucun retard ne serait admis et $\beta=1$. Par contre, en cas d'infériorité il y aurait un retard équivalent au rapport entre la surface drainée pendant la durée de la pluie et la surface totale du bassin, soit:

$$\beta = \frac{vtb}{lb} = \frac{vt}{l} \quad (\text{éq. 3})$$

v étant la vitesse moyenne du ruissellement dans le bassin; t la durée de la pluie de 'projet'; b le coté mineur du schéma rectangulaire (ou la double longueur moyenne des collecteurs secondaires) et l le coté majeur (ou la longueur du collecteur principal). Il est évident que cette méthode dépendait beaucoup du choix arbitraire de v, en exigeant, pour cela, une bonne connaissance pratique surtout dans le domaine de l'hydraulique des conduites.

Cependant, la faiblesse majeure de cette méthode demeurait la rareté de mesures de pluie à intervalles de temps courts. Pour surmonter cela Saturnino de Brito suggéra même la mesure chronométrée à la main de fortes averses sur un pluviomètre. La pluie de 'projet' serait celle ayant la plus forte intensité. Dans la pratique les averses considérées intenses avaient des durées entre 10 et 60 minutes. On voit bien qu'à l'époque, la pluie de projet n'était pas associée à une probabilité d'occurrence ni à une durée liée au temps de réponse du bassin.

En ce qui concerne les limitations spatiales, on constate dans son ouvrage *Águas Pluviais* (Eaux Pluviales) de 1905, qui présente un exemple d'application, qu'il utilisait l'équation 2 par modules ayant chacun jusqu'à 50 ha environ, la surface totale ne dépassant pas quelques centaines d'hectares (le bassin de son exemple avait 660 ha). Pour chaque tronçon de canalisation (entre 500 a 1000m) il attribuait, en fonction des pentes, des vitesses entre 0,5 et 1 m/s.

La formule de Saturnino de Brito suit déjà l'approche empirique mise en relief par Chow (1962) qui fit la synthèse d'environ une centaine de formules semblables. Basés sur la même formule on trouve dans un autre important ouvrage en portugais, *Hydrotechnica* (Hydrotechnique) du Professeur Lucio José dos Santos (Santos, 1928), des propositions plus simples pour estimer β . Alors que pour α est donné un tableau semblable à celui publié par Saturnino de Brito (basé aussi sur les travaux des 'autorités' mondiales dans ce domaine), pour β l'auteur proposa des formules beaucoup utilisées depuis la fin du XIX^e siècle, qui relient ce coefficient tout simplement à la surface de contribution (formules de Burkli, McMATT et Brix).

L'approche plus 'raisonnée', celle de la formule rationnelle, qui repose sur le concept de temps de concentration en le considérant comme durée critique de la pluie de projet, semble être adoptée au Brésil dans les années 1930 et 1940, aidée par le fait que les pluviographes n'étaient plus aussi rares, au moins dans les grandes villes, ce qui a permis l'établissement des relations expérimentales entre l'intensité et la durée des précipitations. On

rappelle que jusqu'alors la pluie de projet était celle ayant la plus grande intensité observée, pendant n'importe quelle durée.

Par conséquent, il était désormais possible d'adopter le temps de concentration comme durée de projet de la précipitation pour estimer des débits maximaux. L'argumentation pour cela se trouve dans le manuel *Engenharia Sanitaria* de l'ingénieur Antonio Siqueira, publié à Porto Alegre (Siqueira, 1947), selon lequel 'une précipitation intense a souvent une durée supérieure au temps parcouru dans les canalisations d'un quartier urbain'.

Cependant, ce qui ne semblait pas encore maîtrisé à cette époque c'était le concept de pluie de projet avec une probabilité d'occurrence ou période de retour. Le manuel cité ci-dessus, par exemple, ne préconise que le calcul des relations intensité-durée (I-D), les valeurs des intensités calculées correspondant, pour chaque durée, à la valeur maximale d'une série d'intensités moyennes annuelles, chacune de ces intensités annuelles calculées, à son tour, à partir des intensités maximales observées dans les 12 mois. Les couples I-D étaient alors tracés sur papier logarithmique et une droite était établie.

La considération de la fréquence d'occurrence des précipitations comme élément de projet dans la formule rationnelle commence à être adoptée au Brésil probablement dans les années 50. A cet égard, l'article de Parigot de Souza (1959) est exemplaire, car il est un des rares mémoires détaillés de diffusion publique de l'époque. Il montre l'application de la formule rationnelle américaine (d'après Kuichling, 1889), pour calculer le débit de projet pour les ouvrages de canalisation du cours d'eau Belém à Curitiba, capitale de l'Etat du *Paraná*. A partir d'une série de 31 ans de données d'un poste pluviographique, Parigot de Souza calcula une expression analytique empirique de l'intensité en fonction de la durée et sa période de retour. C'était l'une des premières expressions de ce type à avoir été établie au Brésil.

La formule rationnelle qui commence à se populariser au Brésil a l'expression:

$$Q = CiA \quad (\text{éq. 4})$$

Q étant le débit maximum à l'exutoire du bassin, C le coefficient de ruissellement, estimée à partir d'abaques étrangers et supposé constant (relation linéaire), i l'intensité de la pluie de projet avec une durée égale au temps de concentration, un paramètre supposé également constant, et A la surface du bassin.

Cependant son utilisation n'est facile que si l'on dispose des courbes IDF établies a priori. Dans ce cas, en plus de la mesure de A et du choix du C en fonction de l'occupation du sol, le seul souci de l'utilisateur reste la détermination du temps de concentration par le biais d'une formule quelconque.

La popularité de la formule rationnelle sera donc consolidée après la diffusion publique de l'ouvrage *Chuvas Intensas do Brasil* (Précipitations intenses du Brésil) de Pfafstetter (1957), ingénieur du Département National d'Assainissement (DNOS), qui présente une étude de fréquence des précipitations enregistrées sur 98 pluviographes du Service de la Météorologie Nationale, du territoire brésilien.

Pour chaque pluviographe Pfafstetter présente des graphiques de hauteur-période de retour pour plusieurs durées et des formules analytiques donnant la hauteur de pluie en fonction de la durée (entre 15 min et 6 jours) et de la période de retour. Devenu classique, cet ouvrage est encore beaucoup utilisé aujourd'hui, malgré l'évolution, depuis lors, du traitement statistique par le biais de distributions théoriques de probabilités.

L'inexistence de normes, de manuels techniques actualisés et de recherches scientifiques en hydrologie urbaine facilitera dans les années 60 et 70 l'utilisation parfois abusive de la formule rationnelle et l'introduction, sans critères, d'autres méthodes, principalement d'origine américaine. C'est ainsi que des méthodes comme celle du *Soil Conservation Service* (U.S. Department of Agriculture, 1975) et celle du *Colorado Urban Hydrograph Procedure* (CUHP), établie par Wright-McLaughlin Eng. (1969), sont devenues courantes. Le seul point en commun: aucune donnée n'a validé leur application sur le territoire brésilien. Concernant la formule rationnelle l'exemple de Porto Alegre est caractéristique d'une certaine 'liberté' d'application, car les débits de projet du drainage macroubain (DNOS, 1968) ont été calculés parfois sur des surfaces de plusieurs centaines d'hectares.

On verra que le mouvement pour mener le Brésil à l'étape des manuels dans les années 70 n'a pas changé cette réalité, néanmoins il a réussi à uniformiser un peu l'usage des méthodes.

Grigg et Willie (1979) constatent dans les années 70 l'inexistence complète d'une politique nationale en hydrologie urbaine malgré le rôle joué par deux institutions concernées : la Banque Nationale de l'Habitation (BNH) et le DNOS. Parmi les attributions de la BNH (éteinte en 1987) étaient le financement et la supervision technique des lotissements (quartiers entiers équipés de voirie, d'eau potable et de réseaux d'eaux usées et pluviales) destinés à une population à faibles revenus. La BNH contribuait à la demande ainsi qu'à l'établissement des plans d'occupation du sol des villes. D'autre part, le DNOS (éteint en 1990), en plus d'autres activités, travaillait à l'implantation de grands ouvrages de contrôle d'inondations dans les zones urbaines, en concertation avec les mairies.

En vérité, l'existence de ces deux institutions n'a pas changé ce que l'administration publique brésilienne avait établi depuis longtemps: c'est à la municipalité de juger comment résoudre ses problèmes propres d'assainissement. C'est à dire, tout ce qui concerne la petite échelle spatiale, tandis que la grande échelle spatiale est un problème national. Aujourd'hui, même si une majorité de villes fait appel à des compagnies publiques régionales pour s'équiper en eau potable, l'assainissement pluvial urbain et les petits ouvrages de contrôle d'inondation, par exemple, restent une tâche essentiellement municipale, de la conception à l'exécution finale.

Cette attribution d'échelles spatiales d'assainissement différentes pour les administrations municipale et nationale a contribué à faire que les municipalités, d'une part, agissent isolément sans se préoccuper des impacts régionaux, et d'autre part, appliquent leurs propres critères techniques, ce qui signifie, dans la plupart des cas, qu'elles ne se basent sur aucune norme officielle, car souvent inexistante.

C'est le cas de l'assainissement pluvial. En effet, l'analyse des lois de lotissement de plusieurs villes brésiliennes faite par Grigg et Willie (1979) a démontré que normalement elles n'étaient basées sur aucune norme technique

en matière d'assainissement pluvial. En plus du risque d'acceptation de projets douteux, cette pratique a contribué à une désuniformisation des critères.

Ce sera indirectement corrigé seulement en 1980 quand est publié au Brésil, pour la première fois, un vrai manuel d'assainissement pluvial urbain (DAEE/CETESB, 1980). Fait par l'Etat de *São Paulo*, par son Département de l'Eau et Energie Electrique (DAEE) et sa Compagnie d'Assainissement Environnemental (CETESB), ce manuel prend vite l'allure de guide technique national. Peu avant, un accord de l'Université de *São Paulo* avec CETESB avait permis la publication du livre du Professeur Paulo Sampaio Wilken (Wilken, 1978) qui présente une description très complète de plusieurs méthodes y compris celle de Caquot pour la France, revue par Desbordes (1974).

Le manuel DAEE/CETESB consolide le choix de la formule rationnelle, par contre il limite son application à des surfaces jusqu'à 100 ha. Au-delà, il recommande l'utilisation d'un hydrogramme unitaire synthétique, et suggère celui proposé par la méthode CUHP. Sans citer explicitement ce manuel, le Département des Eaux Pluviales de Porto Alegre (DEP) suggère l'application de ces deux méthodes, la seule différence étant la tolérance d'utilisation de la formule rationnelle jusqu'à 150 ha de surface (DEP, 1992).

S'agissant d'un manuel avant tout pragmatique, dont le mérite principal est de faciliter et uniformiser les projets d'assainissement pluvial urbain, il n'est pas étonnant qu'il ne soit basé sur aucune recherche brésilienne, car elles étaient presque inexistantes. Même les précipitations à pas de temps courts, données locales dont il est impossible de se passer en milieu urbain, ne sont pas sans problèmes, et le manuel a dû suggérer encore l'application des études de Pfafstetter (1957), en justifiant que, sauf pour quelques villes, 'ces données sont assez rares' ou 'il y a un manque de dépouillement systématique qui empêche son utilisation dans l'immédiat'.

Le fait de se passer de données brésiliennes a créé la fausse impression que tout était résolu. En effet, si l'on croit que l'occupation urbaine brésilienne entraîne un fonctionnement hydrologique semblable à celui des pays développés, il n'y aurait pas de problème. D'autre part, c'est un manuel orienté plutôt vers la petite échelle spatiale et qui s'applique à un urbanisme maîtrisé. C'est à dire qu'on ne dispose pas d'orientations dans les cas, souvent fréquents dans la réalité brésilienne, d'une urbanisation qui atteint des échelles spatiales très importantes avec la présence fréquente de bidonvilles.

1.2.3 L'étape de l'approche scientifique et environnementale de l'assainissement urbain

Deux facteurs s'ajoutent à l'arrivée de cette tendance des pays développés pour l'émergence de cette étape au Brésil dans les années 70. Le premier correspond à l'accès plus facile aux calculs par ordinateurs, qui commencent à se répandre de plus en plus à l'époque. Le deuxième c'est qu'on se ressentait plus nettement du manque de contrôle sur l'urbanisation et son effet sur le macrodrainage, c'est à dire, sur le régime hydrologique de bassins urbanisés de plus de 1 km², voire de dizaines de km². Le besoin d'outils plus adaptés que la formule rationnelle est accru.

C'est dans ce contexte qui commencent à voir le jour des applications pratiques en hydrologie urbaine de méthodes et d'outils mathématiques basés sur des algorithmes représentatifs du cycle hydrologique (modèle

hydrologique). Il est vrai que les premières applications des modèles hydrologiques à l'époque concernaient principalement (comme aujourd'hui d'ailleurs) les grands bassins à caractère rural pour étudier les sites de futures exploitations hydroélectriques ou pour étudier les crues. Malgré cela, on peut dire que l'âge des modèles hydrologiques est arrivé en même temps pour des applications en milieu rural et urbain.

L'habitude des cercles techniques d'affronter normalement de grands problèmes (au sens de la dimension spatiale) a certainement aidé à fixer la tendance brésilienne de n'associer l'hydrologie urbaine qu'à l'hydrologie des bassins urbanisés ou partiellement urbanisés de taille importante. On ne se préoccupera jamais au Brésil des mécanismes hydrologiques à l'échelle du quartier urbain, même équipé.

Les premiers travaux en hydrologie urbaine avec cette prédilection pour le 'grand' ont concerné les villes de Curitiba (Etat du *Paraná*) et Porto Alegre (Etat du *Rio Grande do Sul*). A Curitiba, Pinto et Ramos (1972) ont ajusté l'hydrogramme unitaire de Snyder pour deux sous-bassins, l'un de 15,3 km² et 40% de surfaces imperméables et l'autre de 2,7 km² et 60% imperméabilisé, basés sur 16 et 18 événements respectivement. A Porto Alegre, Caicedo (1975), avec moins de données, a testé plusieurs modèles linéaires, dont celui de Nash (1958), sur deux sous-bassins du Dilúvio, ceux des ruisseaux São Vicente de 2,7 km², dont 35% imperméable (évaluation de l'auteur), et Agronomia de 6,8 km² (rural).

Ce ne sera qu'en 1977 que débutera à Porto Alegre le premier projet de recherche de taille en hydrologie urbaine au Brésil. Issue d'un accord entre le Département des Eaux Pluviales de la ville (DEP) et l'Institut de Recherches Hydrauliques (IPH) de l'Université Fédérale de *Rio Grande do Sul*, ce projet arrive à opérer dans les années suivantes un réseau de 14 pluviographes et 11 limnigraphes installés dans un bassin semi-urbanisé d'environ 80 km², le bassin du Dilúvio déjà canalisé dans les années 50 dans l'esprit hygiéniste. Connu par *Projeto Dilúvio*, il a produit une masse de données hydrologiques, principalement entre 1978 et 1982, jamais exploité en totalité. En plus de ces données l'analyse de photographies aériennes a permis la détermination de plusieurs classes d'occupation du sol dans tout le bassin. De la même façon tous les sous-bassins importants ont eu leurs caractéristiques physiographiques déterminés. Toutes les informations de base sont dans les deux rapports officiels, l'un de la première étape (DEP/IPH, 1979) et l'autre de la deuxième et dernière rédigé par Simões-Lopes et Sanchez (1986).

Les études faites avec les données du *Projeto Dilúvio* sont caractéristiques de cette étape d'approche scientifique en hydrologie urbaine au Brésil. Les hydrologues de l'IPH ont cherché à dominer la technique de modélisation conceptuelle pluie-débit. Le premier modèle fournit au DEP, transférait l'eau produite par les surfaces imperméables à l'exutoire par le biais de plusieurs fonctions parallèles du type réservoir linéaire simple (Alvarez et Sanchez, 1979). Leur travail a évolué jusqu'à établir un hydrogramme unitaire analytique issue d'une adaptation de la méthode de Kraijenhoff (1958), dont les paramètres sont liés au degré d'urbanisation (Alvarez et Sanchez, 1980).

En 1981, Tucci, Sanchez et Simões-Lopes (1981) ont mis au point un modèle conceptuel global pluie-débit à 6 paramètres, appelé modèle IPH II, applicable en zone rurale ou urbaine, qui considérait un algorithme d'infiltration basé sur l'équation de Horton (Berthelot, 1970) et un autre chargé de faire le transfert séparément des eaux superficielles et des eaux souterraines par des fonctions de réservoir linéaire simples (celle de

l'écoulement superficiel était combiné à une courbe aire-temps). Les bases de ce modèle étaient déjà établies dans une version antérieure avec des algorithmes plus détaillées et, par conséquent, avec plus de paramètres (modèle IPH I, Berthelot et Munoz, 1975).

Pour simuler les crues dans le canal du Dilúvio, Mota (1982) a établi un modèle distribué, dans lequel les contributions des sous-bassins étaient chacune calculée par le modèle IPH II et le transfert dans le canal proprement dit était simulé par l'équation numérique en différences finies de l'onde cinématique. Une description de ce modèle en anglais, désormais appelé IPH III, est présentée dans Mota et Tucci (1984). Simões-Lopes et Sanchez (1986) ont ajusté le modèle australien RORB de Laurensen et Mein (1978), dans lequel tous les transferts sont faits par le biais de fonctions à réservoir non linéaire, et ont vérifié une légère supériorité, par rapport au modèle IPH III, lors de la reproduction d'un hydrogramme complexe.

Parallèlement aux modèles hydrologiques le groupe de Porto Alegre a essayé aussi d'établir des hydrogrammes unitaires urbains dont les paramètres (débit de pointe, temps de base, etc.) sont estimés par régression multiple à partir de plusieurs événements pluie effective-débit superficiel de plusieurs bassins brésiliens d'urbanisation varié. Simões-Lopes et Sanchez (1983) ont utilisé les données de six sous-bassins du Dilúvio, de deux bassins de Joinville (Etat de *Santa Catarina*) et un bassin de São Carlos (Etat de *São Paulo*) pour établir un HU de lame 1 mm et durée 10 min. Les caractéristiques de ce HU - le débit de pointe, le temps du débit de pointe, le temps de base et les temps aux hauteurs équivalents à 25, 50 et 75% du débit de pointe - sont toutes calculables à partir de la surface du bassin, de son pourcentage imperméable et du facteur de transfert de Espey et al. (1977). En ajoutant les sous bassins urbanisés du Tietê de la région métropolitaine de São Paulo, ce qui a totalisé un ensemble de 19 bassins, Diaz et Tucci (1989) ont calculé les paramètres d'un HU(1mm, 10 min) urbain qui ne sont fonction que de caractéristiques physiques, tels que la surface, le pourcentage imperméable, la pente moyenne des versants et la longueur du cours d'eau principal. Dans ces études la vocation pour le 'grand' est confirmée par les tailles des bassins, entre 1,9 et 137 km². L'imperméabilisation variait entre 1 et 60%.

São Paulo, capitale de l'Etat de *São Paulo*, à cause de l'urbanisation intense de sa région métropolitaine, est aussi naturellement un centre qui s'intéresse beaucoup aux questions de drainage urbain. On rappelle le rôle du Département de l'Eau et Energie Electrique (DAEE) et de la Compagnie d'Assainissement Environnemental (CETESB) dans la rédaction du premier guide technique en drainage urbain. Le même DAEE et l'Ecole Polytechnique de l'Université de *São Paulo* (DAEE/USP, 1978) ont contribué à consolider cette étape d'approche scientifique dans l'hydrologie urbaine brésilienne en divulguant les bases de plusieurs méthodes et modèles américains mais aussi en proposant ce qui est peut-être le premier modèle hydrologique urbain distribué, en mailles carrées, développé au Brésil : le modèle DRENG-P21A. Il comporte le calcul, maille par maille, de l'infiltration par la loi de Horton (après remplissage des volumes de détention superficielle) et des flux inter-mailles par l'équation de Manning, ces derniers destinés au réseau de drainage à ciel ouvert où ils sont propagés par la méthode de l'onde cinématique. Jesus et Eiger (1983) appliquent une variante de ce modèle au bassin du Meninos (affluent du Tietê) de surface 103 km² totalement urbanisés, avec mailles carrées de 500 m de coté.

Cependant un véritable regain d'intérêt concernant l'hydrologie urbaine à São Paulo seulement sera provoqué par une succession d'événements pluvieux, en février 1983, qui ont bouleversé le quotidien du cœur économique du Brésil. En vérité, à São Paulo, les problèmes dépassent le cadre de la seule hydrologie urbaine. Le bassin du haut Tietê, où se situe sa région métropolitaine, a été profondément aménagé entre les années 30 et 50 pour, principalement, produire de l'énergie hydroélectrique, dont l'aspect le plus spectaculaire concerne l'inversion du flux d'un affluent important (*rio Pinheiros*), son accumulation dans un réservoir (*represa Billings*), pour profiter d'une chute de 750 m extérieure au bassin vers l'Atlantique. Même sans le sous-bassin du Pinheiros, le bassin du haut Tietê atteint une surface de 3 200 km², dont 35% correspond à la 'plaque' d'urbanisation concentrée de São Paulo et environs, ce qui a produit des situations graves comme celle du sous-bassin du Tamandateí : 95% de sa surface de 310 km² est urbanisé. Justement dans la partie urbanisée le Tietê a été canalisé dans l'esprit hygiéniste, mais pas en suivant le projet de Saturnino de Brito de 1925 (DAEE/USP, 1983) qui proposait la construction de deux réservoirs intermédiaires dans le haut Tietê, pour laminer les crues naturelles.

Au début des années 80 ce système complexe disposait déjà de réseaux télémétriques de pluviographes et limnigraphes pour la prévision de crues. L'existence de données a donc facilité la modélisation de sa dynamique par le biais d'un modèle numérique qui résout les équations dites complètes de Saint-Venant en différences finies. Pour cela, le DAEE et son Centre de Technologie Hydraulique (CTH), en accord avec l'Université de *São Paulo*, ont utilisé le modèle de Tucci (1978). Braga (1984) commente les résultats de cette application, qui a eu pour but d'établir les causes probables du débordement du Tietê en 1981 et 1982, dans la ville de São Paulo. Il ne fut pas difficile de conclure que l'urbanisation en était la cause essentielle et non la présence du barrage Edgard de Souza, suspect préféré de l'opinion publique.

La recherche de solutions pour le Tietê a conduit au développement du modèle IPH IV qui couple l'algorithme de résolution des équations de Saint-Venant (pour les écoulements des cours d'eau) aux algorithmes du modèle pluie-débit IPH II (pour les contributions des sous-bassins). Le calage de ce modèle IPH IV, avec les crues de 1981, 1982 et 1983 du Tietê a aidé aussi bien à perfectionner l'opération du barrage Edgard de Souza (pour effacer toute méfiance publique à son égard) qu'à fournir des données de projet pour améliorer sa canalisation qui, par manque d'espace latéral, se réduisait à la quantification du creusement du lit (Tucci et al., 1989).

Avec beaucoup moins de points de mesure de pluie et débit que São Paulo et Porto Alegre, d'autres villes ont essayé de caractériser leur comportement hydrologique par une approche scientifique. On peut citer l'exemple de São Carlos, dans l'Etat de *São Paulo*, où Machado et Riguette (1981) ont proposé un modèle distribué à 7 paramètres, très détaillé, pour le bassin du *córrego Gregório* (15,6 km²) basés sur les données d'un limnigraphe à l'exutoire et de deux pluviographes. Ce modèle simulait, par onde cinématique, les cours d'eau, les caniveaux et les conduites. Les données d'occupation du sol, la géométrie et la rugosité du réseau de drainage à tous les niveaux étaient supposées connues. La ville de Curitiba, Etat du *Paraná*, est un autre exemple, où Gomes et Fendrich (1989) ont appliqué au bassin du Belém (42 km²) le modèle de Chow et Kulandaiswamy (1982) qui est un modèle concentré avec une fonction réservoir à 5 paramètres.

Ce qui précède montre en effet que, malgré les efforts du milieu scientifique, cette étape s'est développée très peu au Brésil, à cause de l'absence d'une politique de recherche en hydrologie urbaine pour produire de données de terrain. La situation est encore plus sérieuse dans le domaine de la qualité des eaux pluviales, où les études sont très ponctuelles (Ide, 1984). On peut dire ironiquement que les plaidoiries de Saturnino de Brito sont d'actualité car peu de mesures hydrologiques sont faites aujourd'hui en milieu urbain, et souvent sans dépouillement systématique.

1.2.4 La période actuelle: une étape de stagnation?

L'absence répétée d'un véritable programme scientifique national en hydrologie urbaine a plongé la recherche scientifique actuelle dans cette matière dans ce qu'on pourrait appeler d'une étape de quasi-stagnation, par rapport au niveau de recherche atteint en Europe.

Les causes remontent aux années 80, période de stagnation économique et d'inflation très élevée au Brésil. La recherche dans tous les domaines en a souffert. Paradoxalement les deux dernières éditions du Symposium Brésilien d'Hydrologie et Hydraulique de l'Association Brésilienne d'Hydrologie et Hydraulique (le plus important colloque brésilien en hydrologie) ont montré un intérêt croissant sur l'hydrologie en milieu urbain. Cependant, la rareté de nouvelles données et l'absence de projets de taille récente a empêché un véritable avancement de la connaissance, malgré l'effort des chercheurs à travailler avec les données existantes.

Pour avoir une idée du problème, très peu ou aucune recherche n'a été faite sur les sujets ci-dessous, abordés depuis un certain temps dans les pays développés :

- météorologie en milieu urbain
- précipitation et ruissellement pluvial aux petites échelles spatiales (ha) et temporelles (min)
- traitement et prévention de la pollution des eaux pluviales et sédiments urbains
- chaussées poreuses
- réservoirs superficiels et souterrains de stockage des eaux pluviales
- gestion des réseaux en temps réel
- législation sur la 'production' tolérable de ruissellement superficiel

D'autres sujets pourraient être cités aussi, sans parler de ceux typiquement brésiliens, comme l'impact d'une urbanisation contrastée sur les écoulements et production de sédiments.

Malgré ce cadre général peu favorable quelques travaux importants récents parviennent à présenter quelque nouveauté en hydrologie urbaine au Brésil. On pense au travail de Genz (1994) qui a mis en évidence, par le biais d'un simulateur de pluies (modèle Orstom), le comportement hydrologique de surfaces revêtues et non revêtues typiques du milieu urbain de Porto Alegre.

1.3 LES OUVRAGES DE DRAINAGE PLUVIAL (QUARTIERS EQUIPES)

Les ouvrages prédominants des quartiers équipés sont ceux qui matérialisent le concept hygiéniste par le biais d'un système général séparatif. Il existe normalement un réseau à part pour les eaux pluviales. De même que le concept, les ouvrages physiques n'ont pas changé significativement de nature depuis le début du siècle. La seule 'révolution' appartient au domaine des matériaux : au début toutes les conduites étaient en fer, maintenant on n'utilise que du fibrociment.

La conception spatiale du système pluvial est celle d'un réseau classique convergent vers l'exutoire qui peut être un ruisseau ou une rivière, aménagée ou non. La partie du système entre les captages des caniveaux des rues et l'exutoire est normalement constituée par des collecteurs enterrés. Cependant si l'étendue du réseau est grande les ruisseaux (et parfois même des rivières plus importantes) jouent le rôle de collecteurs (parfois maîtrisés sous forme de galeries en béton). La conduction des eaux est faite en général par gravité, éventuellement associé à des pompes.

Pour atteindre le système pluvial un premier niveau de contribution correspond aux écoulements pluvieux 'produits' dans les lots de terrain dont ceux provenant des toits des édifices et des maisons. Les gouttières des édifices et maisons sont obligatoirement raccordées au réseau enterré. Cependant, une partie des maisons réorientent l'écoulement de gouttières vers une pelouse pour l'infiltrer. En général, les espaces perméables ne contribuent pas au réseau pluvial. On aura donc deux chemins principaux pour les écoulements non infiltrés : un chemin direct souterrain par conduites et un chemin superficiel moins rapide vers les trottoirs et caniveaux.

Un deuxième niveau de contribution est celui de la 'production' d'eau par les revêtements imperméables ou peu perméables des trottoirs et chaussées. Ces contributions sont vite concentrées dans les caniveaux pour ne pas gêner les piétons et le trafic des véhicules. Néanmoins, ces écoulements doivent parcourir une certaine distance établie par la capacité hydraulique prévue de la rue, avant qu'ils ne soient captés par un avaloir du type grille horizontale ou bouche verticale pour finalement atteindre le réseau enterré.

Le premier élément du réseau pluvial enterré est donc la structure de collecte normalement placée sous le trottoir et le caniveau d'où l'eau captée est conduite par une conduite vers un collecteur plus important souvent enterré au milieu de la rue. Il n'existe pas de collecteurs sous toutes les rues car on utilise leur capacité hydraulique superficielle. Environ 20% des rues auraient des collecteurs pluviaux sous leur chaussée (Botelho, 1985).

En des points d'accès fixes, à chaque 50 m en moyenne, le long d'un collecteur, où se placent les regards de visite, se connectent les conduites de liaison venant des collectes des caniveaux (normalement plusieurs à la fois en chacun de ces points). Le Département des Eaux Pluviales (DEP) de Porto Alegre évalue l'étendue du réseau pluvial entre 10 et 15 km de conduites par km² de surface dans un quartier urbain équipé.

1.4 CONCLUSION

L'assainissement pluvial urbain au Brésil semble figé par une répétition de pratiques qui se sont installées progressivement dans les 'mœurs' de l'administration publique et du milieu techno-scientifique, caractérisés par un enracinement du concept d'évacuation rapide et l'application directe, ou avec modifications superficielles, de méthodes étrangères (hydrologiques et hydrauliques) et d'ouvrages de conception classique. La qualité des eaux pluviales est presque ignorée.

Un pacte de stabilité tacite semble être accompli : l'administration ne pousse pas au développement scientifique, par exemple, en établissant des normes avec des idées nouvelles ou en appuyant directement la recherche de nouveaux concepts, de même que le milieu techno-scientifique (bureaux d'études, entreprises de génie civil et même les institutions académiques) ne se sent pas motivé par le développement car il n'existe pas d'ambiance propice aux nouveautés.

Cette situation qui domine le scénario brésilien depuis environ deux décennies est la conséquence d'un apport financier irrégulier et insuffisant pour la recherche expérimentale sur le terrain soit pour le développement des concepts nouveaux d'ouvrages soit pour avancer la connaissance des processus de production et transfert (d'eau et de polluants) des flux pluviaux urbains, surtout aux petites échelles d'espace et de temps.

Il n'est donc pas surprenant que la réalité du ruissellement pluvial soit méconnue et que plusieurs métropoles brésiliennes n'arrivent plus à maîtriser convenablement la quantité et la qualité de leurs eaux pluviales.

Cette espèce de cercle vicieux qui bloque l'hydrologie urbaine brésilienne se traduit aujourd'hui par un retard plus visible par rapport aux pays développés. En effet dans ces pays l'importance des petites échelles spatiales et temporelles a été déjà mise en évidence, en milieu urbain, aussi bien pour l'étude des mécanismes pluie-débit que pour l'étude des polluants, ce qui évidemment exige des mesures intensives sur le terrain, donc des efforts financiers de plus en plus importants.

Dans ce cadre il devient plus difficile d'adopter des pratiques étrangères sans vérification sur le terrain. C'est une raison du développement mitigé de l'étape de l'approche scientifique et environnementale au Brésil, car c'est une étape tournée vers la multidisciplinarité et les multiples échelles spatiales et temporelles, donc ouverte à d'innombrables voies de recherche, dont les résultats ne seraient pas facilement transférables d'un environnement à l'autre.

Malgré cela, les changements politiques et économiques récents semblent indiquer que les années à venir seront plus favorables à la recherche comme moyen d'orienter les politiques d'assainissement. A mi-chemin entre le sous-développement et le développement la société brésilienne ne va pas tarder à se rendre compte de la situation et revendiquer un rattrapage du retard dans les conditions de vie en milieu urbain.

DEUXIEME PARTIE

LE SITE EXPERIMENTAL ET DONNEES DISPONIBLES

2.1 INTRODUCTION

La ville de Porto Alegre présente un site urbain complexe et diversifié (Ab'Saber, 1965). Elle est en effet située dans une région de transition entre différentes provinces géomorphologiques. Cette complexité est visible dans le bassin du Dilúvio (figure 1) quand on observe son relief accidenté caractérisé par une chaîne de collines granitiques qui le traverse dans le sens SO-NE et atteint 311 m d'altitude dans le cas de la colline *Santana* (METROPLAN, 1978). Les deux autres collines importantes de cette chaîne sont celles de la *Policia* (286 m) et de *Teresópolis* (220 m).

En plus de la complexité plus visible du relief, le bassin du Dilúvio (surface totale d'environ 80 km²), notre site expérimental, présente aussi des éléments très variés au regard de sa géologie, sa pédologie, sa végétation et son occupation urbaine et évidemment de son hydrologie. On peut observer des choses semblables à propos de son climat et régime pluviométrique.

A l'heure actuelle les études faites sur un milieu aussi riche que celui de Porto Alegre ne semblent pas satisfaire aux besoins d'une approche multidisciplinaire. En effet les études de toutes natures que nous avons pu consulter ont été menées isolément, chacune avec un but particulier. De plus, ces études sont peu nombreuses et beaucoup d'entre elles sont anciennes.

Par conséquent, notre connaissance sur le bassin du Dilúvio ne peut être que précaire ; on va cependant essayer de faire le mieux pour le décrire avec ce qu'on dispose, pour donner une vision d'ensemble du site, sans perdre de vue les objectives de cette thèse.

Cette deuxième partie sera développée par la suite en deux volets. Le premier volet traite de la caractérisation générale du bassin du Dilúvio et le deuxième des données disponibles d'intérêt hydrologique.

2.2 LE SITE EXPERIMENTAL

2.2.1 Situation géographique

Le bassin du Dilúvio est situé entre les longitudes ouest 51°04' et 51°15' et les latitudes sud 30°01' et 30°08', et fait partie d'un grand bassin hydrographique, celui de l'ensemble Jacuí/Taquari/Guaíba, à l'extrême sud du Brésil et au nord-est de l'Uruguay (figure 2).



Figure 1 - Bassin du Diluvio et Porto Alegre (Image LANDSAT ago/89 - échelle $\approx 1:100,000$)

Appelé bassin du Sud-Est sa surface de drainage atteint 177.000 km², dont 147.000 appartiennent à l'Etat du *Rio Grande do Sul*, au Brésil (Bordas et al., 1984). Ce bassin a la particularité de déboucher sur un important système lagunaire avant d'atteindre l'océan Atlantique. Le Dilúvio se jette dans un élément de ce système, le lac appelé *Rio Guaíba*, d'environ 470 km² de surface et 4 m de profondeur moyenne. Le Rio Guaíba, à son tour, débouche sur la *Lagoa dos Patos*, la plus vaste lagune brésilienne et même du monde, un plan d'eau d'environ 10.000 km² de surface et 7 m de profondeur moyenne.

Evidemment, le bassin du Dilúvio n'a pas pris d'importance pour son rôle hydrologique dans ce système lagunaire, mais parce qu'il abrite une grosse partie de l'urbanisation de Porto Alegre, la capitale de l'Etat, une ville d'environ 1,3 million d'habitants intra-muros et près de 4 millions dans sa zone métropolitaine (recensement de 1991).

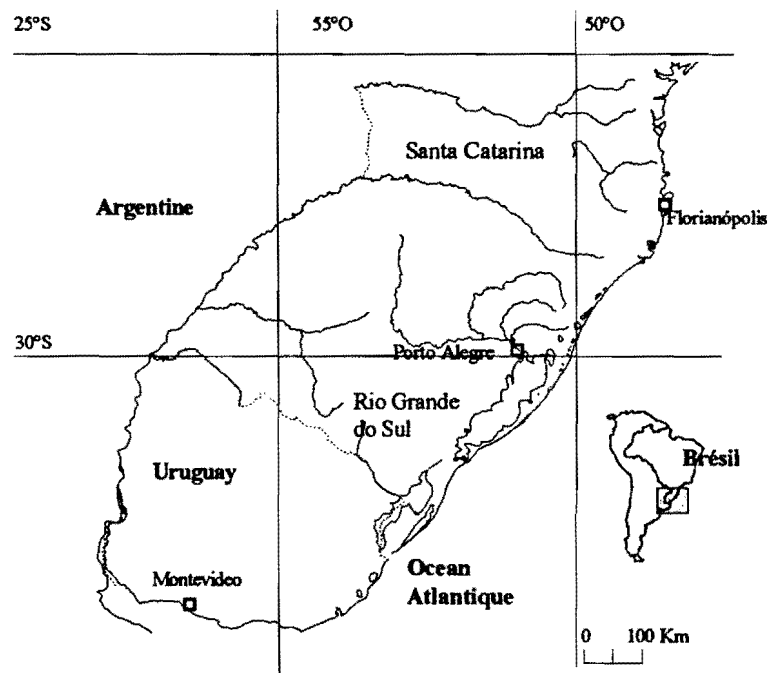


Figure 2 - Localisation du bassin du Dilúvio

2.2.2 Géologie et les eaux souterraines

Géologie

La seule étude qui donne un aperçu sur la géologie du bassin du Dilúvio demeure celle de Schneider et al. (1974) faite pour l'ensemble de la ville de Porto Alegre, dont la présentation graphique est à l'échelle 1:50000. D'après cette étude on peut vérifier que le bassin du Dilúvio est composé en grande partie de trois classes de corps granitiques et deux corps migmatites. Il y a aussi des formations alluvionnaires et d'alterites.

Les corps granitiques ont reçu chacun une dénomination locale: granite *Santana*, granite *Independência* et granite *Ponta Grossa*. Les migmatites sont classées en homogènes et hétérogènes. Les autres composants sont l'alterite *Serra de Tapes* et la formation *Guaíba*.

La répartition par classes dans l'ensemble du bassin est dans le tableau 1, dont la carte respective est montrée dans la figure 4 ci-après.

Tableau 1 - Géologie du bassin du Dilúvio

Corps géologique	Surface (%)
Granite Santana	19,7
Granite Independência	8,8
Granite Ponta Grossa	6,4
Migmatite Homogène	28,3
Migmatite Hétérogène	8,3
Alterite Serra de Tapes	12,7
Formation Guaíba	7,8
Alluvions	6,2
Remblai	1,8

Les granites et les migmatites sont de l'âge pre-Cambrien tandis que les alterites (pléistocène) et les alluvions (holocène) sont quaternaires de l'ère cénozoïque.

Le corps granitique *Santana* est tectoniquement contrôlé par des failles et se trouve au milieu du bassin constituant la chaîne de collines (*morros Teresópolis, da Policia et Santana*) qui traverse le bassin dans le sens SO-NE. Le granite est une variante alaskite moyennement alcaline de couleur claire, quartzique, constitué de feldspaths potassiques roses et blancs.

Le corps granitique *Independência* se partage sur deux fractions de la rive droite du Dilúvio, à l'aval, et présente une structure gneissique en feuillets. Les granites sont de monzonitiques à grano-dioritiques et leurs couleurs varient du rose en gris, constitués de quartz, feldspaths potassiques, plagioclases, muscovites et biotites. Plusieurs lentilles et veines de granulométrie fine (aplites) et grossière (pegmatites) traversent ce corps granitique.

Le troisième corps granitique, *Ponta Grossa*, est essentiellement isotrope et se trouve en trois fractions de la rive gauche, dans la partie aval du bassin (collines *Santo Antonio et Santa Teresa*). Les granites sont des subcalciques à monzonitiques, de granularité moyenne à grossière, avec une couleur forte rosée. Leur constitution révèle la présence de quartz, microcline, oligoclase et biotite.

Les migmatites homogènes dominent presque la totalité du bassin à l'amont du corps granitique *Santana*, mais une autre partie moins étendue se trouve aussi au nord du bassin. Les embréchites prédominent et présentent de gros phénoblastes de microclines roses et grises dont la schistosité est conservée et facilement détectable. La

matrice peut varier du granite subalcalin jusqu'à des diorites quartziques. Les minéraux essentiels sont le quartz, la microcline et la plagioclase.

Les migmatites hétérogènes se trouvent dans la partie moyenne du bassin, aussi bien dans la rive gauche que dans la rive droite, mais ils occupent une surface moins importante. Leurs faciès structuraux les plus communs sont les épibolites, associées et non associées aux embréchites, les diadochites et agmatites. La portion métamorphique est une biotite-schiste, les minéraux prédominants étant la biotite, l'épidote, la plagioclase et le quartz. La portion granitoïde présente une composition complexe de lentilles et veines intrusives et obliques de granulation très variée.

Tous ces matériaux ont été exploités commercialement pendant longtemps par des carrières. Les rues de Porto Alegre, par exemple, sont en majorité pavées avec ces roches.

Les dépôts alluviaux de l'holocène sont des sédiments argilo-sableux d'épaisseur variable trouvés principalement au long du réseau de drainage dans la moitié amont du bassin. Les dépôts fluviatiles plus anciens, du pleistocène, appelés de formation *Guaíba* et trouvés dans la plaine d'inondation du Dilúvio, dans la moitié aval du bassin, doivent leur existence à l'évolution du niveau moyen de la mer. Ces dépôts sont constitués de sable de granularité variable et de conglomérats, intercalés de lames argilo-sableuses. L'autre formation du pléistocène, l'alterite *Serra de Tapes*, une composition de paléosols ferratisés, éluvionnaires et collovionnaires, se localise dans les versants de la partie moyenne du bassin.

Eaux souterraines

Peut-être en raison de l'abondance des eaux superficielles du *Rio Guaíba* et du Dilúvio pour satisfaire les divers besoins, il n'y a pas d'études scientifiques ou techniques détaillées sur les aquifères de la région du bassin du Dilúvio. Les données de quelques puits gérés par les compagnies publiques des eaux et la description géologique sont les seules sources d'information sur ce sujet.

Les principales roches, les granites et les migmatites, étant imperméables, on ne peut s'attendre à l'existence d'aquifères qu'au long des lignes des failles fortement fracturées par tectonisation (METROPLAN, 1978). Les failles connues ont été déterminées par photo-interprétation, mais cela est insuffisant pour confirmer l'existence d'un aquifère. En effet, une étude des données de 270 puits dans la province *escudo cristalino uruguaio-riograndense*, où se trouve le bassin du Dilúvio révèle une très grande variabilité des débits, entre 0 et 30 m³/h, avec une moyenne de 1.8 m³/h (Pessoa et al., 1984).

2.2.3 Pédologie

L'intempérisme des granites, gneiss et migmatites a donné origine dans le bassin du Dilúvio principalement à des sols podzoliques et sols peu différenciés, appelés dans les études à grande échelle spatiale du projet RADAMBRASIL (1986) et BRASIL (1973), respectivement, sols podzoliques rouge-jaune et sols litholiques. En autres termes, la résistance à l'intempérisme de ces roches acides, riches en silice, a empêché les sols

d'atteindre un niveau de développement pédogénétique semblable à d'autres sols subtropicaux comme ceux des régions voisines issus du basalte.

Les sols podzoliques sont normalement bien différenciés où les conditions favorables de drainage ont permis le développement de la séquence d'horizons A, B et C. Les sols litholiques sont moins développés et présentent l'horizon A directement sur la roche mère ou sur l'horizon C.

Bastos (1991) a établi les limites de ces sols à Porto Alegre, dans le cadre d'une étude sur leurs paramètres géomécaniques basé sur l'analyse des horizons de tranchées de travaux publics, en plus d'autres sources d'information, comme photos aériennes, cartes de la géologie et de la topographie. Dans son travail il attribue à la naturelle complexité géologique des roches mères la grande variabilité des paramètres des sols de Porto Alegre, même en comparant les sols issus d'une même roche mère, surtout s'il s'agit des migmatites.

Néanmoins, l'observation des résultats globaux des analyses de cet auteur suggère l'adéquation des généralisations suivantes :

- le processus de podzolisation est en général peu évolué ;
- l'horizon B, qui a une épaisseur normalement entre 1 et 2 m, est argileux (kaolinite) tandis que l'horizon A est sableux, peu épais et facilement érodable ;
- l'horizon C, l'horizon d'altération à structure lithologique, peut dépasser les 10 m d'épaisseur et présente une texture granulaire grossière ;
- la porosité moyenne, tous les horizons confondus, est d'ordre de 0,5 ;
- les sols sont bien drainés, la teneur en eau étant d'ordre de $0,15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ en moyenne sur le profil ;

Les sols hydromorphes, qui complètent l'ensemble de la couverture pédologique du bassin du Dilúvio, se partagent en deux types principaux, le gley lié à la formation *Guaíba* situé dans la moitié aval du bassin (coïncidant avec la partie la plus urbanisée) et le pseudo-gley trouvé au long du réseau de drainage dans la moitié amont et issue des dépôts alluviaux anciens. Au contraire des autres sols du bassin du Dilúvio ce sont des sols peu perméables.

En termes hydrologiques, les informations pédologiques disponibles, qui sont peu approfondies, ne permettent pas d'établir de différenciation significative de comportement des sols, au-delà d'une séparation en deux catégories : les sols mal-drainés (sols hydromorphes) et les sols bien drainés (tous les autres). C'est à dire, la carte 'pédologique' de Bastos (1991) est illustrative mais son usage pour des objectifs autres que ceux de cet auteur doit être fait avec précaution.

2.2.4 Végétation

METROPLAN (1978) affirme que les forêts naturelles dans la région dont fait partie le bassin du Dilúvio ont été dévastées pour faire place à l'agriculture et à l'élevage de bétail développé par les immigrants portugais, qui ont peuplé et exploité la terre de Porto Alegre et environs. L'occupation urbaine aurait eu lieu plus tard sur ce milieu déjà modifié par les domaines de grandes fermes et d'autres propriétés rurales.

Malheureusement, il n'y a pas d'études qui précisent cette dévastation. Les études sur la végétation en général sont très peu nombreuses dans la région et une cartographie globale précise pour n'importe quelle époque est difficile à trouver. Cependant, quelques études existantes sont capables de donner un aperçu sur la végétation naturelle du bassin du Dilúvio. Tout d'abord il est reconnu que la végétation naturelle était composée de forêts mais aussi de zones herbacées. Il est indéniable que la plupart des forêts ont été rasées depuis le XIX^e siècle. Comme les propriétés se sont installées naturellement dans les zones à faible relief, qui étaient les plus boisées, il est fort probable que dès le début de l'urbanisation, la vallée du Dilúvio était déjà profondément modifiée.

Les premières explorations botaniques dans la région ont été faites par des naturalistes étrangers au XIX^e siècle (celle du botaniste français Saint-Hilaire en 1820 en est un exemple), mais c'est dans Rambo (1954) qu'on trouve une description générale plus complète de ce qui était la végétation naturelle originelle de Porto Alegre. Ce dernier a réussi à établir une liaison entre la couverture végétale et le relief. Son schéma comporte fondamentalement trois zones: zones de forêt, normalement du fond des vallées jusqu'à la moitié des versants, zones de prairie dans les parties hautes des élévations et zones de transition entre les deux précédents.

Brack (1985) applique ce schéma pour caractériser des versants de la colline *Santana* (figure 3), en identifiant des sous-zones de haute forêt (hauteur des arbres d'environ 15 m), d'autres de basse forêt (hauteur de 8 m), et dans la prairie, des hautes herbes (hauteur de 40 cm) et basses herbes (20 cm). La transition entre les forêts et prairies est appelée généralement de *capoeira* dont la hauteur moyenne arrive à 4 m. La haute forêt est composée d'arbres à feuilles persistantes ce qui la rapproche plus d'une forêt tropicale que d'une forêt subtropicale. Les espèces principales de cette forêt sont: ayant des hauteurs entre 12 et 15 m, *Alchornea tripinervea*, *Eugenia rostrifolia*, *Cabralea cangerana*, figuiers divers; entre 8 et 12 m, *Guapira opposita*, *Cupania vernalis*, *Rapanea umbellata*; entre 3 et 8 m, *Actinostemon concolor*, *Rollinia exalbida*, *Myrciaria cuspidata*. La basse forêt est composée principalement par des éléments de la famille Myrtaceae. Les basses herbes abritent plusieurs graminées tandis que dans les hautes prédomine le genre *Baccharis*. La *capoeira*, à son tour, est caractérisée par des exemplaires de la famille Compositae.

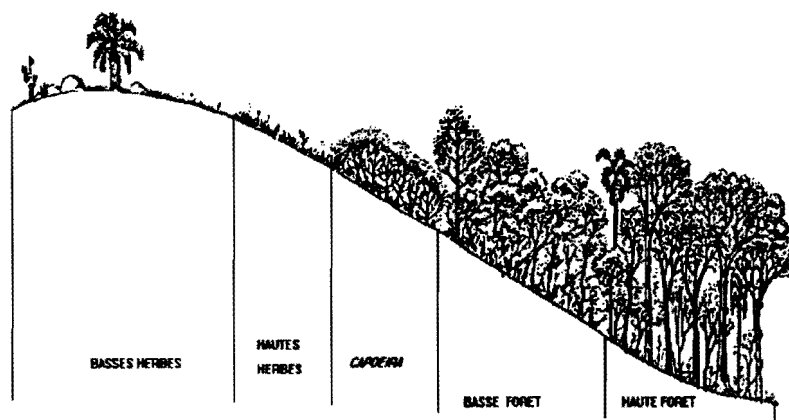


Figure 3 - Profil schématique de la végétation de la colline *Santana*

Cependant, Rambo (1954) lui-même rappelle que son schéma n'est pas toujours respecté, surtout à cause des différences d'exposition solaire. Les versants exposés au nord sont plus arides que ceux exposés au sud (juste le contraire de ce qui arrive dans l'hémisphère nord). Comme exemple, il cite la colline de la *Policia* dont les versants nord présentent des prairies jusqu'au sommet tandis que quelques versants sud de la colline *Santana*, au contraire, sont occupés presque jusqu'au sommet par des forêts.

Rambo (1954) explique aussi l'existence de portions de véritables forêts tropicales à Porto Alegre, en faisant un parallèle entre l'évolution des âges géologiques et celles de l'origine de la flore. Il a conclu que ces portions de forêts tropicales ont été formées fondamentalement par la migration des espèces tropicales de forêts du centre et du nord du Brésil et que cette migration a eu lieu principalement par une étroite voie entre la chaîne de montagnes de la *Serra do Mar* et l'océan Atlantique au NE de l'état du *Rio Grande do Sul*, lieu de passage qu'il appelle 'porte' de *Torres* (nom d'une plage proche). Les limites spatiales de cette migration, d'après ses propres recherches sur le terrain, ont été établies justement à la latitude 30° sud où se trouve le bassin du Dilúvio.

Sans identifier les espèces végétales le *Projeto Dilúvio* (DEP/IPH, 1979) a fait une évaluation quantitative de l'occupation du sol sur une région encadrant le bassin du Dilúvio basé sur des photos aériennes convenablement traitées des années 1972 et 1973. La végétation était représentée par 4 classes : zone arborée, zone à bosquet, zone en herbe et zone cultivée. Les 5 autres classes concernaient des zones construites, rues pavées, rues non revêtues, sol nu et eaux libres. Dans le tableau 9 (colonne H1) ci-après on présente la répartition des classes que nous avons calculées pour le seul bassin du Dilúvio. On y vérifie qu'environ 22% étaient couverts par des forêts, 4% par des cultures agricoles. Les prairies occupaient 24% de la surface.

Une idée de la distribution de la végétation en 1989 est donnée par la figure 1 ci-dessus, une image Landsat TM, où la couleur vert foncé représenterait les couvertures forestières.

2.2.5 Urbanisation et aménagements

Avec l'occupation urbaine du bassin du Dilúvio, qui commença à se développer de façon significative à partir du milieu du XIX^e siècle, par l'expansion du quartier *Menino Deus* près du bord du lac *Rio Guaíba*, naturellement les problèmes d'assainissement commencent à apparaître (il est vrai qu'auparavant, il y a eu une pollution dues aux abattoirs).

Au début, les problèmes majeurs n'étaient pas liés à l'urbanisation elle-même, mais aux inondations naturelles et fréquentes du Dilúvio, qui en conditions normales n'était qu'un petit et calme ruisseau sinueux. Peu avant de se jeter dans le *Rio Guaíba* il tournait nettement vers la droite, en établissant la limite sud du centre-ville, ce qui le faisait déboucher avec un angle aigu par rapport à la rive. Naturellement la première solution envisagée a été la déviation et la canalisation de ce dernier tronçon du Dilúvio, en l'éloignant du centre ville, ce qui fut officiellement proposé en 1914 par le projet de l'amélioration de Porto Alegre de l'ingénieur João Moreira Maciel qui suivit le modèle parisien de Hausmann (Souza et Damasio, 1993).

Cependant, ce ne sera qu'après 1941 que l'idée de maîtriser le Dilúvio va devenir une réalité. En cette année Porto Alegre a subi la plus forte inondation de son histoire, par le débordement du *Rio Guaíba*, et les autorités

locales ont saisi l'opportunité offerte en 1942 par le gouvernement fédéral en incluant la canalisation du Dilúvio dans le cadre d'un grand projet de protection contre les inondations, mené par un organe fédéral alors récemment créé, le Département National de l'Assainissement (DNOS).

Du côté de l'urbanisation, l'occupation du bassin dans les premières décennies de ce siècle aura avancée beaucoup en dépit des inondations et du manque d'équipements d'assainissement. Cependant s'agissant d'une occupation de banlieue, peu dense, les équipements urbains arriveront très en retard par rapport au centre-ville et environs.

D'après Costa-Franco (1992) le centre-ville disposait déjà en 1869 d'un réseau d'eau potable (capté dans la partie haute du bassin du Dilúvio, site du futur réservoir *Lomba do Sabão*, et amené par gravité par conduites en fer) tandis que des quartiers au milieu du bassin n'en auront qu'entre 1925 et 1935, comme par exemple le quartier *Glória* en 1935 et *Partenon* en 1928 (Weimer, 1993).

Un décalage semblable dans le temps a été observé en ce qui concerne les réseaux des eaux usées et des eaux pluviales. Au centre-ville et environs les réseaux enterrés indépendants pour les eaux usées et pluviales fonctionnent déjà à l'époque de la Grande Guerre. Tandis que dans le bassin du Dilúvio ces types de réseaux ne commenceront à apparaître que vers 1930 (Weimer, 1993).

Ce qui précède signifie qu'en 1941, l'année clé pour l'aménagement future du Dilúvio, les zones urbanisées de son bassin étaient dans l'ensemble sous-équipées et que la canalisation du petit ruisseau forcerait l'amélioration de l'assainissement des quartiers, dont le pluvial. En d'autres mots, un changement radical du fonctionnement hydrologique du bassin serait accompli: le Dilúvio ne déborderait plus vers les quartiers par contre le ruissellement pluvial de plus en plus élevé et rapide de ceux-ci, à cause de l'urbanisation, devrait être contenu et évacué rapidement par le nouveau Dilúvio.

D'après les rapports annuels du DNOS (1957) on apprend que le chantier de la canalisation du Dilúvio a duré plusieurs années. La déviation du tronçon final limité à l'amont par le pont de l'avenue *João Pessoa*, selon un tracé d'environ 2 km établi en 1925, différent de celui esquissé dans le plan de 1914, a été accompli entre 1942 et 1946. Une deuxième phase se déroula entre 1950 et 1956 pour canaliser 5 km de plus jusqu'au chemin *beco do Salso*. La troisième phase débute en 1957 pour s'attaquer à la canalisation de 2 km jusqu'au chemin *beco do Carvalho*. La traduction de *beco*, rue étroite parfois sans issue, illustre le niveau peu développé de l'urbanisation dans certaines zones du bassin avant la canalisation du Dilúvio.

Le tableau 2 ci-dessous présente l'évolution de la population de Porto Alegre et du bassin du Dilúvio, selon les données du IBGE, Institut Brésilien de Géographie et Statistique:

Tableau 2.- Evolution de la population (1000 hab.) de Porto Alegre et du bassin du Dilúvio

Année	Porto Alegre	Evolution (%)	Bassin du Dilúvio	Evolution (%)
1940	272		-	-
1950	394	45	-	-
1960	635	61	-	-
1970	885	39	-	-
1980	1 126	27	430 (1)	-
1991	1 389	23	452 (1)	5

(1) ces chiffres peuvent être un peu exagérés, car on a compté la population entière des quartiers qui dépassent les limites du bassin

Ce tableau montre qu'entre 1950 et 1980 la population a triplé. La canalisation du Dilúvio par le biais de la réorganisation urbaine qui est venue avec a peut-être contribué au 'saut' de la population dans les années 50 et 60. Cet effet urbanistique n'est pas surprenant car la canalisation du Dilúvio a été plutôt la construction d'un nouveau canal artificiel que proprement la canalisation d'un ruisseau existant. Plusieurs quartiers alors considérés insalubres et d'accès difficile se sont transformés en quartiers modernes. Le vieux et sinueux ruisseau Dilúvio a été en grande partie comblé et substitué par un canal dont le tracé et les dimensions des sections rappellent peu l'original. Il a été raccourci et les sections transversales agrandies, avec une forme double-trapezoidale (figure 4), les largeurs de base étant de 20 m dans le tronçon final (le ruisseau originel ne dépassait jamais la largeur de 5 m). Les berges ont été revêtues en pierre (en l'occurrence de granite) et pour atténuer la pente du lit plusieurs petits barrages-déversoirs régulièrement espacés ont été construits (chaque 200 m). Le dénivelé est d'environ 33 m sur 9 km.

Le rapport DEP/IPH (1979) estime la capacité hydraulique du tronçon final du canal du Dilúvio à 240 m³/s. Depuis sa canalisation le Dilúvio n'a pas souvent débordé, néanmoins il est aujourd'hui reconnu qu'à l'endroit de la grande courbe à gauche, en pleine zone urbaine, la situation est critique justement par l'apport du réseau pluvial d'importantes surfaces urbanisées (dont celle drainé par le ruisseau canalisé São Vicente) qui s'ajoutent aux écoulements déjà importants venus de l'amont par le canal.

En plus de la fonction de contention de ses propres crues, le Dilúvio joue un rôle aussi contre les probables débordements causés par le reflux potentiel des eaux lors d'une grande crue du *Rio Guaíba*. Pour éviter les dégâts d'une inondation comme celle de 1941, le Dilúvio, est à la fois partie intégrante du système d'assainissement pluvial et du système global de contrôle d'inondations de Porto Alegre. Son tronçon final par exemple est plat et les berges latérales jouent le rôle de digues. On trouve une présentation de ce système dans DNOS (1968) et aussi dans Rauber (1992).

Cependant, la crainte principale aujourd'hui concerne sans aucun doute les crues du Dilúvio aggravées par l'urbanisation. Heureusement, dans la période récente 1980-1991 la population résidente dans le bassin n'a pas augmenté avec la même vitesse que dans d'autres parties de la ville (tableau 2 ci-dessus). Néanmoins, cette presque stabilisation de l'urbanisation dans la période 1980-1991 est le résultat combiné de la valorisation immobilière des terrains, de la récession économique et des contraintes du Plan d'Occupation du Sol de la mairie de Porto Alegre (PMPA, 1979). Cependant, rien ne garantit que cela se poursuive. Déjà la révision du

POS (PMPA, 1987) permet une occupation du sol plus intense de plusieurs quartiers urbains, notamment dans le bassin du Dilúvio. Rovatti (1990) cite le quartier Bela Vista (drainé par le ruisseau São Vicente) comme exemple de quartier rapidement modifié en conséquence du nouveau POS.

Plus, peut-être, que les effets directs d'éventuels débordements c'est l'aspect sanitaire de l'assainissement qui devrait préoccuper le plus la population. En effet, selon la mairie de Porto Alegre, environ 230.000 habitants jettent leurs eaux usées *in natura* dans le canal du Dilúvio. En général à Porto Alegre 73% de la population est servi par un réseau d'eaux usées et 95% par un réseau d'eau potable. En revanche, 95% du volume des eaux usées ne subit aucun traitement.

L'étendue de l'occupation urbaine dans le bassin du Dilúvio (figure 4), qui va nous intéresser plus particulièrement pour les calculs hydrologiques, a pu être établie pour l'année 1982 grâce à des cartes (1:5000) de la mairie de Porto Alegre. Comme les autres cartes thématiques, nous les présentons sur une maille de résolution de 100 m (figure 4). On y représente trois classes : zone urbanisée avec système d'eaux pluviales, zone urbanisée sous-équipée (sans système d'eaux pluviales) et zone non urbanisée.

Climat régional

On trouve une description détaillée du climat sud-brésilien dans Nimer (1989). Situé dans l'état le plus méridional du pays, l'Etat du *Rio Grande do Sul*, le bassin du Dilúvio a un climat manifestement subtropical. Sa latitude proche de 30° sud le positionne à 1200 km environ au sud du Tropique du Capricorne.

Nimer (1989) définit le climat sud-brésilien comme mésothermique tempéré dont les caractéristiques principales sont l'existence bien marquée de quatre saisons, un régime pluviométrique annuel bien distribué et un taux d'humidité assez élevé. A Porto Alegre les sources d'humidité locales ne manquent pas, située au bord d'un vaste système lagunaire et à environ 100 km de l'océan Atlantique.

Plus que la localisation géographique seule et son rapport avec le parcours zénithal du soleil, c'est la dynamique de la circulation atmosphérique qui explique le climat sud-brésilien. A l'échelle de l'Amérique du Sud il existe en permanence deux centres de haute pression océaniques, à la hauteur approximative du Tropique du Capricorne, qui avancent et reculent périodiquement sur le continent selon les saisons. Connus comme anticyclones du Pacifique et de l'Atlantique, ils se déplacent néanmoins peu par rapport aux latitudes, le premier entre 32° et 26° et le deuxième entre 28 et 23° sud, respectivement pour la moyenne des mois de janvier (été) et juin (hiver). Ces deux centres présentent pour ces mêmes mois des moyennes de pression de 1018 mb (été) et 1024 mb (hiver). A Porto Alegre les valeurs respectives de la normale climatologique 1961-90 atteignent 1008 et 1015 mb.

L'interaction des anticyclones 'fixes' du Pacifique et de l'Atlantique avec les anticyclones océaniques polaires 'mobiles' venus du sud caractérise le climat du *Rio Grande do Sul*.

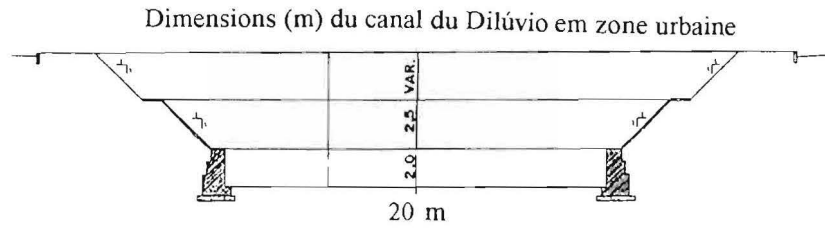
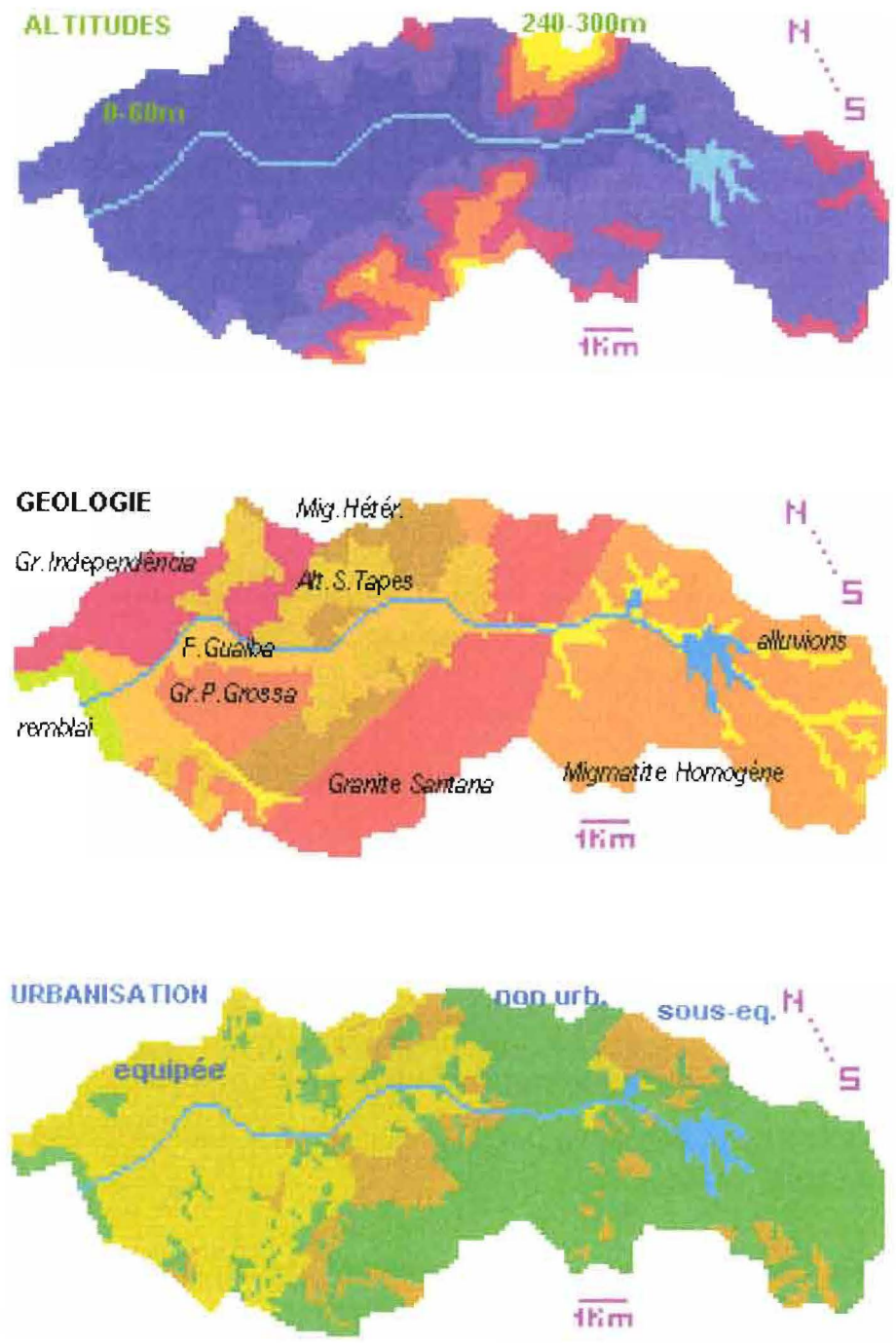


Figure 4 - Bassin du Dilúvio : altitudes, géologie et urbanisation 1982

Les deux anticyclones fixes constituent les centres de divergence qui donnent origine à la majorité des masses d'air tropicales maritimes qui interviennent sur le climat sud-brésilien, mais ce sont celles de l'Atlantique les plus fréquentes car les masses du Pacifique sont souvent barrées par la cordillère des Andes. Les masses atlantiques, comme les pacifiques, présentent évidemment des températures moyennes et taux d'humidité plus élevées que les masses mobiles polaires.

En général, le centre de l'Atlantique est un élément de stabilité du climat responsable de jours ensoleillés qui seront altérés seulement par l'arrivée de 'perturbations' (fronts froids). Ces perturbations sont justement causées par le déplacement vers le nord des anticyclones polaires mobiles. L'origine de leurs masses d'air humides est au début la superficie anticyclonique de l'Antarctique, d'où partent des vents divergents, naturellement secs et froids, pour se concentrer dans la zone dépressionnaire subantarctique où se forment les masses d'air océaniques polaires. Les anticyclones maritimes polaires partent donc de cette zone vers la zone dépressionnaire entre les centres du Pacifique et de l'Atlantique, où se trouve le continent sud-américain. Ils arrivent aux latitudes moyennes portant des masses d'air moins froides et plus humides qu'à l'origine et assez instables (inversion de température avec l'altitude moins nette).

Pour arriver au sud du Brésil deux trajectoires sont possibles. La moins fréquente prend le chemin à l'ouest de la cordillère des Andes et doit avoir de l'énergie suffisante pour la traverser, en conservant les caractéristiques des masses polaires, pour atteindre le Brésil, ce qui est plus probable en hiver.

La trajectoire plus fréquente, aussi bien en hiver qu'en été, c'est celle, plus directe, vers le nord-ouest, à l'est des Andes, en passant par l'Argentine, où il n'y a aucune barrière orographique significative. Elle est encore plus fréquente en été, par contre elle se détourne davantage vers le nord-est, en fonction de la présence plus forte de l'anticyclone de l'Atlantique, au moment d'atteindre le territoire brésilien, ce qui fait que les masses polaires gagnent la mer à l' hauteur des états de *São Paulo* et *Rio de Janeiro*. En hiver, les fronts froids continuent à parcourir le territoire brésilien vers le nord sans grands détournements jusqu'à se dissiper déjà sur des latitudes tropicales.

L'arrivée systématique de ces masses polaires pendant toute l'année est influencée par ce qu'on appelle le front polaire, une ligne imaginaire moyenne limite entre les anticyclones tropicaux maritimes et l'espace occupé par les anticyclones polaires maritimes. A l'échelle de l'Amérique du Sud ce front traverse en hiver les Andes péruviens sur la direction approximative de nord-ouest à sud-est et est perturbé par la dépression continentale sèche (connue aussi par dépression du *Chaco*), pour se refaire entre les latitudes 15° et 20° sud quand il traverse le territoire brésilien (plus de 1000 km au nord de Porto Alegre). A cette époque l'anticyclone de l'Atlantique est 'réfugié' dans la mer.

En été la présence plus forte de l'anticyclone de l'Atlantique fait reculer le front polaire jusqu'à latitude d'environ 45° sud (1600 km au sud de Porto Alegre), aidée aussi par l'action de la dépression continentale amplifiée dont le centre est déplacé plus au sud dans le *Chaco* argentin.

L'effet le plus remarquable de ce schéma de la dynamique atmosphérique, sur Porto Alegre et le bassin du Dilúvio, compte tenu leur situation géographique, est que les masses polaires qui y arrivent constituent des

fronts froids presque toujours en frontogénèse pendant toute l'année. D'une façon générale les précipitations se forment sur le front de choc de ces deux masses d'air, qui peut atteindre plusieurs centaines de kilomètres. Le régime pluviométrique moyen est assez équilibré au cours de l'année, avec plus de phénomènes locaux de convection en été.

Les données climatologiques de Porto Alegre présentés dans le tableau 3 donnent un aperçu quantitatif du climat subtropical dans le bassin Dilúvio.

Tableau 3 - Climatologie moyenne mensuelle et annuelle de Porto Alegre (station 83967).

	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sept	oct	nov	dec	année
P _{moy} (mm)	100,1	108,6	104,4	86,1	94,6	132,7	121,7	140,0	139,5	114,3	104,2	101,2	1348
P _{max} (mm)	215,4	231,7	247,7	244,1	268,6	365,6	251,4	330,0	297,8	303,4	283,4	224,2	1985
P _{min} (mm)	10,0	23,1	6,3	0,5	2,5	29,7	42,9	11,7	15,2	19,9	8,2	29,5	711
P _{max24h} (mm)	59,4	109,5	92,9	89,3	61,6	138,8	66,7	98,8	95,0	74,8	68,0	84,9	138,8
Nbe Jrs pluv	10	8	9	10	11	11	10	11	11	10	9	9	119
T _{moy} (°C)	24,6	24,7	23,1	20,1	16,8	14,3	14,5	15,3	16,8	19,2	21,3	23,2	19,5
T _{max} (°C)	30,2	30,1	28,3	25,2	22,1	19,4	19,7	20,4	21,8	24,4	26,7	29,0	24,8
T _{min} (°C)	20,5	20,8	19,3	16,3	13,0	10,7	10,7	11,5	13,1	15,0	17,0	18,9	15,6
P _{hum} (mb-1000)	7,6	8,5	10,2	12,2	13,6	14,7	15,5	14,4	13,6	11,3	9,0	7,7	11,5
U _{rel} (%)	71,0	74,0	75,0	77,0	81,0	82,0	81,0	79,0	78,0	74,0	71,0	69,0	76,0
Ev (mm)	120,4	100,5	96,8	73,0	54,8	45,1	49,8	57,1	68,3	92,0	101,2	124,0	98,3
Ens (heures)	239,0	208,1	200,7	180,3	166,1	136,0	148,6	151,0	151,2	201,9	216,6	245,2	2244,6
Neb (1-10)	5,3	5,1	5,5	5,1	5,5	5,8	5,7	5,8	6,0	5,6	5,4	5,0	5,5
Vents (m/s)	3,2	3,0	2,9	2,5	2,2	2,1	2,3	2,5	3,4	3,4	3,5	3,3	
Nbe Fr Froids	6	6	6	5	7	6	8	7	5	7	6	5	74

La plupart des variables correspondent aux normales climatologiques 1961-1990 de la station 8° Distrito de l'Institut National de Météorologie (INEMET). Depuis août 1974 nouvel emplacement à la latitude 30°03'10''S et longitude 51°10'29''W, altitude 46,97m. Avant 1974 la station a été localisée dans le *Parque da Redenção* (30°02'04''S et 51°13'02''W, mars 1956-août 1974), après un petit déplacement de la station originelle inauguré en décembre 1909 (30°01'53''S et 51°13'19''W). Le nombre de jours pluvieux de 1912-42. Les vitesses de vent de 1975-90. La direction prédominante est SE pour tous les mois. Le nombre de fronts froids de Oliveira (1986).

Climat urbain

D'après Hasenack (1989) on détecte à Porto Alegre le phénomène typiquement urbain de *l'île de chaleur* qui altère le climat local. Le phénomène d'île de chaleur résulte de la modification des bilans radiatifs et énergétiques par l'occupation du sol et par la dynamique de la vie urbaine. Les constructions urbaines, à cause du comportement thermique des matériaux, émettent plus de radiations d'onde longue et l'activité urbaine augmente davantage ces radiations principalement en raison des émissions thermiques des moteurs de voitures et des équipements de climatisation. Cette même dynamique urbaine rejette aussi dans l'atmosphère des particules fines qui contribueront à aggraver *l'effet de serre*. Par conséquent le bilan radiatif est modifié dans un site urbain par l'augmentation du rayonnement net, qui peut être aggravé encore plus par *l'effet des canyons* causé par la géométrie des constructions qui diminue l'albédo (Oke, 1978).

Evidemment, le rayonnement net augmenté altère le bilan énergétique, mais les équipements urbains ont aussi un effet direct. L'imperméabilisation du sol et l'évacuation rapide des eaux pluviales réduisent

considérablement la disponibilité d'eau pour l'évaporation et la transpiration de la végétation urbaine, déjà réduite. Dans ces conditions, le rayonnement net augmenté va produire encore plus de chaleur sensible. Par conséquent, la température augmente, pouvant être aggravée par la géométrie des constructions qui peut faire élever la couche limite turbulente en raison de leur rugosité agissant sur les profils de vents, dans un véritable *effet de brise-vent* qui empêche le rafraîchissement.

Hasenack (1989) a étudié l'île de chaleur de Porto Alegre pendant les quatre saisons de l'année en 1985 et 1986, avec 6 points de mesure, dont seulement un était nettement éloigné du bassin du Dilúvio. Ses résultats mettent en évidence la grande variabilité de la température dans l'espace mais il a réussi à estimer que la température ponctuelle est fonction de l'occupation du sol sur un carré d'au moins 200 m de coté, principalement par le taux d'occupation par les édifices. Selon ce concept les températures officielles de Porto Alegre, station 8° Distrito, représentent un milieu rural. Par rapport à ce site les écarts observés par Hasenack (1989) au centre-ville sur la moyenne des températures maximales journalières, période entre avril/85 et mars/86, ont été de 0,7°C à l'automne, de 1,3°C en hiver, 2,1°C au printemps et aussi 2,1°C en été. Pour les moyennes des températures minimales les majorations urbaines ont été plus prononcées en automne (1,6°C) et hiver (1,7°C) par rapport au printemps (1,2°C) et à l'été (1,3°C). De façon identique, pour les villes américaines de population semblable à celle de Porto Alegre, mais plutôt sous climat tempéré, Karl et al. (1988) ont estimé une majoration de 1 °C sur leur température moyenne annuelle.

2.2.7 Les événements de précipitation

Le climat indique que les passages des fronts froids sont la cause principale des précipitations à Porto Alegre. A long terme il est visible que la répartition équilibrée des pluies mensuelles est liée à la régularité de passage de ces fronts froids. On pourrait même dire que chaque front froid produit en moyenne 18 mm de pluie sur 1,6 jours pluvieux. Cependant, derrière cette apparente régularité des pluies se cache une grande irrégularité de leur abondance et de leur distribution selon les mois et les années. Par la suite on essaiera de caractériser la précipitation de l'échelle annuelle à l'échelle des événements.

Précipitations annuelles

Les données de la période 1961-90 nous montrent déjà une variation de la précipitation annuelle non négligeable. Pour une moyenne de 1348 mm on trouve en écart-type de 280 mm (coefficient de variation de 21%), les valeurs extrêmes de la série étant 711 et 1985 mm. Ces extrêmes correspondent, en gros, à un intervalle de $\pm 50\%$ autour de la moyenne.

Pluies mensuelles

La variabilité des totaux précipités de chaque mois est encore plus prononcée que celle des totaux annuels. Dans la période 1961-90, leurs coefficients de variation se sont situés entre 48 et 67%. Le mois d'avril (automne) présente la pluviosité la plus irrégulière (c'est aussi le mois le moins pluvieux) et septembre (fin hiver) la moins irrégulière. La variation intra-annuelle présente des précipitations mensuelles entre 86 et 140 mm, en moyenne, cependant la majorité des mois a une pluviosité supérieure à 100 mm. Dans la période 1961-

90, tous les mois ont franchi au moins une fois la barre des 215 mm. Et la plupart d'entre eux par contre ont déjà eu des précipitations au-dessous de 20 mm. La période intra-annuelle la plus pluvieuse est entre juin et septembre (hiver) où l'occurrence de cumulés d'ordre de 300 mm ne sont pas rares. Curieusement la précipitation record sur deux mois successifs a eu lieu en avril et mai de 1941 (387 mm en avril et 406 mm en mai), ce qui a causé la pire des inondations du *rio* Guaíba à Porto Alegre.

Pluies journalières

En moyenne 37% de la pluie du mois tombe dans un seul jour. Cela correspond à des précipitations journalières maximales, en grande partie, de l'ordre de 30 à 40 mm. La variation intra-annuelle moyenne des précipitations maximales journalières a évolué, dans la période 1961-90, entre 30 mm (avril) et 47 mm (juin). La valeur extrême observée a atteint 139 mm (juin/82). Sur une série plus longue (1916-93) le record revient à janvier/40 avec 145 mm.

Événements de pluie

Les épisodes de précipitation à Porto Alegre ne durent pas, normalement, toute une journée. Cependant l'enchaînement d'épisodes espacés de quelques heures dans un même jour ne sont pas rares. Sur 192 événements de pluie qui nous avons pu répertorier dans le cadre de cette thèse, à partir du réseau de pluviographes du bassin du Dilúvio, entre jan/78 et juin/82, on note une grande variabilité entre les événements en termes de lame totale précipitée et de durées correspondantes (figure 5). Le critère de sélection des événements était basé sur un intervalle d'au minimum 4 heures sans pluie et sur une lame précipitée minimale de 10 mm ou une intensité moyenne supérieure à 3 mm/h, sur au moins un poste du réseau (14 pluviographes).

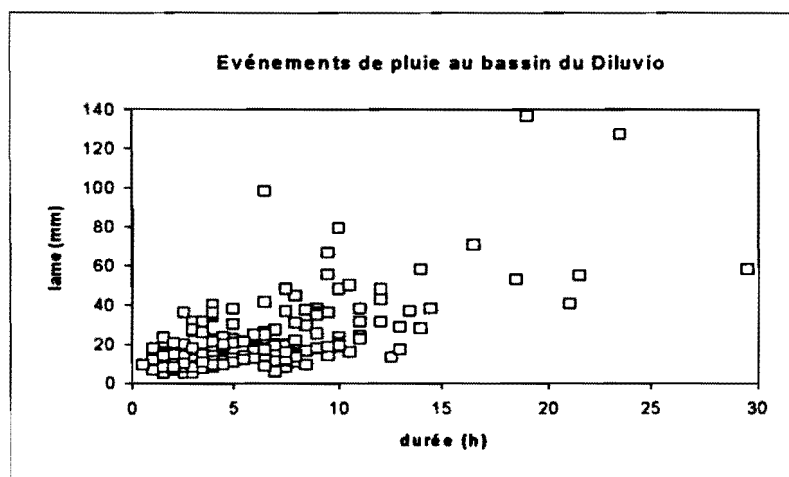


Figure 5 - Lames et durées des pluies

La majorité des pluies durent moins de 10 heures et présentent des lames au-dessous de 30 mm. La moyenne générale correspond à 6,1 h pour la durée et à 22,1 mm pour la lame. On constate des différences quand on fait les moyennes saisonnières : 19,5 mm et 3,8 h en été; 24,1 mm et 7,6 h en hiver; 19,5 mm et 5,9 h au printemps et 25,2 mm et 6,8 h en automne. La formation de pluies à caractère convectif est sans doute la cause des durées plus courtes en été. Une autre façon d'évoquer l'effet saisonnier est montrée dans la figure 6 où l'incidence de

la pluie maximale sur 30 min au cours des mois est comparée avec celle de durée 6 heures. On observe que l'incidence, c'est à dire le pourcentage de l'effectif total, est plus importante dans les mois chauds pour les séries de pluies maximales sur 30 minutes tandis que pour les séries de pluies maximales sur 6 heures, l'incidence de leur effectif est plus importante en hiver.

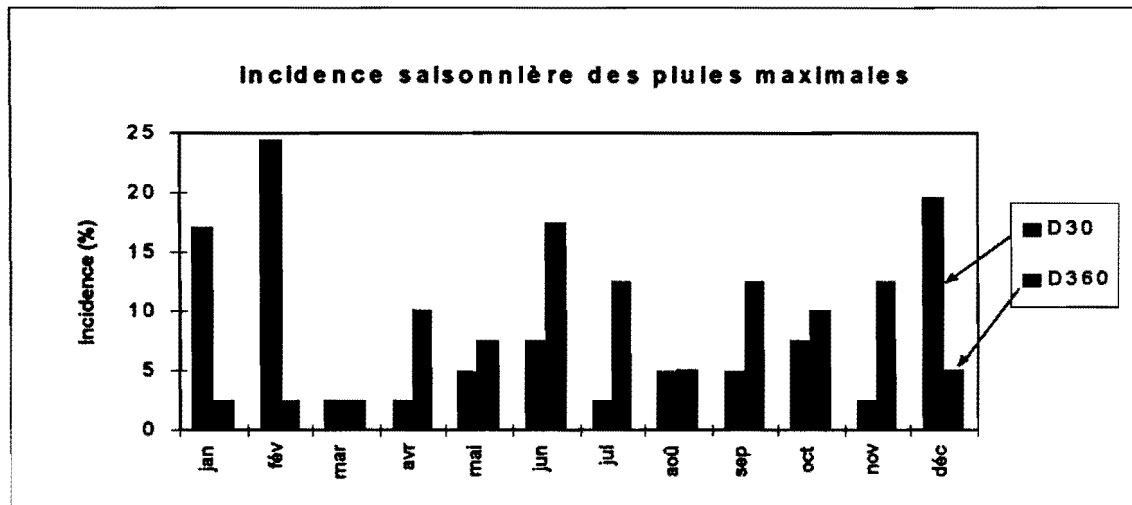


Figure 6 - Différences saisonnières des pluies

Pour finir avec cette caractérisation générale des pluies à Porto Alegre on présente dans le tableau 4 quelques chiffres répertoriés dans DMAE (1972) sur les pluies intenses au pas de temps courts. L'analyse des séries d'intensités maximales annuelles de la période 1940-1972, établies à partir de 107 averses sélectionnées (les deux ou trois les plus importantes par année) montre que des intensités d'ordre de 100 mm/h, durant entre 5 et 10 min, sont plus fréquents qu'on ne pense. Cela mériterait une pensée quand on imagine un sol homogène à surface indestructible lors de l'infiltration des pluies.

Tableau 4 - Intensités de précipitation extrêmes sur pas de temps courts observées à Porto Alegre

Séries annuelles (1940-1972)	$\Delta t = 5 \text{ min}$	$\Delta t = 10 \text{ min}$	$\Delta t = 15 \text{ min}$	$\Delta t = 20 \text{ min}$	$\Delta t = 30 \text{ min}$
moyenne des observations (mm/h)	113	93	77	66	51
valeur maximale observée (mm/h)	174	143	131	125	112
valeur minimale observée (mm/h)	58	49	48	38	28

Effet urbain

Un probable effet urbain sur les précipitations a été détecté, c'est à dire que les données montrent qu'il pleut plus dans la moitié aval du bassin du Dilúvio, précisément celle qui est urbanisée (plus de 30% en été). Plus de détails sont présentés dans la troisième partie de ce mémoire. Avec la détection du phénomène de l'île de chaleur à Porto Alegre par Hasenack (1989) on est amené à penser immédiatement à un lien de cause à effet entre l'élévation des températures et celle des précipitations, pourtant difficile à préciser.

2.3 DONNEES PLUVIO-HYDROMETRIQUES ET PHYSIOGRAPHIQUES

2.3.1 L'origine des données

Au début du siècle le bassin du Dilúvio était encore faiblement urbanisé comme en témoignent les cartes de Porto Alegre de l'époque. Dans ce contexte il semble que les seules informations alors disponibles correspondaient à la topographie et les rapports de quelques voyageurs naturalistes.

L'existence de données pluvio-hydrometriques et physiographiques concernant le bassin du Dilúvio est donc assez récente par rapport à son occupation. L'évolution de l'urbanisation peut être suivie en consultant les cartes successives de la ville, mais longtemps la seule donnée disponible d'intérêt hydrologique concernait la pluviographie de la station météorologique inauguré en 1909.

Les premières données hydrométriques ne verront le jour qu'en 1972, quand est installée la station Ipiranga sur le Dilúvio déjà canalisé, une station à caractère permanent appartenant au réseau national du Département National de l'Eau et de l'Energie Electrique (DNAEE), équipée d'un limnigraphe à flotteur avec courbe d'étalonnage. Gérée par la Compagnie de Recherche en Ressources Minérales (CPRM) cette station est aussi connue à Porto Alegre comme station 'CPRM'. Malheureusement les problèmes chroniques d'investissement public font que ses données ne sont pas dépouillées systématiquement. Cela arrive d'ailleurs aussi aux données pluviographiques de la seule station permanente, station 8° Distrito de l'Institut National de Météorologie (INEMET), les pluviogrammes étant stockés à Rio de Janeiro. Au moins jusqu'à récemment aucun programme officiel de dépouillement et digitalisation n'existait ni pour les hauteurs d'eau à Ipiranga ni pour les précipitations à 8° Distrito.

L'un des buts majeurs du *Projeto Dilúvio* mis en route en 1977, est facile à comprendre, c'était de produire davantage de données en multipliant les points de mesure pluviographiques et hydrométriques pour mieux connaître le fonctionnement hydrologique d'un bassin urbanisé. C'est ce qui a été fait, principalement entre 1978 et 1982, et la masse de données alors obtenue consiste encore aujourd'hui en l'une des rares existantes en milieu urbain brésilien. Cependant, l'inexistence de moyens informatiques performants à l'époque a conduit à un dépouillement manuel et sélectif des données.

Les données pluvio-hydrométriques n'ont pas été les seules traitées dans le cadre du *Projeto Dilúvio*. Les paramètres physiques (surfaces, pentes, longueurs diverses, etc.) ont été aussi établis pour tous les sous-bassins du bassin du Dilúvio. La détermination des classes d'occupation du sol a été une préoccupation majeure du travail et pour cela les photos aériennes du bassin ont été convenablement corrigées optiquement pour l'obtention d'ortophotos (photos à projection verticale, donc sans biais dans la mesure de surfaces).

2.3.2 Réseau limnigraphique

Le réseau limnigraphique du *Projeto Dilúvio* comportait 11 appareils à flotteur dont l'identification et la période de fonctionnement sont montrées dans le tableau 5 et leur emplacement dans le bassin montré dans la figure 7. Implanter et gérer un réseau de cette taille (avec un protocole de mesures de débits pour plusieurs

postes) fut un grand effort à l'époque, assez remarquable on peut dire, pour une première campagne en milieu urbain. Néanmoins, des difficultés matérielles et humaines ont empêché le traitement systématique des données. Jusqu'à récemment seulement quelques limnigrammes importants avaient été saisis et critiqués pour les études hydrologiques de l'époque. D'autre part ce réseau reflète bien l'approche suivie, plutôt classique, concernant la métrologie, comme si c'était un bassin rural. Ceci n'est pas critiquable au regard du but qui était dirigé vers le drainage macrourbain et les équipements disponibles à l'époque. On peut regretter un peu que le pas de temps des observations vont difficilement en deçà de 30 min, ce qui est insuffisant pour certains sous-bassins.

Nous avons travaillé avec les niveaux bruts saisis à l'aide du logiciel Hydrom (Orstom) et d'une table à digitaliser, par le secteur d'hydrométrie de l'IPH, dans le cadre du relancement de la recherche en hydrologie urbaine entamé au début des années 90. Les allures graphiques des limnigrammes saisis étaient en général normales, néanmoins on a pu détecter certains décalages en hauteur, normalement imputables à des erreurs de saisie. Seul le poste H11 présente des limnigrammes qui nous ont paru légèrement suspects, sans qu'on puisse en établir la cause. Du reste, les mesures de niveaux semblent fiables. Evidemment des lacunes d'enregistrement ont été aussi détectées à cause de pannes diverses et désinstallations pour réparation, alias courants techniques en hydrométrie.

Tableau 5 - Réseau limnigraphique du *Projeto Dilúvio*

Poste	Nom du poste	Cours d'eau	S (km ²)	Limnigraphe	Appareil	Autonomie	Période
H1	Av. Borges	Dilúvio	80,9	Hidrologia S/A	95-515	hebdo.	jan 78 - mai 80
H2	Ipiranga (CPRM)	Dilúvio	57,0	plusieurs	-	hebdo.	depuis 1972 (*)
H3	PUC	Dilúvio	50,4	Hidrologia S/A	95-517	hebdo.	jan 78 - déc 81
H4	Agronomia	Dilúvio	31,5	A-OTT	030747	hebdo.	jan 78 - nov 83
H5	Saint-Hilaire	Dilúvio	5,9	Hidrologia S/A	95-454	hebdo.	mai 78 - sep 82
H6	Bela Vista	São Vicente	2,6	Hidrologia S/A	95-522	hebdo.	jan 78 - fév 84
H7	Cascata I	Cascata	4,2	Hidrologia S/A	95-527	hebdo.	fév 78 - juin 80
H8	Cascata II	Cascata	7,6	Hidrologia S/A	95-521	hebdo.	mars 78 - mars 81
H9	PUC Moinho	Moinho	4,7	A-OTT	030746	hebdo.	jan 78 - avr 80
H10	Beco Carvalho	B. Carvalho	3,4	Hidrologia S/A	95-513	hebdo.	avr 78 - nov 79
H11	Casa de Portugal	Agronomia	6,5	A-OTT	030745	hebdo.	déc 77 - nov 79

(*) nous avons pu disposer de données saisis couvrant seulement la période entre jan/79 et fev/82

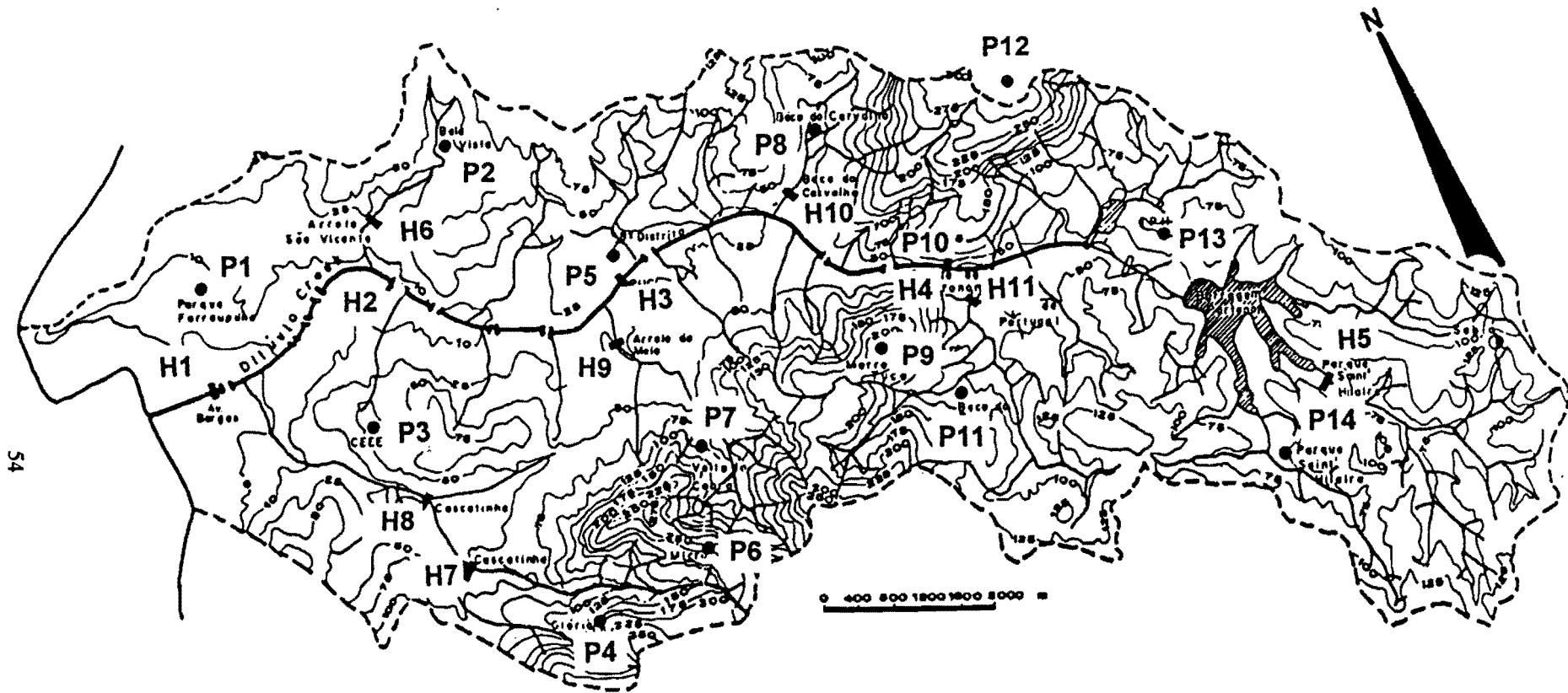


Figure 7 - Réseaux limnigraphique et pluviographique du bassin du Dilúvio gérés par le *Projeto Dilúvio*

2.3.3 Gammes de variation des mesures de débit et des courbes d'étalonnage

Les courbes d'étalonnage qui sont présentés dans DEP/IPH (1979) ont été appliquées pour critiquer et établir les séries de débits utilisées dans le cadre de cette thèse. Elles ont été établies pour 8 postes (tableau 6). Les sections transversales de mesure de H6 et H8 étaient revêtues en béton. Les autres n'étaient pas revêtues, sauf H2 sur le canal du Dilúvio. Cependant seulement la section transversale de H9 a présenté des problèmes graves pour la stabilité de sa courbe d'étalonnage du fait de dépôts de sédiments produits par le bassin (le taux d'occupation par quartiers sous-équipés n'est pour rien). Trois courbes ont du être établies pour accompagner l'évolution du lit à H9.

Le tableau 6 montre que les courbes d'étalonnage ont été établies avec des extrapolations, en gros, entre 50 et 100% du niveau maximal observé dans les campagnes de mesures de débit, ce qui correspond à des débits extrapolés d'ordre de 2 ou 3 fois le débit maximal mesuré. Sous une hypothèse d'extrapolation jusqu'à la limite hydraulique (limite de débordement) le prolongement des courbes d'étalonnage donnent les valeurs présentées dans la dernière colonne du tableau 6. La plupart des crues sont néanmoins comprises dans les gammes de variation des courbes originelles, sauf pour H9.

Tableau 6 - Gamme des mesures de débit et des valeurs des courbes d'étalonnage

Poste	Nom du poste	Mesures de débit H(cm) Q(m ³ /s)			Courbe d'étalonnage H(cm) Q(m ³ /s)		
		Nombre	Hmax	Qmax	Hmin	Hmax (Q)	Hhyd (Q)
H1	Av. Borges	néant	néant	néant	néant	néant	néant
H2	Ipiranga (CPRM)	61	62	15,5	10	100 (43,0)	160 (111,0)
H3	PUC	néant	néant	néant	néant	néant	néant
H4	Agronomia	37	69	2,1	20	110 (7,0)	180 (28,0)
H5	Saint-Hilaire	37	74	0,46	10	90 (0,5)	90 (0,5)
H6	Bela Vista	33	92	4,4	10	140 (11,2)	155 (14,0)
H7	Cascata I	néant	néant	néant	néant	néant	néant
H8	Cascata II	94	98	5,3	10	210 (18,5)	170 (13,0)
H9	PUC Moinho	26	37	0,95	20	190 (31,5)	220 (42,6)
H10	Beco Carvalho	31	56	1,2	20	100 (3,0)	125 (5,2)
H11	Casa de Portugal	32	58	1,5	10	80 (3,2)	100 (5,6)

Hmin et Hmax (et Q correspondant) des courbes d'étalonnage d'après rapport DEP/IPH (1979)

Les valeurs de H9 sont de sa dernière courbe d'étalonnage

Hhyd : limite hydraulique d'extrapolation

Séries de débits moyens au pas de temps de 30 min

Le pas de temps de 30 min est la précision temporelle optimale de l'ensemble des réseaux limnigraphique et pluviographique. Pour cette raison et pour homogénéiser les séries hydrométriques avec les séries pluviographiques (saisies au pas de temps 30 min), nous avons établi des séries de débits moyens, chaque 30 min, pour tous les postes disposant d'une courbe d'étalonnage. Nous avons écarté les postes H9 (courbe

d'étalonnage incertaine) et H11 (limnigrammes suspects). Evidemment, en s'agissant de débits moyens, la courbe d'étalonnage a été appliquée d'abord aux niveaux digitalisés à pas de temps variables. Après, une pondération convenable des valeurs permet de calculer les débits moyens chaque 30 min. Par mesure de simplicité, on a établi des débits moyens pendant chaque demi-heure pleine, en accord avec la saisie des précipitations.

Dans le tableau 7 on montre les débits mensuels de l'année 1980 à titre d'exemple des ordres de grandeur du régime hydrologique moyen.

Tableau 7 - Débits mensuels de l'année 1980 dans le bassin du Dilúvio (l/s)

Station	S(km ²)	janv	févr	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	année
Ipiranga	57,0	764	841	788	1085	1000	895	2235	1125	961	902	1101	2214	1159
Agronomia	31,5	115	120	115	320	227	241	729	275	218	182	223	460	268
Saint-Hilaire	5,9	17	14	23	43	31	41	107	60	37	24	32	86	42
Bela Vista	2,6	59	57	69	49	75	50	72	58	35	59	89	122	66
Cascata II	7,6	76	106	432	245	160	85	138	93	110	146	375	301	164

2.3.4 Réseau pluviographique

Le réseau pluviographique du *Projeto Dilúvio* comptait 14 pluviographes (tableau 8). Un nombre de 12 a été effectivement installé pour le projet, les deux restants existaient déjà, le poste P5, de la météorologie nationale, et le poste P13 à l'IPH.

Pendant le projet, approximativement 80% de la pluie, en volume, a été dépouillé manuellement au pas de temps de 30 min, la précision du réseau, sous forme d'événements isolés. Le restant consistait en des pluies faibles jugées sans intérêt pour le projet. Faute de moyens informatiques performants à l'époque, les résultats des saisies (les chiffres des hauteurs de pluie) ont été transcrits sur papier. Chaque poste avait donc son classeur (papier). Pour la réalisation des études de ce mémoire nous avons du personnellement digitaliser tous les chiffres disponibles et éventuellement les compléter par une inspection des pluviogrammes dont nous avons une copie. Ce répertoire électronique d'événements a permis une critique assez rigoureuse de l'ensemble des données du réseau.

Tableau 8 - Réseau pluviographique du Projeto Dilúvio

Poste	Nom du poste	Pluviographe	Code	Bague	Système	Autonomie	Période
P1	Parque da Redenção	Hidrocean (1)	-		-	journal.	sep 77 - sep 82
P2	Bela Vista	Jules Richard	-	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	déc 77 - déc 83
P3	CEPA-3 (CEEE)	Jules Richard	117.815	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	oct 77 - sep 82
P4	Glória (Alpes Suíços)	Hidrocean				journal.	mai 78 - mars 82
P5	Oitavo Distrito	IH PLG 4	-	200 cm ²	pesée	journal.	depuis août 74
P6	Microondas	Jules Richard	117.834	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	mai 78 - nov 82
P7	Volta da Cobra	Hidrocean (1)	-			journal.	août 77 - sep 82
P8	Beco do Carvalho	Jules Richard	117.828	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	déc 78 - nov 82
P9	Morro da Tuca	Jules Richard	111.151	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	fév 78 - fév 84
P10	Agronomia	IH PLG 4 (2)	4 - 551	200 cm ²	pesée	journal.	juin 79 - oct 82
P11	Beco do David	Jules Richard	117.854	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	sep 77 - fév 84
P12	Morro Santana	Jules Richard	117.824	400 cm ²	siphon	hebdomadaire.	avr 79 - sep 81
P13	IPH-DEPRC	Alpina	-		siphon	hebdomadaire.	1964 - 1983
P14	Saint Hilaire	Hidrocean (1)	-				déc 77 - oct 83

(1) Jules Richard avant juillet 78

(2) IH PLG 7S (hebdo) juin 80 - mars 81 et Jules Richard après

(3) Will Lambrecht (mensuel) après avril 81

Tous tambour sauf Lambrecht

2.3.5 Séries de débits et précipitations synchrones

L'étape finale du traitement des données de base pluvio-hydrométriques a été le croisement des précipitations des 14 pluviographes et les débits des 6 postes hydrométriques retenus. Cet effort informatique qui a donné l'occasion d'une nouvelle critique des données, a permis l'établissement d'un répertoire inédit (au pas de temps 30 min) pour le bassin du Dilúvio, de presque deux cent événements spatiaux de pluie (entre 1978 et 1982) et plus d'une centaine d'événements pluie-débit (entre 1979 et 1982, pour la station Ipiranga CPRM).

L'analyse générale de ce répertoire de données synchronisées nous a permis de vérifier la fiabilité des valeurs de précipitations et débits, avec cependant une synchronisation pas très précise. Cela n'est pas surprenant puisqu'il s'agissait de contrôler sur le terrain et hebdomadairement plusieurs mécanismes isolés d'horlogerie des appareils. Les corrections faites ont visé principalement les décalages horaires les plus évidents. L'incertitude dans ce domaine fait que les données de travail ne sont qu'approximativement synchrones.

2.3.6 Données d'occupation du sol

La seule étude d'occupation du sol basée sur des photos aériennes demeure celle du *Projeto Dilúvio* (DEP/IPH, 1979). 93 orthophotos à l'échelle 1:2000 ont été établies pour couvrir le bassin. Datées de 1972/73, ces photos peuvent sous-estimer l'urbanisation réelle de la période 1978/82, période principale d'obtention des données hydrologiques. Néanmoins, c'est, jusqu'à aujourd'hui, la seule source d'information des surfaces imperméables dans le bassin du Dilúvio pour n'importe quelle époque. C'est une incertitude de plus à gérer.

Pour chaque feuille (photo) 9 classes d'occupation du sol (tableau 9) ont été déterminées. La procédure manuelle a été basée sur un quadrillage de chaque photo en 30 rectangles parmi lesquels 5 étaient choisis par tirage au sort. Les surfaces morcellées de chaque classe d'occupation étaient alors identifiées et planimétrées. La moyenne simple des valeurs des 5 rectangles, de chaque classe, étaient attribués à leur photo d'origine. Le rapport DEP/IPH (1979) présente les résultats pour toutes les 93 photos et pour quelques sous-bassins du Dilúvio.

Le tableau 9 présente les valeurs pondérées pour arriver aux taux des 9 classes pour les sous-bassins des 11 postes limnigraphiques. On présente aussi les taux pour le bassin intermédiaire limité par les postes H4 (Agronomia) et H2 (Ipiranga CPRM) objet des simulations pluie-débit dans la quatrième partie.

En bas du tableau 9, on présente aussi une évaluation qui nous avons fait pour l'étendue de l'urbanisation basée sur des cartes 1:2000, de la Mairie de Porto Alegre, actualisé pour l'année 1982. On a fait une estimative de surfaces urbanisées équipées et sous équipées.

Tableau 9 - Occupation du sol du bassin du Dilúvio

Classe (1972/73)	Code	Sous-bassins limités par les sections des limnigraphes									
		H1	H2	H4	H2-H4	H5	H6	H8	H9	H10	H11
zone construite	A1(%)	11,0	6,7	1,8	12,2	0,6	31,6	11,3	5,7	10,7	0,7
zone arborée	A2(%)	14,8	14,9	14,4	15,5	8,0	14,1	22,8	10,9	17,3	11,4
zone en herbe	A3(%)	24,4	26,7	27,7	25,5	41,5	7,7	20,8	36,7	22,2	21,1
sol nu	A4(%)	12,6	11,4	9,2	13,8	0,3	13,2	12,5	11,1	12,0	9,1
zone à bosquet	A5(%)	21,8	27,0	35,3	17,7	45,4	8,4	19,6	22,8	26,9	48,1
rues non revêtues	A6(%)	3,4	3,7	3,1	4,4	2,5	4,0	2,0	3,7	3,0	1,9
zone cultivée	A7(%)	4,0	4,3	5,5	2,9	0,2	1,4	4,8	3,9	2,6	7,4
eau libre	A8(%)	2,0	1,7	2,8	0,5	1,4	0,7	0,0	0,7	0,2	0,1
rues pavés	A9(%)	6,0	3,7	0,3	7,5	0,0	18,8	6,0	4,5	5,1	0,2
surface imperméable	A1+A9	16,2	9,8	1,9	19,7	0,4	50,4	16,4	10,2	15,6	0,9

Surface (km ²)	80,9	57,0	31,5	25,5	5,87	2,57	7,62	4,68	3,43	6,54
Pente moyenne bassin (%)	6,4	7,0	6,0	8,2	4,6	4,1	11,2	13,5	11,0	8,5

Zone urbaine équipée 1982 (%)	35,2	20,6	1,4	44,4	0,0	88,7	32,9	8,3	21,3	0,0
Zone urbaine sous-équipée 1982 (%)	12,8	15,4	13,6	17,6	6,5	0,0	18,6	35,7	16,9	3,5
Zone non urbaine 1982 (%)	52,0	64,0	85,1	37,9	93,5	11,3	48,4	56,0	61,8	96,5

TROISIEME PARTIE

ETUDE DES PRECIPITATIONS

3.1 INTRODUCTION

Les pluies sont à l'origine des écoulements rapides, dont l'importance entraîne parfois des effets nuisibles aussi bien en milieu urbain qu'en milieu rural.

Etudier les précipitations qui produisent ces écoulements importants est donc souvent une étape préalable qui fournit des données d'entrée des méthodes ou modèles de calcul de débits utilisés pour le projet des ouvrages d'assainissement pluvial urbain et rural, de contrôle d'inondations et pour la gestion en temps réel de ces ouvrages.

Il y a une raison historique à cette démarche: l'appareillage pour mesurer la pluie ponctuelle a été toujours plus simple que l'ensemble d'appareils nécessaires pour mesurer les écoulements. Cette simplicité de mesure perdure encore aujourd'hui mais les faiblesses des mesures ponctuelles des pluviomètres et pluviographes sont mieux connues comme en témoignent les images de champs de pluie dans l'espace données par les radars.

Par conséquent, la mesure précise de la précipitation est actuellement reconnue comme une tâche difficile et coûteuse en raison de sa variabilité naturelle déjà vérifiée à plusieurs échelles de temps et d'espace, des plus fines aux plus importantes.

La variabilité de la pluie est due à sa nature physique complexe. Sans détailler cette nature, on peut rappeler que la pluie est un flux de gouttes d'eau (donc déjà discontinué à la moindre échelle spatiale) qui est créé dans des formations nuageuses éphémères en constant mouvement et sous des conditions physico-chimiques particulières.

Avec une telle hétérogénéité spatio-temporelle, les études hydrologiques des précipitations s'appuient sur des variables intégrables dans le temps et dans l'espace.

Les pluviomètres et pluviographes sont des appareils conçus pour faire une intégration temporelle dans un 'point' de l'espace, en mesurant le volume précipité sur une petite surface de captation (exprimé en 'hauteur' d'eau) au cours du temps, dont l'intervalle de temps minimal dépend de la précision et de la nature de l'appareil.

La dimension spatiale qui va permettre le calcul des volumes précipités sur des surfaces sera prise en compte par la multiplication des mesures ponctuelles, les radars agissant de façon complémentaire.

L'objectif de cette partie concernera quelques études d'intérêt général pour le bassin du Dilúvio qui est en voie d'urbanisation, à partir des mesures ponctuelles d'un réseau de pluviographes. L'intérêt est centré sur la

variabilité spatiale de la pluie dans le bassin, spécifiquement en ce qui concerne les relations intensité-durée-fréquence.

En premier lieu on va caractériser le réseau pluviographique en termes de densité et précision des appareils en comparant ses paramètres avec ceux d'autres réseaux et études théoriques. En second lieu on fera une brève présentation des principaux axes de recherche en modélisation des précipitations pour situer les études que nous développons et finalement, on présentera ces études et leurs conclusions.

3.2 PRECISION DES MESURES PLUVIOGRAPHIQUES

En accord avec la nature du phénomène pluvieux, les mesures pluviographiques ont normalement une dimension temporelle et aussi une dimension spatiale. Les pluviographes étant des appareils de mesure ponctuelle la dimension spatiale est prise en compte seulement s'il y en a plusieurs fonctionnant en réseau. La précision temporelle est une caractéristique technique des appareils individuels tandis que la précision spatiale est dépendante de la densité et de la géométrie du réseau. La densité est normalement évaluée par l'inverse du rapport entre le nombre d'appareils et la surface, soit la surface moyenne d'influence par appareil.

3.2.1 Précision ponctuelle temporelle

Les mesures des précipitations ponctuelles se présentent, après dépouillement, avec une borne inférieure de durée pour évaluer les intensités qui est fixée par les caractéristiques de l'appareil. Cette borne inférieure est l'intervalle de temps minimal possible pour établir une série chronologique de hauteurs précipitées. C'est pour cette raison que l'on ne considère pas la précipitation comme une variable continue au cours du temps.

Pour les pluviographes à enregistrement sur papier, comme ceux installés dans le bassin du Dilúvio, Brémond (1980) les classifie en deux groupes principaux de vitesse d'enregistrement: le groupe 'hebdomadaire' allant de 1,6 à 2,5 mm de papier par heure et le groupe 'journalier' allant de 10 à 16 mm/h. La saisie de l'information pluviographique, soit 'manuelle', soit par le biais d'une table à digitaliser (en plus de sa propre précision) est influencée par le pouvoir séparateur de l'oeil qui est d'environ 0,25 mm. Pour un écart graphique de 1 à 1,25 mm, Bremond (1980) évalue l'erreur relative probable respectivement entre 25% et 20%. Ces écarts donnent, avec les vitesses médianes des deux grands groupes, des durées minimales de 30 minutes pour les 'hebdomadaires' et de 5 min pour les 'journaliers'. Une échelle de précision détaillée est aussi présentée pour les écarts graphiques de 0,8 mm, 1 mm, 1,25 mm et 1,6 mm, vitesses d'enregistrement jusqu'à 200 mm/h et durées de moins d'une minute à 6 heures. Le temps de réponse du système d'enregistrement est pris en compte dans cette échelle de précision.

La dérive temporelle présente dans les pluviogrammes papier est normalement corrigée de façon linéaire.

3.2.2 Précision ponctuelle des hauteurs

C'est une précision qui dépend des dimensions de la bague et du système d'enregistrement qui réagit aux lames captées par cette bague. Avec une bague de 200 ou 400 cm² (comme celles du réseau du Dilúvio) les appareils

sont conçus pour donner une précision de lecture de 0,1 mm de pluie ce qui correspond normalement de 0,8 à 1 mm sur papier. Pendant la saisie, le pouvoir séparateur de l'oeil et de la table à digitaliser (si c'est le cas) joue de nouveau et une dérive des hauteurs peut être corrigée à chaque siphonnage ou rabattement du graphique, qui normalement arrive chaque 10 mm de pluie captée.

3.2.3 Précision spatiale et temporelle

Cela concerne la synchronisation d'un réseau de pluviographes. Si leurs horloges sont réglées seulement sur place une synchronisation précise est difficile à établir même si elles sont à quartz. Quand les pluviographes ont des horloges mécaniques la synchronisation est encore plus difficile à mettre en place et moins stable au cours du temps. La correction des dérives individuelles temporelles des appareils réduit les erreurs de synchronisation, cependant il existera beaucoup d'incertitude pour des intervalles de temps qui s'approchent de la précision temporelle ponctuelle de la majorité des appareils.

3.2.4 Précision spatiale des hauteurs

Normalement deux aspects sont présents dans l'évaluation de la précision spatiale des mesures d'un réseau de pluviographes: l'erreur commise concernant la lame moyenne surfacique et sa capacité de traduire la vraie distribution spatiale des hauteurs tombées, sur un intervalle de temps donné.

Les besoins de précision de la mesure de la précipitation sont normalement distincts si le milieu est rural ou urbain. L'implantation des réseaux denses en milieu urbain cherche à mieux détailler son impact sur une occupation du sol assez variée dont la réponse hydrologique est plus rapide. Cela ne veut pas dire que les réseaux denses sont sans intérêt pour le milieu rural: le manque de précision spatiale peut fausser par exemple les bilans hydriques.

Plusieurs études de simulation ont été faites pour évaluer l'influence de la densité des réseaux pluviométriques sur les mesures quantitatives de la précipitation.

Un exemple assez complet de ce type d'étude a été menée par Paturel, Desbordes et Masson (1986), qui ont appliqué des champs (cellules) de pluie elliptiques sur des bassins rectangulaires 'instrumentés' pour évaluer la précision de mesure des lames précipitées. Les procédures de simulation faisaient le choix d'une courbe de décroissance de l'épicentre vers les limites externes, le tirage au hasard de la surface de la cellule et de l'orientation de l'ellipse, le choix des dimensions du bassin rectangulaire, de la densité et géométrie (supposée irrégulière) du réseau de mesure, et le tirage au hasard de la localisation de l'épicentre de la pluie par rapport au bassin.

L'exploitation des résultats a permis d'estimer le nombre utile de postes en fonction de la taille du bassin. Pour les mêmes besoins de précision sur la lame (entre 10 et 20% sur au moins 75% des cas) ce nombre varie de 1 à 30 pour des surfaces de 0,5 à 200 km², et la densité diminue avec la surface. Pour une petite surface de 1 km², par exemple, cette étude suggère l'installation de 3 ou 4 postes, tandis que pour une surface de 100 km² environ 20 postes seraient nécessaires.

En raisonnant de façon plus simple, Niemczynowicz (1990) arrive à la règle pratique d'un poste par km^2 . Cette densité correspond à une distance moyenne de 0,5 km entre postes, la distance minimale qui serait nécessaire pour qu'au moins deux postes enregistrent une même cellule de précipitation réelle, censé avoir des dimensions entre 2 et 30 km^2 (diamètres équivalents entre 1,6 et 6,2 km). Les résultats de plusieurs pays, présentés par Misme (1980), montrent que, pour des intensités moyennes entre 10 et 120 mm/h, les dimensions moyennes des cellules de pluie varient effectivement dans cette gamme, soit de 1,5 à 5 km.

En ce qui concerne le réseau Dilúvio, la distance entre les postes, en les considérant comme noeuds d'une maille triangulaire est d'ordre de 2,65 km, ce qui permet d'imaginer un rayon d'influence ayant la moitié de cette valeur, dont la surface est une mesure de la densité du réseau : $5,5 \text{ km}^2$ par appareil. Une telle densité permet de visualiser spatialement, avec une précision raisonnable, une bonne partie des cellules de pluies courantes.

En considérant la structure spatiale de corrélation interposte Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974a) proposent des abaques qui relient une loi de décroissance de cette corrélation avec la distance, la surface couverte par le réseau et le nombre de postes de ce réseau, pour donner le rapport entre la variance de la moyenne spatiale et la variance ponctuelle lors d'un événement de pluie. Par exemple, si l'on admet un coefficient 0,05 de décroissance exponentielle de la corrélation interposte avec la distance en km et la présence de 14 postes sur 80 km^2 , la variance de la moyenne spatiale sera entre 1 et 2% de la variance ponctuelle de chaque poste. Cela veut dire que le réseau du Dilúvio est suffisamment dense pour calculer une lame moyenne d'un événement avec une très bonne précision.

3.2.5 Les incertitudes des mesures pluviographiques

Au contraire de la précision, l'incertitude, toujours présente dans les mesures des variables naturelles, n'est pas facilement quantifiable, car normalement elle est issue de conditions non prévues ou de phénomènes non pris en compte par les appareils de mesure installés.

En ce qui concerne les mesures ponctuelles de précipitation, la principale source d'incertitudes est la perturbation du profil naturel du vent par l'appareil de mesure lui-même qui cause un déficit de captation d'autant plus important que l'intensité de précipitation est faible et que la vitesse du vent au niveau de la bague réceptrice augmente. La turbulence artificielle ainsi causée dévie une partie du flux de gouttes qui tomberaient dans la bague. Si la captation est faite au niveau du sol cet effet n'existe pas, cependant pour des raisons pratiques les bagues sont situées nettement au-dessus du sol, normalement à la hauteur de 1,5 m, où le profil du vent prend déjà un certain développement.

Un séminaire international de 1985 (Sevruk, 1986) nous donne des ordres de grandeur de ce déficit, évalué normalement par la comparaison entre la précipitation captée au-dessus du sol et sa valeur correspondante au niveau du sol, supposée la 'vraie' précipitation.

Pour la précipitation liquide, la pluie, on a, par exemple, pour une vitesse moyenne de 5 m/s (à 2 m de hauteur), le déficit moyen calculé par Larson (1986) qui atteint environ 12% tandis que Sokollek (1986) arrive à 10%.

D'autres chercheurs ont étudié plus l'effet du vent sur l'intensité de la pluie dans le déficit produit. Dans Folland (1986) on trouve les abaques d'Allerup et Madson (1980) qui nous indiquent qu'il faut s'attendre à des déficits entre 5 et 25%, pour des intensités entre 10 mm/h et 1 mm/h, sous un profil de vent de vitesse d'environ 10 m/s à 10 m de hauteur. Folland (1986) suit une approche plus physique en utilisant les résultats expérimentaux du flux d'air autour d'un pluviomètre cylindrique positionné dans un tunnel à vent, et il arrive à proposer un modèle qui calcule l'effet de ce flux d'air perturbé sur un flux vertical de gouttes d'eau ayant une certaine distribution de diamètres. La déviation de gouttes calculée entraîne des déficits assez proches de ceux d'Allerup et Madsen (1980).

En plus d'une turbulence artificielle causée par le pluviographe, une autre source d'incertitudes peut être l'existence d'une turbulence naturelle excessive du flux d'air sur le site de mesure. C'est à dire, malgré le respect des normes d'installation, certaines conditions du relief peuvent perturber localement un point de mesure à tel point que la précipitation mesurée n'est pas représentative de ce qui tombe en des points proches. L'effet peut accroître ou sous-estimer la pluie mesurée.

En considérant un réseau de pluviographes, on doit ajouter aussi les incertitudes spatiales. En analysant un événement isolé on ne sera jamais sûr qu'un réseau de pluviographes ait capté sa vraie structure spatiale, par exemple que la lame ponctuelle maximale tombée sur un poste correspond à celle maximale réelle de l'événement. Foufoula-Georgiou (1989) a étudié précisément ce problème par le moyen de simulations en utilisant des cellules de pluie circulaires et elliptiques et a établi des abaques de sous-estimations (en pourcentage) fonction de la densité du réseau et du paramètre de décroissance de la pluie à partir de l'épicentre de la cellule. Il est intéressant noter que pour le réseau du Dilúvio (5,5 km²/appareil) l'erreur de sous-estimation est de l'ordre 1 et 5%.

3.3 MODELISATION DE LA PRECIPITATION

On va s'intéresser principalement à la modélisation des mesures pluviographiques. Desbordes (1987) a présenté les principaux axes de recherche sur ce sujet. Plus récemment, Roux (1995) analyse plusieurs méthodes d'analyse spatio-temporelle en hydrologie urbaine.

On résume ci-après ce sujet en présentant un classement directement lié aux dimensions spatiale et temporelle. On admet dans toutes les classes l'existence d'approches déterministes et stochastiques, et pour chacune d'elles un caractère empirique, théorique ou conceptuel.

Le premier niveau de classement comporte les modèles ponctuels et les modèles spatiaux.

3.3.1 Modélisation ponctuelle d'événements isolés de précipitation

Une modélisation ponctuelle concerne la modélisation des données enregistrées par un seul pluviographe. Ces données brutes sont une séquence chronologique des hauteurs d'eau, dont la précision temporelle varie selon l'appareil. Comme une séquence chronologique de précipitations est constituée par des périodes successives de pluie (événements) et de non-pluie on identifie deux familles de modèles, l'une qui traite des seuls événements

pluvieux (modèles des événements isolés) et l'autre qui s'occupe de toute la séquence (modèles de chronologie d'événements).

Appartenant à cette classe, on trouve de très nombreux modèles, car c'est le type de modélisation des précipitations le plus ancien. On peut les sous-classer en:

Modèles de Synthèse Atemporelle

Ce sont les modèles qui font une synthèse des hauteurs ou intensités de précipitation ponctuelles en fonction de la durée et aussi, normalement, de la période de retour, sans faire référence à leur séquence temporelle. Les méthodes pour établir des relations IDF appartiennent à cette classe de modèle.

Modèles d'Assemblage Temporel

Ce sont les modèles qui font un assemblage chronologique artificiel des hauteurs ou intensités de précipitation visant établir un hyétogramme de projet. Le mot assemblage est employé ici pour caractériser le fait que les hyétogrammes ne sont pas basés sur des vrais hyétogrammes observés. Une grande partie de ces modèles utilise des informations des modèles type IDF, comme la méthode de Keifer et Chu (1957), qui adopte une distribution temporelle analytique arbitraire avant et après le maximum instantané estimé de la pluie. L'U.S. Army Corps of Engineers (1975) propose une méthode semblable avec, cependant, un assemblage arbitraire empirique des valeurs discrètes d'intensité issues des courbes IDF. Yen et Chow (1980) à leur tour définissent un hyétogramme triangulaire adimensionnel, d'intensité moyenne et durée unitaire, ayant pour seul paramètre le temps de l'intensité maximale. Une approche qui se passe de courbes IDF a été proposée par Pilgrim et Cordery (1975) basée sur le classement des hauteurs relatives de pluie à chaque intervalle de discrétisation d'un événement pluvieux.

Modèles de Distribution Temporelle:

Ce sont des modèles qui prennent en compte la dépendance des hauteurs de pluies successives observées dans les hyétogrammes réels pour établir des séquences de pluies plus vraisemblables pendant la durée d'un événement. Huff (1967), cité par Correia (1983), a considéré quatre types d'événements pluvieux, correspondants à la position du maximum d'intensité par rapport à la durée totale, et établi pour chacun d'eux des faisceaux de courbes donnant l'évolution du pourcentage de pluie cumulée en fonction du pourcentage de temps écoulé, pour plusieurs probabilités de dépassement. Desbordes (1987) cite aussi Huff et ajoute plusieurs autres exemples comme les hyétogrammes type de projet français de Normand et al. (1971) et Desbordes et al. (1975) et de l'allemand de Sifalda (1973). Un autre exemple est le hyétogramme type défini pour le Portugal (Matos, 1990). Citées dans Desbordes (1987), des approches différentes de celles des hyétogrammes type analysent la dépendance entre les hauteurs de pluie tombées successivement, au cours d'intervalles de temps courts, par le moyen de techniques comme les régressions multiples, l'étude de la structure d'autocorrélation temporelle et l'analyse spectrale.

3.3.2 Modélisation ponctuelle d'une chronologie d'événements

Ce type de modélisation essaie de reproduire les alternances des événements de pluie et de périodes sèches, en détaillant aussi chaque hyétoGramme.

Ce sont des modèles qui utilisent normalement l'approche stochastique pour représenter les phénomènes de persistance des événements pluvieux et secs, tout en considérant l'indépendance entre les hauteurs de pluie et les durées des épisodes pluvieux (Desbordes, 1987). Normalement, l'apparition (l'origine temporelle) des épisodes (des histogrammes caractérisés par une hauteur de pluie et une durée, celle-ci pouvant être variable aussi) est simulée comme un processus aléatoire qui suit la loi de Poisson tandis que les hauteurs de pluie (et durées, si tel était le cas) suivent des lois de probabilités particulières qui doivent respecter les lois correspondantes de l'ensemble des épisodes (la série chronologique modélisée). Quand on considère aussi l'apparition d'un groupe de cellules au sein de chaque épisode, il s'agit d'un processus de Neyman-Scott, dans lequel il est ajouté une distribution pour établir le temps d'apparition de chaque cellule à partir de l'origine de l'épisode (normalement, c'est une loi exponentielle). Dans les modèles du type Bartlett-Lewis l'apparition des cellules au sein d'un épisode suit aussi, comme l'apparition des épisodes, une loi de Poisson, en 'libérant' la variable de 'position' d'une cellule d'un rattachement à l'origine de son épisode, ce qui semble donner de meilleurs résultats que la méthode Neyman-Scott (Onof et al., 1994). De toute façon ce sont des modèles à plusieurs variables, ce qui peut conduire à la détermination d'un nombre important de paramètres pour représenter une série chronologique de précipitations.

Les modèles chronologiques de pluies de projet sont ceux qui utilisent le processus aléatoire de Poisson seulement pour simuler l'apparition d'un hyétoGramme type de projet dont les caractéristiques de volume et d'intensités sont à chaque apparition déterminées par tirage au sort d'une distribution de probabilités estimée au préalable. Roux (1995) cite l'exemple du générateur de pluies de Desbordes et Raous (1980) où le hyétoGramme de projet a la forme d'un double triangle.

Une autre approche possible, citée dans Moussa (1991), suppose l'existence d'une structure fractale du champ pluviométrique au cours du temps. D'une part la succession des états secs et pluvieux est considérée comme un objet fractal dans l'espace unidimensionnel du temps, dont la dimension est comprise entre 0 et 1 et varie selon l'échelle de temps considérée. D'autre part, la répartition temporelle et les lames d'eau précipitées sont étudiées par le biais de la caractérisation fractale du périmètre du hyétoGramme (périmètre de la figure formée par tous les histogrammes consécutifs de l'averse), qui est variable en fonction du pas de temps considéré.

3.3.3 Modélisation spatiale statique de la précipitation

La modélisation spatiale statique s'attache à distribuer, à tous les points de l'espace, des informations générées à partir des mesures ponctuelles d'un réseau de pluviographes. On les appelle fréquemment 'modèles de distribution spatiale'. On peut caractériser deux approches distinctes, l'une qui considère l'existence d'un épiceNtre dans le champ de pluie et l'autre qui ne s'attache pas à lui attribuer une forme particulière.

Modèles d'abatement spatial (modèles épacentriques)

Il s'agit de modèles pour calculer les coefficients d'abatement spatial symétriques autour d'une mesure ponctuelle pour établir, soit la lame moyenne sur une surface donnée autour de ce point, soit pour estimer la lame correspondante d'une isohyète à une certaine distance. En fonction de la variable ponctuelle considérée (l'épicentre) et aussi de la variable spatiale cherchée, de nombreux coefficients d'abatement peuvent être établis. Toute présentation d'un coefficient d'abatement doit absolument préciser quel rapport de variables le concerne. Par exemple, l'U.S. Weather Bureau (1957) a défini des coefficients d'abatement spatial pour des précipitations durant entre 30 minutes et 24 heures. Desbordes (1987) cite des relations empiriques anciennes encore plus simples, prétendument générales, où le coefficient d'abatement est fonction seulement de la surface (Bürkli-Ziegler) ou du plus long parcours de l'eau dans le bassin (Fruelhing).

L'approche déterministe comme celle des exemples ci-dessus, admet l'existence d'un épicentre réel autour duquel la valeur du champ de pluie décroît dans les limites de la surface concernée. Les images radar de certains événements pluvieux renforcent cette hypothèse, en montrant leur système d'organisation en cellules d'intensité décroissante autour d'un épicentre, cependant leur dynamique peut les faire passer de façon inaperçue par un réseau de pluviographes, encore seul moyen de mesure quantitative de la précipitation, car l'épicentre réel touchera rarement un point de mesure. L'intensité la plus forte mesurée sera inférieure à l'intensité sous l'épicentre. Pour une densité d'appareils élevée comme celle du réseau du Dilúvio, l'étude théorique de Foufoula-Georgiou (1989) révèle que la sous-estimation de l'épicentre d'un événement pluvieux est en moyenne inférieure à 5%.

L'approche probabiliste, à son tour, admet que le champ de pluie est une réalisation d'un processus aléatoire à deux dimensions (l'espace) dont les caractéristiques peuvent être estimées à partir des mesures ponctuelles. Ces estimations ne se basent plus sur des épicentres réels des événements mais sur le rapport de quantiles ponctuels (les 'épicentres' probabilistes) et spatiaux.

Roche (1963), en étudiant les pluies journalières en Côte d'Ivoire, a été le premier à établir une méthode de calcul de coefficients d'abatement spatial probabilistes fonction de la période de retour. Cette méthode était basée sur l'ajustement d'une loi de probabilités pour la moyenne des deux lames de chaque couple de postes, en considérant le coefficient de corrélation de leurs deux séries. Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974b) sont aussi partis de la nature stochastique des champs de pluie pour proposer une méthode basée sur la structure spatiale, caractérisée par les coefficients de corrélation interposte, en concluant qu'elle est suffisante pour déterminer des coefficients d'abatement spatial. Cette méthode ne dépend que de la valeur de la surface et de paramètres de décroissance à partir de l'épicentre qui sont fonction de la corrélation interposte, ce qui la fait ressembler beaucoup aux méthodes déterministes. Lebel et Laborde (1988) ont suivi une démarche semblable, en utilisant le concept du variogramme au lieu d'une expression empirique pour relier la corrélation interposte aux distances.

Une autre façon de calculer les coefficients probabilistes consiste à ne pas considérer explicitement la corrélation interposte, en analysant seulement les rapports entre les lois de probabilités ponctuelles et celles correspondantes aux surfaces. Niemczynowicz (1984), dans le cas de la ville de Lund (Suède), propose

l'attribution d'une surface d'influence pour chaque point de mesure pour établir des séries spatiales moyennes issues de combinaisons possibles (moyennes) des rangs des séries de deux, trois, jusqu'à la totalité de postes. Les coefficients d'abattement sont donc simplement calculés, pour chaque période de retour et chaque durée, comme la moyenne de rapports entre tous les quantiles correspondants des séries combinés et des séries ponctuelles.

Au contraire des méthodes ci-dessous qui ne se préoccupent pas de la localisation de l'épicentre probabiliste dans la région géographique d'analyse, Nguyen et al. (1981) soutiennent que si on le considère fixe dans l'espace le coefficient d'abattement prend une autre signification et serait plus adapté si l'on dispose d'un poste de référence. Pour eux, dans la question posée par Roche (1963) qui cherche la lame sur une surface avec la même probabilité d'occurrence que l'épicentre sur un point arbitraire de la région, le mot 'arbitraire' devrait être remplacé par 'fixe'. En utilisant une distribution exponentielle pour les séries ponctuelles, supposées aussi indépendantes l'une des autres, ils réussissent à établir une expression pour la distribution spatiale dont le résultat le plus spectaculaire est de calculer des coefficients d'abattement supérieurs à l'unité, ce qui arrive pour des faibles périodes de retour (de l'ordre du mois ou moins) dans leur exemple pour Montréal (Canada). Naturellement ces auteurs préfèrent appeler ces coefficients, 'coefficients de correction spatiale'.

En tous cas, on rappelle que si l'on associe un modèle d'abattement avec un modèle type IDF pour l'épicentre, on donne origine à un modèle IDFS, soit un modèle d'intensité-durée-frequence-surface.

Modèles d'interpolation spatiale (modèles décentralisés)

On appelle ici 'modèles décentralisés' tous les modèles de distribution spatiale qui cherchent à calculer la valeur d'un champ de pluie en n'importe quel point de l'espace sans se baser sur une structure d'abattement. Ce sont des modèles d'interpolation spatiale, normalement linéaire, ce qui veut dire que la lame tombée sur un point peut être estimée par la combinaison linéaire des valeurs des points existants sur une surface considérée voisine.

Le problème majeur de l'interpolation est qu'elle est incapable de reconnaître l'intermittence spatiale (zones de non-pluie) et les limites d'un champ de pluie, sauf si l'on a un réseau de pluviographes assez dense et étendue. Comme ce n'est pas toujours le cas, on fait souvent implicitement l'hypothèse d'un champ de pluie continu et illimité.

Des exemples déjà classiques sont les méthodes spline, du krigeage et de l'inverse de la distance. Le krigeage peut être adapté pour représenter l'intermittence spatiale (Barancourt et al., 1992).

La méthode *spline* peut être considérée comme un modèle déterministe conceptuel de spatialisation (Desbordes, 1987). La modélisation consiste à rechercher une surface qui passe par tous les points de mesure en obéissant à la condition de courbure moyenne minimale (Creutin et al., 1980). La fonction spline à deux variables peut s'écrire selon (Masson, 1993) :

$$h(x, y) = \alpha x + \beta y + \gamma + \sum_{i=1}^n \lambda_i k_i(x, y) \quad (\text{éq. 5})$$

avec $k_i(x, y) = (d_i)^2 \ln(d_i)^2$, sachant que d_i est la distance spatiale euclidienne entre le point de mesure i et un point quelconque de coordonnées (x, y) .

Pour estimer les coefficients α , β , γ et les k_i on applique l'équation ci-dessus aux n points de mesure (propriété de la fonction de passer par ces points), en ajoutant 3 conditions supplémentaires assurant la minimisation de l'énergie de flexion:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 0 \quad \sum_{i=1}^n \lambda_i x_i = 0 \quad \sum_{i=1}^n \lambda_i y_i = 0$$

On doit résoudre un système de $n+3$ équations dont les $n+3$ coefficients à déterminer sont α , β , λ et les k_i , $i=1, n$. Les valeurs de ces coefficients restent les mêmes pour tous les points à interpoler, ce qui veut dire qu'on résout seulement un système d'équations par événement.

Le *krigeage* est une méthode d'interpolation statistique qui, au contraire de la méthode *spline* reconnaît l'existence des erreurs d'estimation des valeurs interpolées. Le krigage cherche donc à minimiser ces erreurs en obéissant à deux conditions: 1) l'erreur moyenne doit être nulle ; 2) la moyenne quadratique de l'erreur doit être minimale. Ces deux conditions sont connues comme 'condition de non-biais' et 'condition d'optimalité' (Creutin, 1987).

L'estimateur des valeurs interpolées proposé par le krigage, comme pour d'autres méthodes classiques d'interpolation, est donné par une combinaison linéaire des différentes mesures disponibles dans l'espace:

$$h(x_0, y_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i h_i \quad \sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$$

h_i étant les mesures disponibles et k_i les coefficients à calculer.

Les conditions citées ci-dessus et le caractère linéaire de l'interpolateur du krigage le définissent comme un interpolateur linéaire, sans biais et optimal (Thauvin, 1992). Cependant, plusieurs interpolateurs de ce type peuvent être établis si différentes hypothèses sur la structure spatiale du phénomène étudié sont prises. Une première hypothèse est l'hypothèse de stationnarité d'ordre 2 : la moyenne est constante et de même valeur en tous les points du domaine et la covariance de deux points quelconques ne dépend que de la distance entre-eux (Delhomme, 1976). La variance ponctuelle est donc constante et sa valeur est la même pour tous les points, mais cette valeur augmente en même temps que le domaine exploré, ce qui pose des problèmes pour l'interpréter. Pour s'affranchir de cela, on fait une extension de l'hypothèse d'ordre 2, appelé hypothèse intrinsèque, en l'appliquant aux accroissements de la variable en distance (entre deux points quelconques), ce qui conduit au concept du 'variogramme', une fonction dépendant uniquement de la distance. Le variogramme est une fonction représentative de la structure spatiale du phénomène, comme la fonction covariance, mais plus facile à modéliser que celle-ci (Creutin, 1987). Pour une variable $h(x, y)$ le variogramme s'écrit:

$$\gamma(v) = \frac{1}{2} E \left[\left(h(x, y) - h(x_v, y_v) \right)^2 \right] \quad (\text{éq. 6})$$

où $E[\]$ est l'opérateur espérance mathématique et (x_v, y_v) , les coordonnées à une distance v du point (x, y) .

Dans les notes de Masson (1993) on trouve le développement du krigeage sous l'hypothèse intrinsèque et moyenne constante. Comme exemple du système d'équations obtenu, on présente le cas de trois points de mesure:

$$\begin{bmatrix} \gamma_{11} & \gamma_{12} & \gamma_{13} & 1 \\ \gamma_{21} & \gamma_{22} & \gamma_{23} & 1 \\ \gamma_{31} & \gamma_{32} & \gamma_{33} & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_3 \\ \mu \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma_{10} \\ \gamma_{20} \\ \gamma_{30} \\ 1 \end{bmatrix}$$

0 étant le point à interpoler à partir des mesures aux points 1, 2 et 3; γ_{ij} est la valeur du variogramme pour la distance entre les points i et j ; les coefficients à déterminer sont les λ_i ($i=1,2,3$ dans l'exemple) et μ (le multiplicateur de Lagrange qui garantit la condition d'erreur moyenne d'estimation nulle).

On doit résoudre un système de krigeage d'ordre $n+1$ pour chaque point interpolé, n étant le nombre de points de mesure. Cela veut dire qu'on détermine un jeu de coefficients λ_i ($i=1,n$) pour chaque point, les valeurs correspondantes interpolées étant calculées à l'aide de l'équation de $h(x_0, y_0)$.

Pour appliquer le krigeage présenté ici, il est donc fondamental d'établir le variogramme. On peut dire que l'application du krigeage, en tant que méthode statistique, n'est valide qu'à condition que ses hypothèses soient respectées et que le variogramme soit bien déterminé. Sinon son application devient conceptuelle. Par exemple si on force arbitrairement le variogramme à être $\gamma(v) = v^2 \ln v$, les interpolations sont semblables à celles de la méthode spline (Masson, 1993). D'autre part, en posant le variogramme égal à $\gamma(v) = \ln v$ nous avons trouvé des interpolations proches de celles de la méthode de l'inverse de la distance (Silveira, 1993).

La méthode de *l'inverse de la distance* est une simple méthode qui fait une pondération selon la distance entre le point de mesure et le point à interpoler. Plus un point de mesure est loin, plus faible est son poids. L'équation d'estimation présentée par Davis (1973) qui applique comme exposant de la distance l'unité est:

$$h(x, y) = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i / v_i)}{\sum (1 / v_i)} \quad (\text{éq. 7})$$

h_i et v_i étant, respectivement, la valeur mesurée au point i et sa distance au point interpolé.

3.3.4 Modèles de distribution spatio-temporelle de la précipitation

Ce sont des modèles qui essaient de simuler le cycle de vie de cellules orageuses et leur mouvement pour reproduire un champ de précipitation qui évolue dans le temps et dans l'espace. Desbordes (1987) les a appelés 'modèles de distribution spatio-temporelle'. Ils sont basés normalement sur le concept, probablement inspiré par des images radar, de l'existence de cellules de pluie mobiles qui auraient un cycle de vie souvent schématisé en naissance, croissance, décroissance et disparition. De très nombreuses hypothèses de base et développements mathématiques sont capables de reproduire ce schéma.

Le modèle de Waymire et Gupta (1981) est un exemple d'approche probabiliste qui généralise l'usage de la distribution de Poisson dans le domaine spatio-temporel, d'une part pour expliquer l'arrivée de champs de pluie dans la région d'étude et d'autre part, à l'intérieur de la région, pour représenter l'émergence de 'pôles' d'agrégation de cellules. Les distributions exponentielle (domaine temporel) et gaussienne (domaine spatial) sont combinées à leur tour pour commander l'apparition de cellules de pluie autour de chaque 'pole'. En plus, d'autres distributions sont employées pour estimer l'intensité maximale, les dimensions et la durée de vie de chaque cellule de pluie. Par contre la variation des intensités dans l'étendue d'une cellule pendant sa durée de vie est supposée déterministe.

Un exemple de modèle déterministe est proposé par Jinno et al. (1990) qui se base sur l'équation générale de convection - dispersion eulerienne appliquée aux intensités de précipitation d'une cellule qui se déplace dans l'espace. Une intensité ponctuelle qu'on peut associer à la naissance d'une cellule de pluie est transformée par cette équation en une cellule de pluie mobile de forme gaussienne. Le calage du modèle aux données spatio-temporelles est donc utilisé pour déterminer les paramètres qui caractériseront les cellules de pluie de la région: localisation et intensité initiale, intervalle d'apparition, vitesse moyenne de déplacement, coefficient de dispersion des intensités et coefficient d'affaiblissement de l'épicentre.

La nature propre des modèles spatio-temporels exige des données de haute qualité. En plus des précisions spatiale, temporelle et des hauteurs de pluie du réseau de pluviographes, il est indispensable d'avoir une très bonne synchronisation entre tous les appareils.

3.4 MODELISATION DES PRECIPITATIONS SUR LE BASSIN DU DILUVIO

Le choix de la modélisation de la précipitation dépend évidemment de l'objectif poursuivi et des données disponibles. Notre objectif concernant le bassin du Dilúvio était d'approfondir la connaissance sur la dimension spatiale des événements de pluie et son influence sur les pratiques actuelles en hydrologie urbaine à Porto Alegre, tout cela en profitant d'une masse de données d'un réseau dense de pluviographes, d'existence éphémère dans le passé, et jamais exploitée en totalité. Cependant la précision temporelle (30 min), la densité spatiale (5,5 km² /appareil) et, principalement, la qualité de la synchronisation du réseau limitent les approches de modélisation.

Nous nous sommes intéressés à la variabilité ponctuelle et spatiale des relations intensité-durée-fréquence (IDF) dans le bassin du Dilúvio. Les courbes IDF sont en effet la modélisation de base des précipitations qui sert à établir les pluies de projet à Porto Alegre, sans aucune référence sur leur précision et distribution spatiale.

Les études sur les précipitations à Porto Alegre sont rares et traitent justement de l'établissement de courbes IDF. Les plus connues sont celles de Pfafstetter (1957) et DMAE (1972). Plus récemment le Département de l'Assainissement Pluvial de la Mairie de Porto Alegre (DEP, 1992) a officialisé quatre courbes, celle du DMAE (1972) plus trois autres déterminées à partir des séries des postes de l'Institut National de Météorologie (INEMET), du Département des Ports, Rivières et Canaux de l'Etat du Rio Grande do Sul (DEPREC), et de l'Aéroport de Porto Alegre. Le poste du DEPREC fut géré, jusqu'à son extinction en 1983, par l'Institut de Recherches Hydrauliques (IPH) de l'Université Fédérale du Rio Grande do Sul (UFRGS). Le poste de l'étude du DMAE (1972) correspond au poste P1 du réseau du *Projeto Dilúvio* (tableau 8 ci-dessus). Les postes de l'INEMET et de l'IPH/DEPREC correspondent respectivement aux postes P5 et P13 du même réseau.

Diaz (1987) a établi aussi une expression IDF pour le poste IPH/DEPREC sur la même période (1964-1983). L'expression analytique du DEP est différente de celle de Diaz (1987) mais leurs résultats sont très semblables.

Les expressions des courbes IDF préconisées par le DEP (1992), de trois postes situés dans le bassin du Dilúvio, sont présentées ci-après quand on compare leurs résultats avec ceux de l'étude des relations IDF développée à partir des données du réseau pluviographique du *Projeto Dilúvio*.

Les normes du DEP révèlent deux points clés à l'égard de la précipitation de projet:

- les pluies de projet issues des courbes IDF sont convenables pour les besoins de la ville.
- la variation spatiale de la pluie affecte les relations IDF.

Le premier point révèle une attitude logique face à l'absence d'études sur les hyétogrammes réels urbains à Porto Alegre, étant aussi tout à fait cohérent avec la pratique de projet qui est basé sur la formule rationnelle dont l'entrée est l'intensité de pluie d'une durée égale au temps de concentration ce qui est directement donnée par la courbe IDF pour la période de retour admise. Des hyétogrammes de projet urbains basés sur la distribution temporelle de hyétogrammes réels n'ont pas été encore développés au Brésil.

Le deuxième point n'est pas présenté explicitement dans les normes du DEP, mais on peut le déduire quand quatre courbes IDF distinctes sont suggérées selon la zone concernée de la ville. La variabilité spatiale des relations IDF, évoquée seulement en fonction des différences montrées par ces quatre IDF, n'a pas été suffisamment caractérisée.

Dans une étude antérieure (Silveira, 1993) nous n'avons pas eu d'indices qui soutiennent cette hypothèse. Cependant, les données concernaient 10 postes concentrés dans la moitié aval du bassin, la plus urbanisée. Maintenant, avec les données du réseau complet (14 postes), on va essayer d'évaluer la variabilité des courbes IDF dans l'espace et de leur attribuer des intervalles de confiance. Ce sera notre première étude concernant les précipitations.

Ensuite, comme deuxième étude, on analysera la distribution spatiale de la pluie pour vérifier des phénomènes d'abatement, ce qui permettrait d'ajouter la dimension spatiale aux courbes IDF, en donnant origine à des relations intensité-durée-fréquence-surface.

3.4.1 Etude des courbes IDF ponctuelles dans l'espace

L'hypothèse à vérifier ou non est l'existence d'une même courbe IDF ponctuelle au sens statistique qui soit valide pour tous les points de l'espace dans la région couverte par le réseau de mesure.

S'agissant d'un réseau dense il faut s'attendre à une forte dépendance interposte des précipitations. En effet, une analyse des séries des valeurs maximales mesurées par les postes du Dilúvio a montré une corrélation moyenne d'ordre de 0,77, pour les durées entre 0,5 et 8,0 heures (tableau 21 ci-après).

Une structure de corrélation spatiale élevée peut introduire un biais dans l'estimation d'une loi de probabilités régionale, si l'on utilise les données d'un réseau plus dense que nécessaire sans effectuer des corrections. Ce biais est moins flagrant en ce qui concerne les paramètres d'une loi régionale (Hosking et Wal.s, 1988) mais on doit s'attendre à plus d'effet sur les intervalles de confiance des quantiles.

Notre démarche sera basée juste sur la supposition qu'une loi régionale non adimensionnée équivaut à la loi 'unique'. Pour vérifier l'existence de cette loi unique on va évaluer l'encadrement des lois locales par l'intervalle de confiance de la loi régionale à un seuil donnée. On remarque qu'il peut exister une loi régionale adimensionnée et en même temps chaque point peut présenter des moyennes et variances différentes.

Pour chaque durée nous allons donc:

- a) Ajuster des lois individuelles à chacun des postes;
- b) Calculer une loi régionale non adimensionnée;
- c) Calculer les intervalles de confiance des quantiles régionaux;
- d) Identifier les postes pour lesquels les courbes IDF ont des quantiles qui sont en majorité compris dans les intervalles de confiance correspondants régionaux.

Les étapes b), c) et d) visent à la définition de groupes homogènes de postes à l'égard des relations IDF. Tout d'abord on va tester le comportement de l'ensemble du réseau. Si une seule loi IDF n'est pas capable d'expliquer l'ensemble du réseau, on répétera ces étapes avec des groupes distincts de postes. Bien sûr, il ne serait pas raisonnable de chercher plus de trois groupes, vu le nombre total de postes.

Difficultés de la démarche

Les difficultés majeures au sens statistique peuvent arriver dans les étapes b) et c) à cause de la corrélation interposte élevée.

Pour mener l'étape a) on n'a pas vraiment de difficultés: les ajustements sont individuels, par poste et par durée. Comme présenté dans la description de la construction des séries ci-après, nous avons été contraints de

travailler avec des séries partielles car il n'était pas envisageable d'établir des séries annuelles sur une période de 4 à 5 ans de données.

Dans l'étape b), l'une des méthodes les plus simples pour établir la loi régionale serait celle qui estime les quantiles régionaux par la moyenne pondérée en fonction des longueurs des séries des quantiles locaux. Dans c) un réseau surdimensionné en présence d'une corrélation élevée peut diminuer artificiellement les variances des quantiles régionaux calculés, si l'on considère les séries comme indépendantes.

Pour corriger cet effet, l'approche théorique par le moyen du concept du nombre équivalent de postes indépendants est souvent appliquée. Ces postes indépendants apporteraient la même information que l'ensemble du réseau intercorrélié sans biaiser les variances.

Cependant, Hosking et Wal.s (1988) ont vérifié, par le moyen de simulations, que les formules normalement proposées pour évaluer le nombre de postes indépendants peuvent être inadéquates pour évaluer l'effet de la dépendance interposte sur les variances des quantiles régionaux de faible période de retour (car elles entraîneraient une surestimation artificielle de ces variances). Pour un quantile correspondant à la période de retour de 10 ans ils ont même trouvé négligeable l'augmentation de sa variance pour un réseau de 20 postes avec une corrélation croisée moyenne de 0,2 (moyenne des coefficients de corrélation linéaire, correspondants au quantile concerné, de chaque couple de postes) par rapport au même réseau considéré indépendant (coefficient de corrélation moyen nul). Pour un coefficient de corrélation linéaire égale à 0,4 les résultats sont semblables.

Néanmoins, leurs résultats ne semblent pas universels, surtout en présence d'une corrélation linéaire interposte élevé des séries des précipitations maximales comme c'est de toute évidence le cas du réseau pluviographique du Dilúvio. Des calculs complémentaires présentées ci-après précisent la nature de cette corrélation.

Intervalle de confiance régional

Si l'on considère qu'un quantile régional dans le réseau du Dilúvio est une variable aléatoire qui représente une moyenne, son intervalle de confiance sera estimé par:

$$x_p \pm k_\alpha s_p \quad (\text{eq. 8})$$

$$s_p = \frac{s_m}{n_e^{1/2}}$$

x_p étant l'estimateur de la moyenne du quantile, s_p l'estimateur de son écart-type, s_m la moyenne pondérée (en fonction de longueurs des séries) des estimateurs des écarts-type des quantiles locaux correspondants, n_e le nombre de postes indépendants et $k(\alpha)$ le facteur de fréquence de la distribution du quantile p à un seuil α .

D'après Gomide (1976), la loi de Student avec $n-1$ degrés de liberté est préférable à la normale réduite quand on ne connaît pas la variance de la population, comme c'est le cas en hydrologie.

Les estimateurs des écarts-type des quantiles locaux ont une expression qui dépend du type de loi et qui normalement présente dans le dénominateur la racine carrée de l'effectif de l'échantillon local.

Pour évaluer n_e , il existe des formules théoriques et leurs généralisations sont parfois empiriques. Des simulations de type Monte Carlo peuvent confirmer leur adéquation.

En tous cas, nous allons nous intéresser aux quantiles correspondants aux périodes de retour entre 1 et 5 ans. Cette dernière valeur est la période de retour appliqué par le DEP (1992) pour l'assainissement pluvial à Porto Alegre.

Le nombre équivalent de postes indépendants

Ce concept attribue à chaque variable aléatoire régionale, définie à partir de n populations ponctuelles intercorrelées, un nombre $n_e < n$ qui représente le nombre de populations indépendantes qui apporteraient la même quantité d'information que les n populations originelles. S'agissant d'un réseau de postes ponctuels de mesure, on aurait plusieurs nombres de postes indépendants en fonction de la variable en question. Dans le réseau du Dilúvio cela signifie sûrement des $n_e < 14$ (14 pluviographes), si la corrélation interposte élevée se confirme pour le quantile concerné.

Les expressions normalement proposées pour évaluer ces différents n_e ont la forme générale suivante (Kite, 1976; Stedinger, 1983; Roux, 1995):

$$n_e = \frac{n}{1 + (n-1)m_c} \quad (\text{eq. 9})$$

étant m_c une mesure de corrélation interposte, fonction de la variable en question.

Pour la variance de la moyenne nous avons $m_c = r_m$, r_m étant la moyenne des coefficients de corrélation croisées du réseau. Pour la variance de la variance régionale on estime $m_c = (r^2)_m$, $(r^2)_m$ étant la moyenne des carrés des coefficients de corrélation croisés.

Comme $(r^2)_m < r_m$, le nombre équivalent de postes pour les informations concernant la moyenne régionale est inférieur à celui concernant la variance régionale. L'exigence de postes indépendants pour évaluer la moyenne régionale semble moins importante que pour d'autres variables, ce qui peut expliquer les résultats semblables concernant la lame moyenne tombée sur des pas de temps longs calculée par des méthodes d'interpolation sur un réseau surdimensionné.

L'utilisation de l'expression ci-dessus pour un quantile régional serait faite en admettant $m_c = r_{pm}$, la moyenne des coefficients de corrélation croisés des quantiles locaux. Gottschalk (1989), sous l'hypothèse d'homogénéité régionale, a déterminé une expression générale de r_{pm} pour des distributions locales à deux paramètres, en donnant des exemples pour les lois normale, lognormale et gamma.

Sans faire mention d'une formule du type de l'équation 8, Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974a) ont réussi à établir théoriquement comment la variance se comporte, dans le calcul de la moyenne régionale de longue durée, par rapport à la structure de corrélation spatiale combinée avec la taille et la forme de la région et par rapport au nombre de postes dans cette région. On peut avancer que pour le bassin du Dilúvio l'application de leurs résultats indique que le n_r pour évaluer cette variable s'approche de 1.

Construction de séries des précipitations maximales

Toutes les séries ont été établies à partir des événements sélectionnés dans la deuxième partie. Nous avons limité notre étude à 4,5 années, de janvier 1978 jusqu'à juin 1982 car c'est la période où le réseau comportait le nombre le plus élevé de postes installés, entre 11 et 14.

Pendant cette période de 4,5 années, 192 averses ont eu lieu sur le réseau. On rappelle que le critère de sélection est basé sur un intervalle d'au minimum 4 heures sans pluie et sur une lame précipitée minimale de 10 mm ou une intensité moyenne supérieur à 3 mm/h, sur au moins un poste du réseau (14 postes). Le but était de ne négliger que les plus faibles précipitations. En effet ce critère a permis sélectionner 80% environ de la lame cumulée tombée sur le réseau. Cela correspond à 43 averses par an. Dans une étude antérieure (Silveira, 1993), nous avons travaillé avec un échantillon de 25 averses par an sur 10 postes.

La courte durée en années de la période en question nous empêche de travailler avec des séries annuelles (une seule valeur de la variable par an). Cela nous ramène au domaine de l'analyse des séries partielles, qui sont constituées par toutes les valeurs au-dessus d'un seuil ou par un nombre fixe de valeurs, les plus élevées, par an. Nous avons choisi de travailler avec le premier type avec un seuil qui s'approchera en pratique de la nullité, pour chaque durée et chaque poste, à cause du critère général de sélection des averses.

Nous avons choisi 7 durées pour construire les séries: 30, 60, 90, 120, 240, 360 et 480 minutes. La durée minimale de 30 min correspond à la précision temporelle de la majorité des postes du réseau et la durée maximale de 480 min est dépassée par seulement 25% des averses réelles.

Par conséquent, 7 variables ont été définies pour étudier les relations IDF de chaque poste: les hauteurs de pluie maximales tombées en chacune des durées citées. Chaque averse fournit une valeur maximale sur chaque durée choisie dès qu'elle a une durée égale ou supérieure. Pour cette raison les tailles maximales des séries décroissent avec la durée (tableau 10).

Tableau 10 - Taille maximale des séries partielles des précipitations

t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
192	191	184	171	128	87	52

Cependant, à cause de pannes de retard d'installation et d'arrêt de postes, aucun poste n'a de série complète. Le tableau 11 donne les tailles des séries pour chaque durée et chaque poste.

Tableau 11 - Taille des séries partielles de chaque poste pluviographique

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
P1	143	142	137	125	92	63	37
P2	149	148	144	136	103	70	42
P3	157	156	151	141	109	80	49
P4	118	118	115	106	84	60	36
P5	149	148	145	137	99	64	42
P6	138	138	133	122	89	60	36
P7	143	142	136	126	95	66	43
P8	141	140	137	128	98	63	37
P9	171	170	163	152	115	79	47
P10	70	69	66	63	48	30	17
P11	149	148	144	136	109	75	44
P12	75	75	72	69	56	36	20
P13	93	92	89	84	57	36	21
P14	128	127	122	113	89	60	35

Effet de l'origine fixe des séries

Les fichiers des 192 averses ont été établis au pas de temps de 30 minutes avec origine fixe. A cause de cela, les séries de 30 minutes sont toujours d'origine fixe tandis que pour les autres durées supérieures on a pu utiliser une 'fenêtre glissante' de la durée concernée qui évolue à chaque 30 minutes. Cependant, plus la durée étudiée augmente moins il existe de possibilités de faire 'glisser' la fenêtre dans la durée limitée d'une aversée réelle.

Le problème d'une série d'origine fixe est que son maximum est inférieur ou égal au son maximum vrai. Roux (1995), en se basant sur les résultats de plusieurs chercheurs, conclut qu'on peut considérer la formule de Weiss (1964) comme valable pour calculer les coefficients de Herschild aussi bien pour les petits pas de temps (de l'ordre de quelques minutes) que pour des pas de temps horaires ou journaliers. Le coefficient de Herschild exprime le rapport moyen entre le maximum vrai d'une durée donnée et le maximum correspondant d'origine fixe.

La formule de Weiss (1964) qui exprime ce coefficient est donnée par:

$$H = \frac{n}{n - 0,125} \quad (\text{éq. 10})$$

H étant le coefficient de Herschild et n étant le rapport entre le pas de temps d'étude et le pas de temps minimum fixe du fichier.

En appliquant cette formule pour les séries du Dilúvio on obtient les valeurs présentées dans le tableau 12:

Tableau 12 - Coefficients de. Herschild au Dilúvio

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
n	1	2	3	4	8	12	16
H	1,14	1,07	1,04	1,03	1,02	1,01	1,01

Nous n'allons pas affecter ces coefficients à nos séries car ils représentent des valeurs moyennes et on ne peut rien affirmer à l'égard de ce qui arrive événement par événement. Néanmoins les majorations indiquées pourront aider à expliquer certains écarts des courbes IDF.

Méthode de calcul des courbes IDF locales

Les allures des courbes IDF sont semblables dans le monde entier dans le sens où l'on observe toujours une décroissance des intensités avec l'augmentation des durées et des fréquences d'occurrence. Cela semble normal quand on pense que les plus fortes intensités sont liées à des processus convectifs de courte durée, même en climats tempérés et parfois en hiver, tandis que les faibles intensités sont caractéristiques, normalement, de phénomènes de front. Cependant, il n'existe pas de loi universelle et on est obligé pour un site donné de la calculer avec des données locales de précipitations.

On peut arriver à établir des relations IDF essentiellement de deux manières. L'une estime l'intensité d'une durée donnée pour une période de retour directement à partir des fréquences observées, soit par le moyen d'interpolations ou soit par le moyen de l'ajustement d'une expression mathématique quelconque liant les intensités (variables dépendantes) aux durées et aux fréquences empiriques (variables indépendantes).

L'autre manière repose sur l'ajustement d'une loi théorique de probabilités, séparément pour chaque durée, capable de bien représenter les intensités en fonction des périodes de retour. Desbordes (1987) qualifie cette méthode de 'modélisation probabiliste conceptuelle' puisque dans la pratique on n'arrive pas à tester avec fiabilité la validité d'une hypothèse de distribution particulière et on tombe dans le choix d'une 'meilleure' loi parmi plusieurs lois connues testées et définies *a priori*. L'avantage principal de cette approche c'est qu'on peut établir des intervalles de confiance pour les courbes ajustées, ce qui permet d'avoir une meilleure idée de la représentativité des IDF déterminées. Pour cette raison c'est la façon de calculer la plus répandue depuis les dernières décennies. Fréquemment, aux valeurs ainsi obtenues, sont ajustées des expressions analytiques générales de l'intensité en fonction des durées et périodes de retour.

Ce que l'on appelle habituellement des fréquences 'observées', sont en réalité des valeurs estimées en fonction du rang de chaque valeur quand on classe les observations en ordre croissant. Il existe plusieurs expressions pour estimer ces fréquences 'observées' aussi appelées fréquences empiriques (In-Na et Nguyen, 1989). Si l'on cherche à ajuster une loi de probabilités, on devrait théoriquement utiliser une expression débiaisée adaptée. Cependant, les écarts entre les valeurs estimées des fréquences par les différentes expressions ne sont généralement pas significatifs dans les cas courants.

Pour le calcul des relations IDF des 14 postes du réseau du bassin du Dilúvio nous avons adopté l'approche statistique, la seule qui nous fournit des intervalles de confiance. Pour cela nous avons utilisé le logiciel Orstom/UM II SAFARHY (Lubès et al., 1994).

Pour chacune des 98 séries établies (14 postes et 7 durées) nous avons procédé à l'ajustement des lois Gamma (suggérée par SAFARHY) et Lognormale, en versions à deux paramètres. L'objectif était de définir un seul type de loi capable de s'ajuster au mieux à l'ensemble des séries qui présentent des coefficients de dissymétrie importants avec un minimum de paramètres. Pour ces deux lois, SAFARHY estime les paramètres par les méthodes des moments et du maximum de vraisemblance.

Pour juger et comparer les ajustements nous nous sommes basés sur le test du χ^2 et sur l'aspect visuel de la dispersion des points autour de la loi théorique, surtout dans l'intervalle des quantiles correspondants aux périodes de retour entre 1 et 5 ans.

S'agissant de séries partielles l'expression de la période de retour en années devient:

$$T = \frac{1}{\lambda(1 - F(x))} \quad (\text{éq. 11})$$

où F est la fréquence de non-dépassement théorique pour une valeur de la variable x et λ est le nombre d'événements de cette variable par an.

Pour juger l'aspect visuel des ajustements nous avons retenu l'expression de Hazen (l'une des deux offertes par SAFARHY pour estimer les fréquences empiriques) :

$$F(x) = \frac{i - 0,5}{n} \quad (\text{éq. 12})$$

où $F(x)$ est l'estimation de la fréquence de non-dépassement de la variable x dont le rang est i parmi les n valeurs de la série classées par ordre croissante.

Résultats des ajustements des courbes IDF locales

A un seuil de confiance de 95%, c'est à dire si nous acceptons un risque de première espèce de 5% dans le cas où l'hypothèse que la série est un échantillon de la loi testée, la lognormale est acceptée pour 77 des 98 séries, tandis que la loi gamma compte 55 acceptations. Pour les deux lois les meilleurs résultats ont été obtenus avec la méthode d'estimation de paramètres par la méthode du maximum de vraisemblance.

Malgré sa bonne performance globale la loi lognormale ne représente pas bien les quantiles extrêmes justement ceux qui intéressent cette étude, soit ceux correspondants aux périodes de retour supérieures entre 1 et 5 ans dans nos séries partielles. Par contre, la loi gamma, en confirmant sa nature liée aux valeurs extrêmes, s'ajuste de manière satisfaisante à ces quantiles. Pour cette raison nous l'avons retenue pour établir les relations IDF pour les périodes de retour de 1 jusqu'à 5 ans.

Les résultats sont présentés dans le tableau 13. En les comparant avec ceux d'une étude antérieure (Silveira, 1993) on observe que les intensités actuelles sont en général plus élevées pour les 10 postes communs (postes P1 à P10). La raison la plus probable est que pour l'étude actuelle nous avons eu le temps de critiquer avec plus de rigueur les données de base existantes et de compléter plusieurs lacunes de précipitation par dépouillement direct des pluviogrammes. En bref les résultats actuels sont plus fiables.

On rappelle que la loi de probabilités gamma à deux paramètres d'une variable x est donnée par:

$$f(x, \alpha, \beta) = \frac{1}{|\beta|^\alpha \Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-x/\beta} \quad (\text{éq. 13})$$

α et β étant les paramètres et $\Gamma(\alpha)$ la fonction gamma..

On verra par la suite que les courbes IDF calculées sont plus proches de celles déjà disponibles pour Porto Alegre.

Comparaison avec les courbes IDF de Porto Alegre

Trois postes du réseau du Dilúvio correspondent à des sites de mesure pluviographique de longue durée. Le poste P1 a été réinstallé par l'IPH dans le cadre du *Projeto Dilúvio* à peu près au même endroit que l'ancien poste officiel de Porto Alegre, qui a fonctionné jusqu'à 1974, avant que le 8^{ème} District de la Météorologie Nationale ne déménage dans l'actuel site, où a été installé ce qui nous appelons le poste P5 dans le réseau du Dilúvio. Ce poste officiel est le seul qui reste en fonctionnement dans le bassin du Dilúvio depuis 1984. Le troisième poste de longue durée était le poste du IPH/DEPREC, le poste P10 du réseau, supprimé en 1983.

Trois expressions de courbes IDF sont disponibles pour le site du poste P1, celles de Pfafstetter (1957), de Camilo de Menezes et Noronha (DNOS, 1968) et du DMAE (1972).

En se basant sur une série de 24 ans Pfafstetter (1957) a proposé pour Porto Alegre (coordonnées 30°02'sud et 51°13'ouest) la même loi empirique appliquée pour tous les postes de la Météorologie Nationale de l'époque. Cette loi avec les coefficients ajustés aux précipitations maximales annuelles pour chaque durée de Porto Alegre, pour les intensités, a l'expression suivante, valide pour les durées de 5 min jusqu'à 48 h:

$$i = \frac{1}{t} T^{\alpha + \frac{0,08}{T^{0,25}}} [0,4t + 22 \log_{10}(1 + 20t)] \quad (\text{éq. 14})$$

i étant l'intensité en mm/h, T la période de retour en années; t la durée en heures et α un coefficient fonction de la durée (tableau 14).

Tableau 13 - Courbes IDF des pluviographes du bassin du Dilúvio (mm/h)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
T = 1 an														
t=30min	48,9	42,7	40,6	45,4	45,8	34,1	52,0	44,4	49,4	46,8	37,5	34,9	37,1	40,0
t=60 min	30,6	30,7	26,5	29,7	28,9	22,9	32,4	30,3	33,0	32,3	26,7	23,9	25,9	25,3
t=90 min	21,7	22,7	21,2	23,1	21,3	17,4	23,2	22,2	25,0	24,2	20,3	17,1	19,7	18,9
t=120 min	17,8	18,6	17,8	19,0	16,0	14,6	18,7	18,8	20,4	19,7	17,1	14,2	16,1	15,8
t=240 min	11,1	11,5	11,1	11,1	11,1	8,8	11,6	11,8	13,1	12,9	11,3	8,7	11,2	10,6
t=360 min	8,6	9,2	8,8	8,1	8,5	6,6	9,2	9,5	10,0	10,3	8,9	6,8	8,2	8,4
t=480min	6,4	7,2	7,6	6,4	6,5	5,7	7,1	7,4	7,7	6,5	6,9	5,7	6,5	7,2
T = 2 ans														
t=30min	56,7	49,2	46,6	51,8	52,9	39,5	60,0	51,3	56,9	54,2	43,0	40,2	42,5	46,2
t=60 min	35,1	35,2	30,1	33,7	33,1	26,4	37,1	34,8	37,9	37,2	30,4	27,4	29,6	28,9
t=90 min	24,8	25,9	24,2	26,1	24,3	20,0	26,4	25,4	28,6	27,8	23,0	19,2	22,4	21,6
t=120 min	20,3	21,2	20,3	21,5	18,3	16,8	21,2	21,5	23,3	22,7	19,5	16,0	18,4	17,9
t=240 min	12,7	13,0	12,6	12,6	12,6	10,1	13,2	13,6	15,1	14,8	12,9	9,7	12,8	12,2
t=360 min	10,1	10,6	10,3	9,3	9,8	7,6	10,7	11,1	11,6	12,1	10,3	7,7	9,4	9,8
t=480min	7,7	8,4	9,1	7,3	7,6	6,8	8,4	8,8	9,0	7,6	8,1	6,6	7,6	8,6
T = 3 ans														
t=30min	61,3	53,0	50,1	55,5	57,0	42,7	64,6	55,4	61,3	58,5	46,2	43,3	45,5	49,8
t=60 min	37,8	37,9	32,2	35,9	35,5	28,5	39,9	37,4	40,7	40,1	32,6	29,4	31,7	31,1
t=90 min	26,6	27,8	25,9	27,8	26,0	21,5	28,2	27,3	30,6	30,0	24,6	20,5	24,0	23,1
t=120 min	21,7	22,7	21,7	22,9	19,6	18,0	22,7	23,0	25,0	24,4	20,8	17,1	19,7	19,2
t=240 min	13,7	13,9	13,5	13,4	13,5	10,9	14,2	14,6	16,2	16,0	13,8	10,3	13,7	13,1
t=360 min	10,9	11,4	11,1	9,9	10,5	8,2	11,6	12,1	12,6	13,2	11,1	8,2	10,1	10,6
t=480min	8,4	9,1	10,0	7,8	8,3	7,4	9,1	9,5	9,7	8,3	8,7	7,1	8,1	9,4
T = 4 ans														
t=30min	64,5	55,7	52,5	58,2	60,0	45,0	68,0	58,2	64,4	61,5	48,4	45,4	47,7	52,4
t=60 min	39,6	39,7	33,7	37,5	37,3	29,9	41,8	39,3	42,7	42,2	34,2	30,9	33,2	32,6
t=90 min	27,8	29,1	27,1	29,0	27,3	22,6	29,5	28,6	32,1	31,5	25,7	21,3	25,1	24,2
t=120 min	22,8	23,8	22,7	23,9	20,5	18,9	23,7	24,1	26,2	25,6	21,8	17,8	20,6	20,1
t=240 min	14,4	14,5	14,1	14,0	14,2	11,5	14,8	15,3	17,0	16,8	14,4	10,7	14,4	13,7
t=360 min	11,5	12,0	11,7	10,4	11,0	8,6	12,1	12,7	13,2	13,9	11,7	8,5	10,5	11,1
t=480 min	8,8	9,6	10,6	8,2	8,7	7,9	9,6	10,1	10,3	8,7	9,2	7,4	8,6	10,0
T = 5 ans														
t=30 min	67,0	57,8	54,4	60,2	62,2	46,8	70,5	60,5	66,8	63,9	50,1	47,1	49,4	54,4
t=60 min	41,1	41,2	34,9	38,7	38,6	31,1	43,3	40,8	44,2	43,8	35,3	32,0	34,4	33,7
t=90 min	28,8	30,1	28,0	29,9	28,2	23,4	30,5	29,6	33,2	32,6	26,6	22,0	26,0	25,0
t=120 min	23,6	24,6	23,5	24,7	21,2	19,6	24,5	25,0	27,1	26,6	22,5	18,4	21,4	20,7
t=240 min	14,9	15,0	14,6	14,4	14,6	11,9	15,3	15,8	17,7	17,4	14,9	11,0	14,9	14,2
t=360 min	12,0	12,4	12,1	10,8	11,4	8,9	12,6	13,2	13,8	14,5	12,1	8,8	10,9	11,6
t=480 min	9,2	9,9	11,0	8,5	9,1	8,2	10,0	10,5	10,7	9,1	9,5	7,7	8,9	10,4

Tableau 14 - Paramètre α de Pfafstetter (1957)

	t=5 min	t=15 min	t=30 min	t=1 h	t=2 h	t=4 h	t=8 h	t=14 h	t=24 h	t=48 h
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,174	0,170	0,166

Pour l'IDF de Camilo de Menezes et Noronha, le seul document qui nous avons pu trouver et qui donne un petit aperçu sur la méthode appliquée, c'est le rapport du DNOS (1968). Il semble que leur formule a été encore basée sur le concept de 'l'intensité maximale' de précipitation, c'est à dire basée seulement sur des intensités maximales annuelles de courte durée (une valeur par an sans tenir compte de la durée). Cette façon de caractériser les précipitations intenses est la même trouvée dans Machado (1950), un ouvrage classique sur le climat du *Rio Grande do Sul*, jamais actualisé. Avec les données acquises entre 1914 et 1967, les auteurs ci-dessus ont fait un calage mathématique de l'expression:

$$i = \frac{a}{t + b} \quad (\text{éq. 15})$$

i étant l'intensité en mm/h, t la durée en minutes, et a et b des paramètres liés empiriquement à la période de retour T . Les valeurs de a et b sont dans le tableau 15.

Tableau 15 - Paramètres de Camilo de Menezes et Noronha

	T=2 ans	T=5 ans	T=10 ans	T=15 ans	T=30 ans
a	539	1217	1712	2874	5714
b	1,3	2,4	3,9	8,6	16,5

L'IDF de Camilo de Menezes et Noronha donne des intensités clairement sous-estimées. Pourtant, quelques publications en hydrologie la citent comme l'IDF de Porto Alegre, dont l'ouvrage célèbre de Wilken (1978), en ignorant une IDF mieux établie, celle du DMAE (1972).

L'expression du DMAE (1972) pour ce même poste de la Météorologie Nationale a été calculée avec la série de 1940 jusqu'à la moitié de 1972, soit 32,5 ans. En plus de la durée de la période, la différence principale par rapport à celle de Pfafstetter (1957) se trouve dans la construction des séries et dans la méthode de calcul appliquée. Tout d'abord 107 averses ont été sélectionnées, mais les séries construites ont gardé seulement la valeur maximale de chaque année. Ensuite la loi de Gumbel a été ajustée aux séries annuelles de chaque durée ainsi construites. Une expression analytique a été ensuite ajustée par la méthode des moindres carrés pour représenter tout le faisceau des courbes IDF. Valable pour des intensités ayant des durées jusqu'à 2 h (les séries étudiées avaient les durées de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 75, 90, 105 et 120 minutes) l'expression finale est la suivante:

$$i = \frac{1265,67T^{0,052}}{(t + 12)^{0,88/r^{0,05}}} \quad (\text{éq. 16})$$

i étant l'intensité en mm/h, T la période de retour en années et t la durée en minutes.

Cette expression est l'une des 4 courbes IDF officialisées par le Département d'Assainissement Pluvial de Porto Alegre (DEP, 1992).

La comparaison entre les relations IDF de Pfafstetter et DMAE et celle de cette étude pour le poste P1 révèle que les trois donnent des valeurs très proches comme, comme on peut vérifier dans le tableau 16, pour la période de retour de 5 ans. Ce fait révèle la robustesse de ces relations calculées de trois manières différentes.

Tableau 16 - Intensités à P1 (mm/h) T = 5 ans

	t=30 min	t=60 min	t=120min
Idf Pfafstetter	62,9	41,3	25,8
Idf Menezes et Noronha	37,5	19,5	9,9
Idf DMAE	66,2	42,7	26,1
Idf Présente étude	67,0	41,1	23,6

Pour le site officiel du poste P5, nous disposons de l'expression IDF établie par le DEP (1992). Les séries étudiées comportaient les intensités maximales annuelles entre 1974 (année d'installation du poste) et 1989, sur les durées de 10, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150 et 180 minutes. Comme l'avait fait DMAE (1972), la loi de Gumbel a été utilisée pour l'ajustement de toutes les séries puis une expression analytique a été ajustée par la méthode des moindres carrées pour représenter la famille des courbes IDF. L'expression obtenue est la suivante:

$$i = \frac{2491,782T^{0,192}}{(t + 16)^{1,021}} \quad (\text{éq. 17})$$

i étant l'intensité en mm/h, T la période de retour en années et t la durée en minutes

La comparaison du tableau 17 montre que les résultats pour ce site sont aussi assez proches.

Tableau 17 - Intensités (mm/h) à P5 T = 5 ans

	t=30 min	t=60 min	t=120 min
Idf DEP	68,1	40,8	22,5
Idf Présente étude	62,2	38,6	21,2

Finalement, pour le site du poste P13 sont disponibles deux expressions pour ses relations IDF. Celle établie en premier est due à Diaz (1987):

$$i = \frac{376,825T^{0,211}}{(t + b)^{0,65457^{0,01}}} \quad (\text{éq. 18})$$

i étant l'intensité en mm/h, T la période de retour en années et t la durée en minutes.

Tableau 18 - Paramètre b de Diaz (1987)

	T = 2 ans	T = 5 ans	T ≥ 10 ans
b	9	6	3

L'autre courbe a été établie par le DEP (1992) et présente l'expression analytique suivante:

$$i = \frac{509,859T^{0,196}}{(t + 10)^{0,72}} \quad (\text{éq. 19})$$

i étant l'intensité en mm/h, T la période de retour en années et t la durée en minutes.

Ces deux expressions ont été calculées en utilisant les mêmes données de base, soit les pluviogrammes de 1964 jusqu'à 1983. Les deux auteurs ont défini des séries de valeurs maximales annuelles pour plusieurs durées et ensuite ajustée la loi de Gumbel. Ce ne sera que dans la forme de l'équation analytique que l'on va observer des différences. Néanmoins, cela n'apporte aucun biais significatif et les résultats finaux des deux expressions sont très semblables. La comparaison entre ces résultats et les nôtres (avec des séries partielles) montre qu'ils sont très proches. Le tableau 19 donne un exemple en présentant quelques valeurs pour la période de retour de 5 ans.

Tableau 19 - Intensités (mm/h) à P13 T = 5 ans

	t=30 min	t=60 min	t=120 min
Idf Diaz	48,8	32,6	21,2
Idf DEP	49,1	32,8	21,0
Idf Présente étude	49,4	34,4	21,4

Toutes ces comparaisons ont été rassurantes pour la poursuite de notre étude. Apparemment les séries partielles sur lesquelles nous travaillons sont capables de fournir des courbes IDF fiables. En admettant que cela soit vrai pour tous les postes et non seulement pour les postes P1, P5 et P13, les conclusions concernant la variabilité spatiale des courbes IDF seront aussi fiables.

Hyétogrammes réels et les relations IDF

Comment se comportent les périodes de retour des fractions d'un hyétogramme autour de sa partie la plus intense? C'est une question intéressante pour guider une utilisation ultérieure des relations IDF dans l'estimation des hyétogrammes de projet. Pour évaluer cela nous avons fait usage d'expressions analytiques simples ajustées aux valeurs des courbes IDF du tableau 13.

L'expression générale était du type:

$$i = \frac{aT^b}{t^n} \quad (\text{éq. 20})$$

i étant l'intensité mm/h, T la période de retour entre 1 et 5 années, t la durée en minutes et a , b et n sont les paramètres dont l'estimation est dans le tableau 20.

Tableau 20 - Paramètres des expressions simplifiées des IDF

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
a	542	414	306	544	472	329	563	392	479	489	299	359	317	298
b	0,192	0,182	0,186	0,169	0,183	0,194	0,184	0,191	0,188	0,195	0,180	0,168	0,179	0,189
n	0,709	0,649	0,598	0,711	0,688	0,656	0,704	0,635	0,659	0,672	0,599	0,673	0,620	0,604

Nous avons utilisé les expressions IDF simplifiées pour sélectionner les événements de tous les postes qui présentaient des intensités en 30 min avec période de retour entre 1 et 5 ans. Ensuite pour chacun de ces événements nous avons déterminé la valeur voisine qui donnait l'intensité la plus élevée en 60 min. Nous avons appliqué le même raisonnement pour les intensités en 90 et 120 min.

Les résultats obtenus ont montré que la période de retour des intensités décroît avec la durée dans un même événement autour de la partie la plus intense. En moyenne la période de retour pour l'intensité en 60 min vau environ 50% de celle de 30 min. Pour les intensités de 90 et 120 min les pourcentages tombent à 30% et 20% en moyennes respectivement. Au-delà de 120 min il semble y avoir une stabilisation autour de 20%. Cela veut dire que, par exemple, si l'intensité en 30 min a une période de retour de 5 années le développement de hyétogramme aura des périodes de retour d'environ 2,5 ans sur 60 min, de 1,5 ans sur 90 min et de 1 an sur 120 min et au-delà.

Ces rapports moyens de périodes de retour dans un hyétogramme nous indiquent que si tous les composants d'un hyétogramme de projet sont issus indépendamment d'une même IDF, son volume sera probablement exagéré.

La corrélation spatiale du réseau du Dilúvio

La corrélation spatiale est une caractéristique importante indispensable à la compréhension de la précipitation sur une région. Pour le bassin du Dilúvio nous avons estimé le coefficient de corrélation linéaire entre chaque paire de postes en prenant leurs séries concomitantes pour chaque durée. L'expression d'estimation du coefficient de corrélation linéaire utilisée s'écrit:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{éq. 21})$$

x_i et y_i étant les valeurs concomitantes de deux séries de taille commune n , et \bar{x} et \bar{y} sont leurs moyennes estimées sur la série moyenne.

Les résultats montrent une moyenne globale de 0,77, toutes les durées confondues. Les coefficients moyens pour chaque durée sont dans le tableau 21:

Tableau 21 - Coefficients de corrélation croisée moyens

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
r	0,72	0,74	0,77	0,77	0,80	0,81	0,80

Comment interpréter des coefficients aussi élevés? Tout d'abord c'est un indice qui confirme l'idée préalable selon laquelle le réseau est suffisamment dense pour 'visualiser' les cellules de pluie courantes qui se déplacent sur le bassin.

Du point de vue statistique ces forts coefficients, même s'ils ne permettent pas de conclure eux-mêmes sur l'existence d'une loi unique représentative de tous les postes, indiquent que l'information apportée par le réseau est souvent redondante.

Une façon empirique d'évaluer l'effet de la corrélation interposte consiste à 'mélanger' toutes les séries de même durée des 14 postes du réseau. On observe à peu près la même chose pour toutes les séries ainsi formées (ordonnées): la présence de plusieurs groupes successifs de valeurs issues chacun d'un même événement. On cite l'exemple de la série de 30 min dont les 20 premières valeurs en ordre décroissant correspondent à seulement 3 événements. Cette proportion appliquée au nombre de postes, en occurrence 14, donne seulement 2 postes équivalents indépendants. Il est intéressant de noter que l'équation 9, pour $r=m_c=0,77$, donne $n_c=1,3$, soit 2 postes dans la pratique.

Le problème de la série 'mélangée' est de savoir comment l'épurer des éléments redondants, car les garder la biaiserait, surtout en présence d'une telle corrélation.

Un autre aspect important est de vérifier si les corrélations croisées montrent une tendance par rapport aux distances interpostes ce qui peut traduire une certaine structure spatiale qui faciliterait les raisonnements à propos de la modélisation des précipitations.

La figure 8 montre toutes les corrélations observées, toutes séries confondues. Une tendance générale de décroissance du coefficient de corrélation avec la distance est visible, cependant on observe beaucoup de dispersion, ce qui peut être considéré comme naturel. La faible vitesse de decorrélation est aussi naturelle en principe, étant donnée l'ordre de grandeur des distances par rapport à ce que l'on connaît en général sur les dimensions des cellules de pluie. Au bassin Dilúvio on peut ajouter aussi le fait que son régime pluviométrique est assez homogène au cours de l'année par rapport à d'autres régions de la planète.

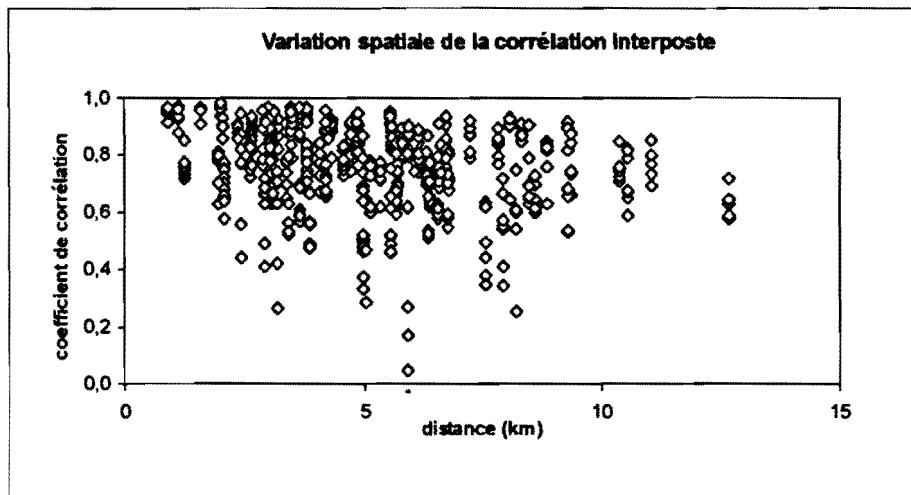


Figure 8 - Corrélation interposte en fonction de la distance dans le bassin Dilúvio

Ces deux constatations principales, la corrélation élevée des séries de précipitations et sa faible décroissance spatiale auront un rôle important par la suite.

IDF régionale des 14 postes et son intervalle de confiance

Comme nous l'avons établi ci-dessus, notre démarche d'analyse des relations IDF dans l'espace du bassin du Dilúvio commence par l'estimation d'une loi régionale non adimensionnelle et son intervalle de confiance, en considérant les 14 postes du réseau. La moyenne pondérée proposée donne pour les quantiles choisis les valeurs présentées dans le tableau 22. Dans ce tableau on présente aussi, entre parenthèses, les écarts-type calculés correspondants.

Les écarts-type des quantiles régionaux qui sont importants pour le calcul des intervalles de confiance ont été estimés par l'expression 8 où intervient le calcul de la moyenne pondérée des écarts-type locaux et le nombre équivalent de postes indépendants de chaque quantile régional.

Tableau 22 - IDF régionale des 14 postes et écarts-type (mm/h)

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
T = 1 an	43,2 (2,71)	28,7 (1,84)	21,4 (1,36)	17,6 (1,11)	11,2 (0,78)	8,7 (0,73)	6,9 (0,60)
T = 2 ans	49,8 (3,20)	32,8 (2,17)	24,4 (1,60)	20,0 (1,31)	12,8 (0,93)	10,1 (0,89)	8,1 (0,75)
T = 3 ans	53,6 (3,50)	35,2 (2,36)	26,2 (1,74)	21,5 (1,42)	13,7 (1,01)	10,9 (0,98)	8,8 (0,83)
T = 4 ans	56,4 (3,70)	37,0 (2,50)	27,4 (1,83)	22,5 (1,50)	14,4 (1,07)	11,5 (1,04)	9,3 (0,89)
T = 5ans	58,5 (3,86)	38,3 (2,60)	28,3 (1,91)	23,2 (1,56)	14,8 (1,12)	11,9 (1,09)	9,6 (0,93)

Nous avons appliqué pour l'estimation des écarts-type locaux l'expression 22 ci-dessous extraite du manuel du logiciel SAFARHY:

$$s_{xp} \approx \sqrt{\frac{\mu_2}{n} \left[1 + k_p \gamma_1 + \frac{k_p^2}{4} (\gamma_2 - 1) \right]} \quad (\text{éq. 22})$$

s_{xp} étant l'écart type local de la variable x pour le quantile p , μ_2 est estimée par la variance de x , k_p est le facteur de fréquence de la distribution dite SP (*Standardized Pearson III*) et n est la taille de la série. γ_1 et γ_2 sont donnés par:

$$\gamma_1 \approx \frac{2}{\sqrt{\alpha}} \quad \gamma_2 \approx 3 \left(1 + \frac{\gamma_1^2}{2} \right)$$

α étant l'un des deux paramètres de la loi gamma.

Pour estimer les facteurs de fréquence k_p , nous avons utilisé une autre formule du manuel de SAFARHY qui est déduite de la relation entre la distribution χ^2 et la distribution gamma à deux paramètres:

$$k_p = \frac{\chi_p^2(2\alpha)}{2\sqrt{\alpha}} - \sqrt{\alpha} \quad (\text{éq. 23})$$

Pour l'évaluation de χ^2 nous avons utilisé l'expression analytique approximative issue de la transformation de Wilson-Hilferty (Masson, 1982), qui malgré sa meilleure adéquation pour $\nu > 30$, donne des résultats acceptables en deçà de cette limite, surtout si le quantile ne correspond pas à des probabilités trop élevées.

$$\chi_p^2(\nu) = \nu \left(1 - \frac{2}{9\nu} + u_p \sqrt{\frac{2}{9\nu}} \right)^3 \quad (\text{éq. 24})$$

Les nombres de postes équivalents, à leur tour, ont été estimés par le biais de l'expression 9 dans laquelle il fallait encore estimer la mesure de corrélation m_c . Cette mesure de corrélation, d'après Blochinov (1970), cité dans Gottschalk (1989), s'agissant de l'estimation d'un écart-type, devrait correspondre au carré du coefficient de corrélation croisé moyen de la variable concernée. La mesure m_c cherchée est donc le carré du coefficient de corrélation moyen du quantile.

L'expression du coefficient de corrélation d'un quantile de deux séries qui suivent la loi gamma à deux paramètres a été établie par Blochinov (1970) comme:

$$\rho_{xy} = \rho \frac{\left\{ k_x k_y + \frac{1}{2} \rho \left(\frac{\partial k_x}{\partial C_x} \right) \left(\frac{\partial k_y}{\partial C_y} \right) \right\}}{\left[\left[k_x^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial k_x}{\partial C_x} \right)^2 \right] \left[k_y^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial k_y}{\partial C_y} \right)^2 \right] \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{éq. 25})$$

Les estimations de ρ , déjà présentées dans le tableau 21, ont été faites par le biais de l'équation 21 (91 couples de séries pour chaque durée). C représente le coefficient de variation de chaque série qui dans le cas de la loi gamma peut être relié au coefficient α par:

$$C = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \quad (\text{éq. 26})$$

On présente dans le tableau 23 les moyennes des estimations de ρ_{xy} sur les mêmes 91 couples de postes possibles pour chaque durée considérée et correspondantes à la période de retour de 5 ans. Les nombres équivalents de postes sont aussi présentés. On a pu vérifier que pour les autres périodes de retour entre 1 et 4 ans les résultats sont très proches de ceux obtenus pour 5 ans.

Tableau 23 - Corrélations et nombre de postes indépendants pour le quantile T=5 ans

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
$\rho_{T=5}$	0,63	0,65	0,68	0,68	0,72	0,73	0,71
n_e	2,29	2,17	2,00	1,99	1,82	1,76	1,85

Avec ces n_e on a calculé des valeurs de s_p , entre parenthèses dans le tableau 22. Ces valeurs, avant d'être utilisées pour calculer des intervalles de confiance, ont été évaluées par le biais de simulations de type Monte Carlo. Le but, en appliquant une méthode différente, était de faire une sorte de validation, avant de tirer des conclusions sur les intervalles de confiance.

Simulations Monte Carlo des écart-types des quantiles régionaux

Avec les paramètres des lois gamma des 14 postes nous avons simulé des réalisations concomitantes dans le but de produire plusieurs séries artificielles simultanées pour analyser l'effet de la corrélation moyenne interposte sur les quantiles d'une loi régionale. Cela a été fait séparément pour chacune des 7 durées considérées.

Un tirage au sort pour chaque durée correspondait pour nous à la simulation de plusieurs réalisations concomitantes jusqu'à la limite maximale de cette durée (voir tableau 10). On éliminait, ensuite, aléatoirement, quelques réalisations particulières de façon à respecter les tailles réelles de chaque série individuelle présentées dans le tableau 11. Chaque tirage au sort engendre donc 14 séries (une par poste) avec des tailles égales aux séries réelles correspondantes. Cela veut dire que pour chaque tirage au sort nous avons eu un jeu de quantiles régionaux identiques à ceux du tableau 22.

Un nombre suffisant de tirages au sort pour chaque durée permettrait d'évaluer la variabilité de ses quantiles régionaux. Pour tester cette variabilité par rapport à la corrélation interposte, nous avons considéré 6 valeurs de coefficients de corrélation croisés moyens interposte: 0,01 , 0,2 , 0,4 , 0,6 , 0,8 et 0,99. De cette manière on peut juger la situation réelle qui présente un coefficient proche de 0,8.

La simulation de réalisations concomitantes corrélées exige qu'on fasse appel à l'analyse multivariable. L'idée générale est la même que celle de Hosking et Wallis (1988); on simule d'abord la réalisation d'une loi multinormale réduite avec une matrice de corrélation interposte et après on transforme chaque loi marginale en loi désirée.

Pour les 14 postes du Dilúvio cela correspond à la simulation multinormale de 14 séries ponctuelles, ayant chacune une moyenne nulle et une variance unitée, reliées par une matrice de corrélation interposte dont la valeur moyenne est établie par avance. Après on utilise les 14 paires 'réelles' des coefficients des lois gamma individuelles pour calculer les précipitations des 14 postes, par le biais de relations connues avec la loi normale réduite.

Pour construire la matrice de corrélation représentative de la corrélation interposte moyenne simulée, nous avons appliqué la même fonction génératrice de Hosking et Wallis (1988):

$$\rho_{ij} = e^{-k\nu} \quad (\text{éq. 27})$$

ρ_{ij} étant la corrélation entre les postes i et j , ν leur distance et k un coefficient convenable pour la valeur prédéfinie de la moyenne de ρ_{ij} .

Nous avons considéré une même matrice de corrélation pour toutes les durées.

Pour faire la simulation multinormale corrélée nous nous sommes basés sur des relations de l'analyse en composantes principales (ACP) qui transforme un ensemble de variables corrélées en un autre de variables non-corrélées capable de fournir les mêmes informations que l'ensemble original (Chatfield et Collins, 1980).

Si les n réalisations de l'ensemble de variables x_j , $j=1, \dots, m$, m = nombre de postes, sont représentées par la matrice X , l'ACP nous indique que la matrice correspondante Y des variables y_j non corrélées est obtenue par:

$$Y = X*V \quad (\text{éq. 28})$$

V étant la matrice carrée d'ordre m des vecteurs propres de la matrice de covariance de X .

Une propriété importante est que la matrice de covariance de Y , notée Λ , est une matrice carrée d'ordre m dont les valeurs de la diagonale principale sont justement les valeurs propres de la matrice de covariance de X . Evidemment, la non corrélation oblige que la diagonale principale soit non nulle.

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \lambda_m \end{bmatrix}$$

où $\lambda_1 > \lambda_2 > \dots > \lambda_m$ sont les valeurs propres de X .

Nous avons profité de ces propriétés pour faire chaque tirage au sort des 14 séries multinormales corrélées. C'est à dire, si l'on fait le tirage au sort de 14 séries normales indépendantes avec des moyennes nulles et des variances $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_{14}$ on obtient justement une matrice Y . Les λ sont les valeurs propres de la matrice de covariance simulée. Par conséquent, les 14 séries normales réduites corrélées correspondantes, soit une matrice X , sont facilement calculées par:

$$X = Y*V^T \quad (\text{éq. 29})$$

V^T étant la matrice transposée des vecteurs propres de la matrice de covariance simulée.

On note que l'orthonormalité de V conduit à $V^T = V^{-1}$.

Les valeurs propres des 6 matrices simulées sont indiquées dans le tableau 24. Ces valeurs propres en pourcentage peuvent être interprétées comme le pourcentage de la variance totale expliquée par chaque composante. On vérifie que pour $\rho = 0,8$, soit approximativement la corrélation interposte moyenne du réseau du Dilúvio, deux composantes expliquent presque 90% de la variance, ce qui serait une autre façon d'évaluer le nombre équivalent de postes, qui dans ce cas serait égal à 2, environ.

Tableau 24 - Valeurs propres des matrices de corrélation simulées en %

	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	λ_5	λ_6	λ_7	λ_8	λ_9	λ_{10}	λ_{11}	λ_{12}	λ_{13}	λ_{14}
$\rho=0,01$	9,37	8,11	7,40	7,37	7,22	7,19	7,11	7,10	7,05	6,92	6,89	6,63	6,21	5,43
$\rho=0,2$	27,54	14,18	10,02	7,97	6,62	6,25	4,68	4,63	4,22	3,52	3,29	2,89	2,41	1,78
$\rho=0,4$	45,49	14,93	8,54	6,55	4,38	4,26	2,85	2,80	2,52	1,98	1,83	1,61	1,31	0,95
$\rho=0,6$	63,42	12,25	6,03	4,44	2,58	2,54	1,61	1,57	1,41	1,08	0,99	0,87	0,70	0,51
$\rho=0,8$	81,55	7,11	3,13	2,18	1,15	1,13	0,70	0,68	0,61	0,46	0,42	0,37	0,30	0,21
$\rho=0,99$	99,06	0,40	0,16	0,11	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01

Ces valeurs propres en pourcentage peuvent être interprétées comme le pourcentage de la variance totale expliquée par chaque composante. On vérifie que pour $\rho = 0,8$, soit approximativement la corrélation interposte moyenne du réseau du Dilúvio, deux composantes expliquent presque 90% de la variance, ce qui serait une autre façon d'évaluer le nombre équivalent de postes, qui dans ce cas serait égal à 2, environ.

Pour chaque valeur de corrélation et chaque durée nous avons fait 200 tirages au sort. Une certaine stabilisation des valeurs des écart-types des quantiles a été observée à partir de 150.

La figure 9 ci-dessous montre que les écart-types simulés par Monte Carlo sont très proches de ceux calculés par la méthode expliquée plus haut basée sur le nombre équivalent de postes indépendants. Par conséquent la méthode de calcul des intervalles de confiance régionaux semble être adéquate.

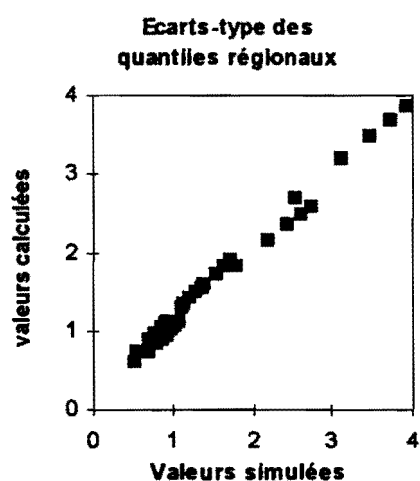


Figure 9 - Ecart-type (mm/h) calculés et simulés des quantiles de l'IDF régionale

Recherche de zones IDF distinctes

Comme indiqué plus haut, nous avons comparé chaque courbe IDF avec la courbe régionale de l'ensemble des 14 postes et son intervalle de confiance. Nous avons adopté un seuil de confiance de 90%. Le tableau 25 donne les limites supérieure et inférieure des intervalles de confiance pour chaque durée et période de retour considérées.

Tableau 25 - Intervalles de confiance à 90% de l'IDF régionale des 14 postes (mm/h)

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
T = 1 an	38,0 - 48,4	25,0 - 32,3	18,5 - 24,3	15,2 - 20,0	9,4 - 13,0	7,0 - 10,5	5,5 - 8,3
T = 2 ans	43,6 - 56,0	28,5 - 37,2	21,0 - 27,8	17,2 - 22,8	10,6 - 14,9	8,0 - 12,2	6,4 - 9,8
T = 3 ans	46,9 - 60,4	30,5 - 40,0	22,5 - 29,9	18,4 - 24,5	11,4 - 16,1	8,6 - 13,2	6,9 - 10,7
T = 4 ans	49,2 - 63,5	32,0 - 42,0	23,5 - 31,3	19,2 - 25,7	11,9 - 16,8	9,0 - 13,9	7,2 - 11,3
T = 5 ans	51,0 - 65,9	33,1 - 43,5	24,3 - 32,4	19,9 - 26,6	12,3 - 17,4	9,3 - 14,5	7,5 - 11,8

La figure 10 illustre le comportement des postes pour la durée de 30 min et période de retour de 5 ans.

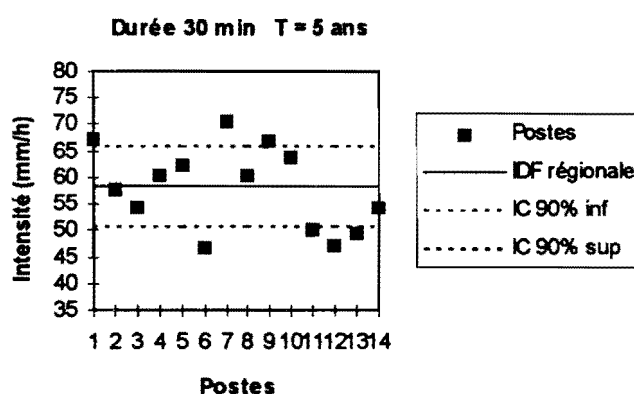


Figure 10 - Ecart des IDF des postes par rapport à l'IDF régionale

Les postes dont les IDF s'écartent le plus des intervalles ci-dessus sont P6, P7 et P12. On vérifie aussi que les IDF des postes 11 et 13 sont aussi très proches de la limite inférieure de l'intervalle de confiance. A la limite supérieure, en plus du poste P7, on observe aussi un écart plus net des IDF des postes P1 et P9. Cette différence de comportement nous amène à penser que l'urbanisation pourrait en être à l'origine. On constate une tendance des postes de la moitié aval du bassin, celle densément urbanisée, à présenter des intensités plus élevées que ceux de la moitié amont qui est très peu urbanisée. On n'a pas assez de données pour prouver cette hypothèse, cependant si l'on considère séparément un groupe de postes 'urbains' (en rouge dans la figure 11), composé par

les postes P1, P2, P3, P4, P5, P7, P8, P9 et P10, et autre 'rural' (en vert dans la figure 11), constitué par les postes P6, P11, P12, P13 et P14, on observe les écarts du tableau 26.

Tableau 26 - Les IDF régionales des groupes 'urbain' et 'rural' (mm/h)

	t=30 min		t=60 min		t=90 min		t=120 min		t=240 min		t=360 min		t=480 min	
	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur
T = 1 an	46,2	36,9	30,4	25,0	22,7	18,8	18,5	15,7	11,7	10,2	9,1	7,9	7,1	6,5
T = 2 ans	53,3	42,4	34,8	28,6	25,8	21,4	21,0	17,9	13,3	11,7	10,6	9,1	8,3	7,6
T = 3 ans	57,4	45,7	37,4	30,7	27,7	22,9	22,5	19,2	14,3	12,5	11,4	9,8	9,0	8,3
T = 4 ans	60,3	48,0	39,2	32,2	29,0	24,0	23,6	20,0	15,0	13,1	12,0	10,3	9,5	8,7
T = 5 ans	62,5	49,8	40,6	33,4	30,0	24,8	24,4	20,7	15,5	13,5	12,5	10,7	9,9	9,1
Urb/Rur	1,26		1,22		1,21		1,18		1,15		1,16		1,09	

Les figures des courbes IDF des groupes 'urbain' et 'rural' sont dans la figure 11. Les valeurs moyennes des rapports entre les intensités des deux groupes (tableau 26, dernière ligne) nous indiquent qu'en moyenne les intensités de précipitation dans la partie aval du bassin du Dilúvio sont significativement plus élevées que dans la partie amont, pour des durées entre 30 et 480 min. Les majorations relatives sont d'autant plus importantes que les durées sont petites. Comme les intensités fortes de courte durée arrivent préférentiellement en été, saison où le phénomène de l'île de chaleur est plus important, favorisant les processus convectifs, cela semble logique.

Les intervalles de confiance à 95% représentés dans la figure 11 et dans le tableau 27, des courbes IDF 'urbaine' et 'rurale', montrent des gammes de variation non négligeables, cependant l'intervalle de confiance de l'IDF 'urbaine' est plus large. On trouvera peut être la cause dans le fait qu'en zone urbaine on observe le phénomène sous-jacent de la pluie plus un forçage local dû à l'urbanisation, notamment sur la température.

De toute façon, les courbes IDF régionales et leurs intervalles de confiance qui nous avons pu établir séparément, respectivement, pour la partie urbaine et rurale du bassin du Dilúvio, donnent une idée, d'une part, de combien est incertaine une intensité de projet directement issue d'une courbe IDF et, d'autre part, du possible basculement des relations IDF rurales, si un processus d'urbanisation de la moitié amont du bassin du Dilúvio s'y installe.

RELATIONS I.D.F. REGIONALES

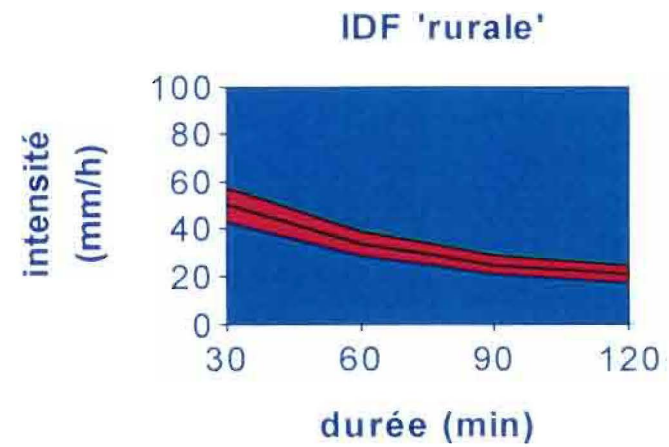
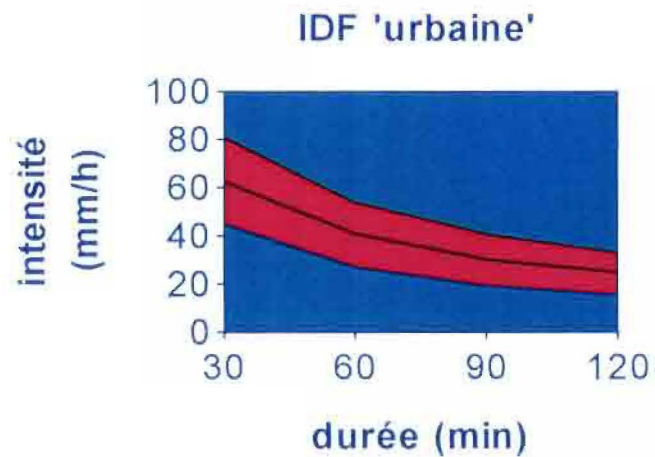
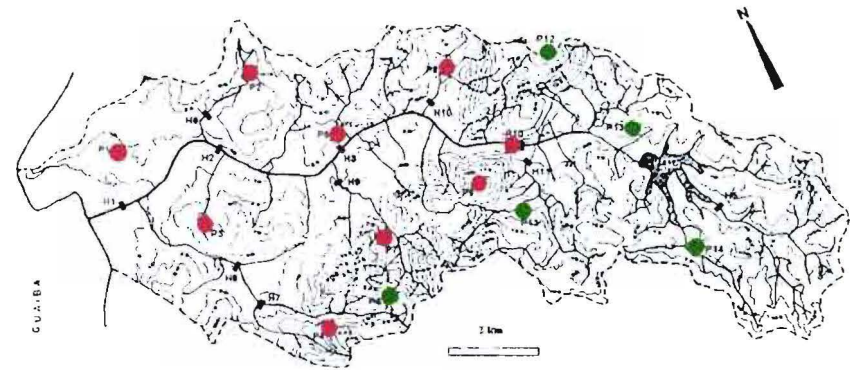
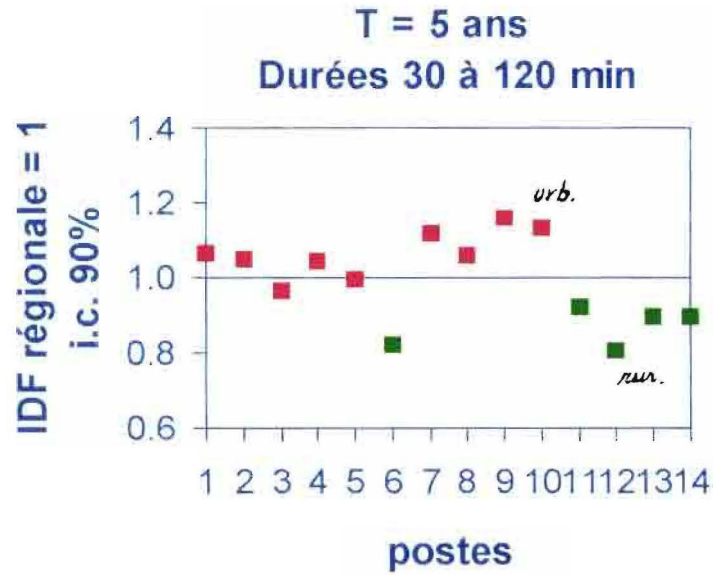


Figure 11 - Les IDF 'urbaine' et 'rurale' du bassin du Dilúvio

Tableau 27 - Intervalles de confiance à 95% des courbes IDF 'urbaine' et 'rurale' (mm/h)

	t=30 min		t=60 min		t=90 min		t=120 min		t=240 min		t=360 min		t=480 min	
	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur	urb	rur
T = 1 an	33,7	31,6	20,9	21,4	15,1	15,7	12,3	13,1	7,5	7,8	5,0	5,6	4,8	3,3
	58,4	42,1	39,9	28,6	30,2	21,9	24,6	18,3	15,8	12,6	13,1	10,2	9,4	9,7
T = 2 ans	38,4	36,2	23,6	24,3	16,9	17,8	13,8	14,8	8,4	8,8	5,6	6,3	5,4	3,6
	68,1	48,6	46,1	32,9	34,7	25,0	28,3	21,0	18,2	14,5	15,5	11,9	11,2	11,6
T = 3 ans	41,2	38,9	25,1	26,1	18,0	19,0	14,7	15,8	8,9	9,4	5,9	6,8	5,8	3,8
	73,6	52,4	49,6	35,4	37,4	26,8	30,4	22,5	19,7	15,6	16,9	12,8	12,2	12,8
T = 4 ans	43,1	40,8	26,2	27,3	18,8	19,8	15,3	16,5	9,3	9,8	6,2	7,1	6,1	4,0
	77,4	55,1	52,2	37,2	39,2	28,1	31,9	23,6	20,6	16,4	17,8	13,5	12,9	13,5
T = 5 ans	44,6	42,3	27,1	28,2	19,3	20,5	15,7	17,0	9,5	10,1	6,4	7,3	6,3	4,1
	80,5	57,2	54,1	38,5	40,6	29,1	33,1	24,5	21,4	17,0	18,5	14,0	13,5	14,1

Les différences entre les lames précipitées 'urbaines' et 'rurales'

On retrouve les différences de régime pluviométrique des zones urbaines et rurales du bassin du Dilúvio, détectées par l'analyse des relations IDF, quand on fait les moyennes de lames précipitées des événements de pluie. Le tableau 28 montre leurs valeurs et rapports entre les zones. Un comportement logique se dégage dans une analyse saisonnière, c'est à dire une augmentation plus prononcée des lames en été et au printemps. Ce résultat est probablement en rapport avec les écarts de température trouvés par Hasenack (1989) dans la caractérisation de l'île de chaleur à Porto Alegre, présentés plus haut.

Tableau 28 - Lames moyennes des événements de pluie par zone et par saison

Période	Bassin entier (1)	Zone urbaine (2)	Zone rurale (3)	Rapport urbain-rural
année	22,1	23,3	19,9	1,17
printemps	19,5	20,8	17,0	1,22
été	19,7	21,9	15,9	1,38
automne	25,2	25,9	24,2	1,07
hiver	24,1	24,6	22,8	1,08
printemps-été	19,6	21,3	16,5	1,29
automne-hiver	24,6	25,2	23,4	1,08

(1) moyenne arithmétique de tous les postes en fonctionnement

(2) moyenne arithmétique des postes 'urbains' en fonctionnement (P1 à P10, sauf P6)

(3) moyenne arithmétique des postes 'ruraux' en fonctionnement (P6 et P11 à P14)

Les chiffres du tableau 28 mettent en évidence la différence pluviométrique entre la partie la plus urbanisée du bassin, où il pleut plus, surtout en été et au printemps, que la partie amont de caractéristiques rurales. Cependant il n'est pas possible avec les données disponibles de prouver que l'urbanisation est bien la cause, seule ou combinée avec d'autres facteurs comme l'effet des collines qui séparent, en gros, la zone urbaine et la zone rurale. On ne sait pas non plus dans quelle mesure la présence du lac Guaíba plus proche de la zone urbaine peut influencer l'apport local d'humidité.

3.4.2 Etude des coefficients d'abattement spatial

Une relation IDF a plus d'utilité si elle peut avoir aussi une dimension spatiale dans la logique selon laquelle c'est l'estimation de lames d'eau de projet précipitées au cours du temps sur un bassin de surface connue qui présente un intérêt en terme d'aménagement.

La nature des IDF's, qui attribuent aux couples intensité-durée une période de retour, indique que des coefficients d'abattement spatial du type probabiliste seraient mieux adaptés. Normalement ces coefficients ont tendance à diminuer (ce qui veut dire plus d'abattement) avec l'augmentation de la période de retour et la diminution de la durée, et évidemment avec la surface.

Calculer des coefficients d'abattement c'est admettre l'existence d'une structure spatiale du phénomène de précipitation. Pour le bassin du Dilúvio, les corrélations interpostes montrées dans la figure 8 révèlent une certaine structure spatiale car les valeurs ont une tendance générale à diminuer avec la distance. Même si cette tendance n'est pas très nette elle semble suffisante au moins pour réfuter l'hypothèse d'absence de toute structure spatiale.

Il existe normalement un rapport entre la structure spatiale de corrélation interposte et celle de l'abattement. Les deux sont la résultante du même phénomène météorologique. Roche (1963), d'après Rodriguez-Iturbe et

Mejia (1974b), a été le premier à montrer ce rapport. Ces deux derniers chercheurs ont amélioré l'approche de ce sujet en proposant une méthode plus simple à utiliser que celle de Roche (1963).

Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974b) ont déduit que pour un processus gaussien le coefficient d'abattement est simplement donné par:

$$K_A = \bar{\rho}_A^{\frac{1}{2}} \quad (\text{éq. 30})$$

A étant la surface et ρ_A la corrélation moyenne sur A. Cette expression de K_A serait applicable à tous les quantiles ce qui revient à dire que c'est un coefficient probabiliste.

Pour surmonter la non-adéquation de cette expression à des processus non-gaussiens, Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974b) proposent une méthode originale qui résume la structure de corrélation spatiale d'une région par l'adoption d'une corrélation à une distance caractéristique, dite distance caractéristique de corrélation, ν_c , qui n'est fonction que de la taille et la forme de la région. En calculant correctement cette corrélation caractéristique (il faut que le réseau ait une densité compatible), la détermination du type de fonction de décroissance spatiale de la corrélation qui passe par ce point (et évidemment par le point initial, de corrélation égale à 1 quand la distance est nulle) semble être de moindre importance. Les auteurs ont obtenu les mêmes résultats en considérant une décroissance exponentielle et une autre qui suivait une fonction modifiée de Bessel. Les expressions de ces décroissances sont:

$$r(\nu) = e^{-h\nu} \quad (\text{éq. 31})$$

$$r(\nu) = \nu b K_1(\nu b) \quad (\text{éq. 32})$$

où ν est la distance et h et b sont de paramètres. La fonction $x K_1(x)$ peut être évaluée par les formules et tables présentées par Abramowitz et Stegun (1970).

Nous avons appliqué cette méthode à la partie urbaine du bassin du Dilúvio pour estimer des coefficients d'abattement spatial probabilistes. D'après l'étude antérieure ce sont les postes P1, P2, P3, P4, P5, P7, P8, P9 et P10 dont les données caractérisent la zone urbaine.

Tout d'abord il fallait estimer la distance caractéristique de corrélation. Comme les postes concernés se trouvent approximativement dans une région carrée de 6 km de coté, la valeur de ν_c est 3,1 km, résultat du produit de 0,5214, la distance moyenne de tous les couples de points dans un carré de coté unitaire, par le rapport entre les diagonales du carré 'réel' et du carré unitaire.

Notre intérêt concernait les périodes de retour de 1, 2, 3, 4 et 5 ans, comme dans l'étude des courbes IDF. Il fallait donc estimer les corrélations à la distance de 3,1 km pour ces quantiles. La recherche de tous les couples des postes dont la distance moyenne était proche de ν_c révèle qui nous devions considérer les corrélations des

couples P1-P2, P3-P4, P3-P5, P5-P8 et P7-P10. Les valeurs moyennes de ces corrélations, qui ont été calculés dans l'étude des IDF avec l'expression de Blochinov (1970) pour la loi gamma, sont dans le tableau 29.

Tableau 29 - Corrélations des quantiles pour $v_c = 3,1$ km

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min	t=240 min	t=360 min	t=480 min
T = 1 an	0,7841	0,8212	0,8491	0,8429	0,8485	0,8443	0,7623
T = 2 ans	0,7847	0,8217	0,8495	0,8433	0,8489	0,8449	0,7634
T = 3 ans	0,7850	0,8219	0,8497	0,8435	0,8491	0,8452	0,7638
T = 4 ans	0,7851	0,8220	0,8498	0,8436	0,8492	0,8453	0,7641
T = 5 ans	0,7852	0,8221	0,8499	0,8437	0,8493	0,8454	0,7642

Le tableau 29 montre que dans la fourchette de T=1 à T=5 ans les valeurs de corrélation interposte moyenne, à chaque durée, ne varient pas significativement. Par rapport aux durées on note une certaine variation seulement entre 30 et 90 min. Les valeurs correspondantes à la durée 480 min, doivent être interprétées avec prudence car les séries originelles communes des couples des postes concernés sont de petite taille.

Pour la suite des calculs nous n'avons considéré que cette variation par rapport aux durées. Les valeurs suivantes retenues sont valables pour les cinq périodes de retour:

Tableau 30 - Corrélations à $v_c = 3,1$ km

	t=30 min	t=60 min	t≥90 min
r($v=3,1$ km)	0,785	0,822	0,845

L'étape suivante est de calculer les paramètres de décroissance avec la distance de 3,1 km et les corrélations correspondantes. Pour les deux types de décroissance (exponentielle et Bessel) on obtient:

Tableau 31 - Paramètres de décroissance spatiale

	t=30 min	t=60 min	t≥90 min
h (exponentielle)	0,0781	0,0632	0,0542
b (Bessel)	0,191	0,166	0,156

Pour déterminer les coefficients d'abattement Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974b) présentent deux courbes, l'une pour la décroissance exponentielle et l'autre pour Bessel. Elles représentent les fonctions d'abattement $K(Ah^2)$ et $K(Ab^2)$ établies par:

$$K = \left[\int_0^d r(v) f(v) dv \right]^{1/2} \quad (\text{éq. 33})$$

où l'intégrale représente la valeur espérée de la corrélation sur la surface, dont d représente sa distance la plus longue; f(v) est la fonction de distribution des distances entre deux points dans la surface et r(v) représente la fonction de corrélation avec la distance. Les auteurs ont supposé f(v) peu variable en fonction de la forme de la surface.

En utilisant les figures de K(Ah²) et K(Ab²) de Rodriguez-Iturbe et Mejia (1974b) nous avons trouvé les coefficients d'abattement du tableau 32 pour la zone urbanisée du bassin Dilúvio.

Tableau 32 - Coefficients d'abattement spatial (%) par les fonctions exponentielle et de Bessel

	A=5 km ²	A=10 km ²	A=15 km ²	A=20 km ²	A=25 km ²	A=30 km ²	A=35 km ²	A=40 km ²
t=30 min	96-96	95-95	93-93	92-91	91-90	90-89	89-88	88-87
t=60 min	97-97	96-96	95-94	94-93	93-92	92-91	91-90	90-89
t≥90 min	97-97	96-96	96-95	95-93	95-92	94-91	93-91	92-90

Comme les auteurs l'ont proposé l'abattement semble être peu sensible au choix de r(v). Cependant on ne doit pas oublier que le vrai problème est de connaître la précision de l'estimation faite à partir des données observées de la corrélation à la distance caractéristique. S'agissant de l'abattement d'un quantile (comme dans notre cas) cette estimation dépend de la loi ponctuelle du phénomène (loi gamma pour nous).

Lebel et Laborde (1988) ont calculé des coefficients d'abattement en faisant une autre approche qui utilise le concept du variogramme pour représenter la structure spatiale de la précipitation. Ils ont défini des expressions générales pour des processus suivant la loi Normale et de Gumbel.

Pour des quantiles associés à des probabilités de non-dépassement proches de 1, comme c'est le cas de nos séries partielles aux périodes de retour entre 1 et 5 ans, au bassin du Dilúvio, l'expression de Lebel et Laborde (1988) pour l'abattement, pour les deux distributions citées (et peut être pour la loi gamma aussi) se simplifie en:

$$K_A = \left[1 - \frac{1}{A^2 \sigma_z^2} - \iint_A \gamma(u, u') du du' \right]^{1/2} \quad (\text{éq. 34})$$

σ_z^2 étant la variance ponctuelle et $\gamma(u, u')$, le variogramme, fonction seulement de la distance entre les points u et u'.

Lebel et Laborde (1988) présentent une simplification où le variogramme suit un modèle exponentiel du type:

$$\gamma(v) = \sigma_z^2(1 - e^{-v/\beta}) \quad (\text{éq. 35})$$

v étant la distance et β la portée.

Avec ce variogramme intégré sur une surface A carrée, le coefficient d'abattement se réduit à:

$$K_A = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} \quad (\text{éq. 36})$$

Le variogramme exponentiel est borné en σ_z^2 ce qui sous-entend un rapport direct avec la fonction de corrélation spatiale :

$$r(v) = 1 - \frac{\gamma(v)}{\sigma_z^2} = e^{-v/\beta} \quad (\text{éq. 37})$$

Les auteurs appliquent pour la portée l'expression:

$$\beta = at^b \quad (\text{éq. 38})$$

t étant la durée associée à la variable de précipitation et a et b étant des paramètres.

Avec les corrélations observées entre les séries des postes, pour les durées de 30, 60, 90 et 120 minutes, du réseau 'urbain' du bassin du Dilúvio nous avons calculé les paramètres et leurs erreurs standard respectives: a = 6,82 avec 1,09 d'erreur standard et b = 0,215 avec 0,038 d'erreur standard.

En observant les valeurs de β dans le tableau 33, estimées avec ces paramètres, on vérifie que les portées du variogramme sont d'ordre de grandeur supérieur à la région dominé par le réseau 'urbain'. On peut noter aussi que l'inverse des paramètres h du tableau 31 donne des résultats semblables pour β .

Tableau 33 - Valeurs de β

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min
β (km)	14,2	16,4	17,9	19,1

L'application des valeurs de β dans l'expression de l'abattement donne les résultats du tableau 34.

Tableau 34 - Coefficients d'abattement spatial (%) par le biais du variogramme

	A=5 km ²	A=10 km ²	A=15 km ²	A=20 km ²	A=25 km ²	A=30 km ²	A=35 km ²	A=40 km ²
t=30 min	96	94	93	92	91	90	90	89
t=60 min	97	95	94	93	92	92	91	90
t=90 min	97	96	95	94	93	92	92	91

Les résultats obtenus sont semblables à ceux calculés précédemment. En gros on peut s'attendre à un abattement de 10% pour des surfaces entre 30 et 40 km² et des périodes de retour de 1 à 5 ans.

Dans une recherche sur tous les événements, dont l'épicentre avait une période de retour entre 1 et 5 ans, on observe pour toutes les durées confondues que l'abattement moyen 'réel' entre 20 et 30 km² (ces surfaces correspondent aux distances interpostes les plus fréquentes) est de l'ordre de 0,86 à 0,83, soit entre 14 et 17% d'abattement. Il semble que les méthodes appliquées sont conservatrices.

3.4.3 Distribution spatiale décentralisée

En raison de la nature des événements pluvieux dans le bassin du Dilúvio il est très rare que la précipitation ne touche pas la totalité des postes du réseau. La forte corrélation interposte des quantiles est une mesure de cette nature. Cela nous amène à penser que l'hypothèse de précipitations significativement discontinues dans l'espace n'est pas plausible au pas de temps des données (30 min).

L'application de méthodes d'interpolation spatiale est donc tout à fait acceptable.

3.5 CONCLUSION

Plusieurs approches sont possibles pour modéliser la précipitation en hydrologie. Cependant les contraintes sont aussi nombreuses en fonction de la quantité et de la qualité des données, concernant les lames précipitées et leurs dimensions spatiale et temporelle. En milieu urbain la métrologie est encore plus exigeante dans la mesure où la connaissance de la pluie à des pas de temps et d'espace petits est nécessaire en raison de la réponse hydrologique plus sensible des bassins urbanisés.

Pour étudier les précipitations sur le bassin du Dilúvio, nous étions limités d'une part par la précision temporelle du réseau (30 min), avec une synchronisation loin d'être parfaite, et d'autre part par la précision spatiale (5,5 km²/ pluviographe), qui est suffisante, certes, pour une bonne estimation des lames précipitées moyennes et même pour l'observation de certaines cellules de pluie (si la synchronisation et la précision temporelle étaient adéquates), mais cela empêche la proposition d'études plus fines sur la représentation spatio-temporelle de la précipitation.

Pour cette raison et compte tenu de l'importance pratique des relations intensité-durée-fréquence (IDF) pour l'assainissement pluvial de Porto Alegre, nous avons essayé de faire progresser la connaissance de ces relations, principalement sur les aspects liés à la variabilité spatiale et à l'établissement des intervalles de confiance, des informations qui manquent dans les normes sur la pluie de projet des équipements d'assainissement pluvial de la ville.

La démarche suivie a consisté en l'identification de courbes IDF régionales par l'appartenance des IDF individuelles des postes aux intervalles de confiance des différentes IDF régionales proposées. Le nombre de postes du réseau, 14, limitait, bien sûr, leur regroupement, et on a trouvé raisonnable ne pas chercher plus de deux ou trois régions homogènes au regard des courbes IDF.

Pour arriver à ce stade, il a fallu qu'on traite convenablement certains aspects. Le premier découlait du fait que les séries pluviographiques étaient courtes en nombre d'années (4,5 années), ce qui nous a amenés à travailler avec des séries partielles. Un deuxième aspect est la conséquence de la densité spatiale du réseau qui incorpore dans ses mesures la structure spatiale fortement corrélée des précipitations aux pas de temps étudiés (≥ 30 min), ce qui conduit à une corrélation interposte des quantiles élevée à tenir en compte lors des calculs des intervalles de confiance régionaux.

Les courbes IDF individuelles pour des périodes de retour courtes (jusqu'à 5 ans) et des durées entre 30min et 8h ont été établies à partir des ajustements de fréquences et lames précipitées (pour chaque durée) à la loi gamma, celle qui a été la plus performante pour l'ensemble des séries. Pour certains postes qui avaient des expressions IDF calculés avec des séries annuelles longues, postes P1, P5 et P13, les IDF 'partielles' se sont montrées assez proches de leurs correspondantes IDF 'annuelles'. Cela a illustré une condition d'ergodicité dans le temps pour ces postes, et d'une certaine façon, a validé l'utilisation des 14 IDF pour l'analyse régionale.

L'établissement des intervalles de confiance régionaux sous conditions de corrélation spatiale élevée, révélée par le réseau pluviographique, nous a incité à employer l'expression classique où apparaît, en multipliant le facteur de fréquence du quantile au seuil de confiance donnée, l'écart-type (estimé) du quantile divisé par la racine carrée du nombre de postes, ceci remplacé par le nombre de postes indépendants (n_e) fonction de la corrélation spatiale estimée pour ce quantile (ρ_T). Les valeurs trouvées pour ρ_T et n_e , pour l'ensemble des 14 postes, montrent qu'ils ne varient pas significativement pour les périodes de retour analysées, soit $1 \leq T \leq 5$ ans, mais une certaine variabilité est détectée avec la durée, $0,63 \leq \rho_T \leq 0,71$ et $2,29 \leq n_e \leq 1,85$ entre 30min et 8h. Les intervalles de confiance calculés avec ces n_e ont été vérifiés par une autre voie de calcul basée sur des simulations du type Monte-Carlo des lois gamma des 14 postes, pour générer des séries semblables aux séries réelles, tout en tenant compte d'une corrélation moyenne interposte, faite varier arbitrairement entre 0 (indépendance des séries) et 1 (dépendance linéaire parfaite entre les séries). Effectivement on a pu apprécier qu'avec une corrélation interposte moyenne égale à 0,8 (0,77 est la valeur calculée à partir des séries réelles) les intervalles de confiance de la loi IDF régionale simulée (moyenne simple des quantiles des 14 IDF ponctuelles simulées) étaient semblables à ceux calculés par le biais de n_e . On a remarqué aussi, dans les simulations Monte Carlo, que le nombre de composantes principales qui expliquent approximativement 90% de la variance totale des séries corrélées est comparable à n_e .

La recherche de zones IDF distinctes sur la surface du bassin du Dilúvio, en comparant les intensités individuelles des 14 postes avec l'intervalle de confiance de leur loi IDF régionale, à un seuil de 90%, a dégagé seulement une tendance avec répercussion spatiale, surtout pour la durée de 30 min, celle de quelques postes situés en dehors de la 'curvette' urbaine. Au seuil de rejet de 10% on rejette donc l'hypothèse d'homogénéité spatiale avec le restant des postes, pour un groupe de postes 'ruraux', ce qui évidemment a conduit à l'hypothèse d'existence d'une zone IDF urbaine et d'une autre rurale. Deux aspects favorisent cette hypothèse, l'un vient du fait que les intensités des postes 'ruraux' sont moins importantes que celles des postes 'urbains', comme l'exige la logique attendue d'un effet urbain ; l'autre aspect concerne la constatation déjà faite d'un réel effet de majoration des températures à Porto Alegre du fait de l'occupation urbaine, ce qui en théorie peut accroître les précipitations surtout en été. Cependant, aucune relation de cause à effet n'a pu être établie avec les données disponibles, pour expliquer s'il est possible, par exemple, en été, que 2 °C de plus sur la moyenne des températures maximales, soit compatible avec la différence de 26%, en faveur du groupe urbain, observée sur les intensités de durée 30 min (les intensités maximales de cette durée arrivent préférentiellement en été).

En termes de lame précipitée on constate que les différences entre zone urbaine et zone rurale ont une disparité saisonnière forte en été (38%) et au printemps (22%) et plus faible en hiver (8%) et à l'automne (7%). Cela est cohérent avec l'effet urbain sur les températures maximales moyennes (+2,1°C en été et au printemps, +1,3°C en hiver et +0,7°C à l'automne). Cependant on ne sait pas si les collines du milieu du bassin favorisent aussi la formation de ces écarts de température. Aussi, on ne sait pas non plus dans quelle mesure le lac Guaíba, plus proche de la zone urbaine, fonctionne comme un réservoir auxiliaire d'humidité pour les événements pluvieux déclenchés sur la ville.

L'intervalle de confiance de l'IDF 'urbaine' du bassin du Dilúvio est plus large que celui de l'IDF 'rurale'. A un niveau de confiance de 95%, on a respectivement des intervalles correspondants à $\pm 30-35\%$ et $\pm 15-18\%$, soit un rapport du simple au double, pour les durées jusqu'à deux heures. Cela pourrait bien dénoter une nature plus perturbée du phénomène pluvieux sur les zones urbaines.

Le coefficient d'abattement probabiliste a été aussi calculé avec les mêmes séries qui ont donné origine aux courbes IDF. Il se combine à son IDF en lui procurant une dimension spatiale en zone urbaine. Deux méthodes basées sur la structure spatiale de l'événement pluvieux ont été appliquées. La première s'appuie sur le rapport étroit entre la corrélation spatiale et l'abattement. La deuxième utilise un variogramme à la place d'une fonction de corrélation spatiale. Dans le détail les deux démarches sont différentes mais leurs résultats sont assez proches, ce qui n'est pas surprenant, parce que le variogramme, lorsqu'il est 'adimensionalisé' par la variance du champ, représente normalement le complément, par rapport à l'unité, de la fonction corrélation spatiale. Ces méthodes proposent des coefficients d'abattement compris entre 0,9 et 1 pour des surfaces inférieures à 40 km² et périodes de retour jusqu'à 5 ans. L'abattement calculé s'est montré plus dépendant de la surface que la durée. Les abattements réels moyens, pour les mêmes conditions, sont compris entre 0,8 et 1.

Les résultats dans leur ensemble donnent un aperçu de ce qui représente une valeur d'intensité extrait d'une courbe IDF de Porto Alegre, pour établir une pluie de projet, au regard des intervalles de confiance et des abattements. Aucune norme brésilienne ne présente à ce jour ces aspects sur la base d'études brésiennes.

QUATRIEME PARTIE

ETUDE DES CRUES

4.1 INTRODUCTION

Une crue dans un bassin versant est normalement, sauf situations particulières (neige fondue), le résultat de l'intégration sur sa surface des précipitations pluvieuses. Par conséquent, même si l'on considère la pluie comme un phénomène hétérogène dans le temps et dans l'espace, on va noter normalement une nette différence entre ce flux d'entrée et le flux de sortie correspondant, à savoir les flux de pluie sont plus concentrés dans le temps que les débits à l'exutoire.

Il ne sera pas difficile de relier ce décalage dans le temps principalement aux phénomènes de translation (distances inégales pour arriver à l'exutoire) et de transport hydraulique (dynamique des écoulements), normalement schématisés séparément ou non dans ce qu'on appelle généralement le phénomène de transfert.

Cependant, l'eau qui arrive à l'exutoire est d'origine précise inconnue, sauf si l'on dispose d'études par le moyen de traceurs ce qui est encore rare et relativement imprécis (Neal et alli, 1992). Il est donc impossible de distinguer physiquement les composantes du cycle hydrologique dans le bassin par la seule étude des flux d'entrée et de sortie. Les proportions relatives des flux qui se retrouvent simultanément à l'exutoire seront difficilement quantifiables. On ne sera pas capable, normalement, de préciser quelle partie s'est formée dans certaines régions du bassin, ni comment les flux se sont produits. Par conséquent l'analyse des hydrogrammes ne permet pas de découper les crues en parties superficielles (ruissellements gravitaires) ou d'affirmer que les périodes d'étiage sont dominées par le phénomène de 'vidange' des aquifères du bassin.

Toutefois, si l'origine des écoulements et l'identification des chemins de l'eau sont extrêmement importants, voire indispensables, pour les études de qualité des eaux, ils ne le sont pas tellement pour la quantité. Rien n'empêche, par exemple, d'étudier les pluies et crues, respectivement, comme des signaux d'entrée et sortie pour établir des modèles de calcul de débits de projet d'ouvrages hydrauliques. C'est à dire que l'on peut établir des schémas de cause à effet quantitatifs entre la précipitation et le ruissellement en dépit du contenu de ce dernier même si, à la limite, rien ne garantit que l'eau retrouvée dans une rivière en crue soit, même en partie, venue des précipitations récentes. Pour cette raison les méthodes classiques de séparation d'écoulements ne peuvent pas être appliquées pour identifier physiquement les flux d'eau d'un hydrogramme, mais seulement pour séparer de façon conceptuelle les ruissellements rapides des plus lents.

Certaines caractéristiques physiques du bassin peuvent cependant diminuer l'incertitude sur la genèse des écoulements. Par exemple, un relief accidenté avec des fortes pentes ou l'imperméabilisation du sol contribuent effectivement à ce que les volumes précipités se retrouvent davantage dans le réseau de drainage par la voie superficielle. En zone urbaine équipée on aurait, peut être, moins d'incertitude parce qu'il est normal d'y avoir des écoulements déconnectés : d'un côté, les écoulements superficiels captés par le réseau d'assainissement

pluvial et d'un autre, les flux souterrains provenant de la précipitation qui s'infiltré dans le sol. Ces derniers sont plus lents parce qu'en milieu poreux, de plus, en zone urbaine ils sont perturbés par des obstacles physiques comme les fondations des bâtiments. De cette façon les crues urbaines sont plus facilement reliées aux précipitations tombées sur les parties imperméabilisées.

Etudier les crues en général c'est donc essayer de comprendre les flux d'eau dans une entité spatiale complexe (le bassin versant, naturel ou altéré), sous une stimulation elle aussi complexe (la précipitation), où les phénomènes physiques à plusieurs échelles spatiales semblent être importants, dans un milieu que la géométrie traditionnelle paraît incapable de bien représenter (un espoir a vu le jour dans les dernières années avec la géométrie fractale).

L'hydrologie, une discipline scientifique souvent éclipsée par la pratique hydrotechnique, ne dispose malheureusement pas normalement de gros moyens de mesure, comme d'autres sciences plus 'pures', et on doit se contenter d'une métrologie parfois médiocre au regard de la complexité des phénomènes. La situation est plus grave dans les pays non développés, comme le Brésil, où la prise de conscience de l'importance de la recherche scientifique pour résoudre les problèmes qui affectent le quotidien est toujours difficile. Le Dilúvio que nous étudions dans cette thèse en est un exemple : au cours des années il est devenu un véritable égout à ciel ouvert des eaux usées, sans aucun traitement pour environ 230.000 habitants, et les seules données hydrologiques de l'ensemble du bassin demeurent celles du *Projeto Dilúvio*, qui s'est terminé au début des années 80.

L'approche alors suivie, exemplaire pour l'état de l'hydrologie brésilienne de l'époque, n'a privilégié que des mesures de débit 'classiques' (avec moulinets) sur des bassins de taille considérable pour étudier l'impact de l'urbanisation (surfaces entre 2,5 et 57 km²), ce qui conduit à des incertitudes qui dépassent l'apparent déterminisme de l'hydrologie urbaine, accepté normalement sans question par le milieu technique. Néanmoins, le régime hydrologique du bassin du Dilúvio, nettement pluvial, a permis la mesure de plusieurs événements importants pendant la durée du *Projet Dilúvio*. Même avant son urbanisation intense, ce caractère pluvial était déjà connu de la population (on note que son nom rappelle l'expression 'pluies diluviennes'), en raison du régime pluviométrique sur le relief accidenté, au début la caractéristique physique la plus importante du bassin pour la genèse des crues. Après, c'est l'urbanisation intensive qui vraisemblablement prend le relais.

Plusieurs études faites avec les données disponibles ont essayé de montrer l'effet de l'urbanisation sur son régime hydrologique (voir ci-après). Cependant, à cause des moyens informatiques peu performants de l'époque, l'utilisation exhaustive des données de ce projet n'a jamais été faite. L'ensemble des résultats obtenus est cohérent mais peu concluant, car basé sur un nombre d'événements réduit.

Cette quatrième partie sera donc conduite dans l'esprit d'exploiter davantage les données existantes pour essayer d'aller plus loin dans la connaissance du régime hydrologique du bassin. Cette connaissance correspondra évidemment à la période des données (concentrées entre 1978 et 1982) et servira en quelque sorte à mieux étayer les objectifs de futures études hydrologiques qui seront incontournables pour la maîtrise de l'assainissement de cette importante partie de Porto Alegre, à l'aube de l'an 2000.

Plus spécifiquement, on essaiera de mieux cerner, dans la genèse des crues pour des superficies allant du km² à quelques dizaines de km² :

- le rôle des surfaces perméables et imperméables dans la production;
- les effets de translation et stockage dans le transfert
- l'importance de la distribution spatiale de la précipitation et de l'occupation du sol

Notre démarche partira de l'analyse des hydrogrammes, des coefficients volumétriques de ruissellement et finira par une proposition simple de modélisation des crues du Dilúvio adaptée à la qualité des données disponibles.

Comme dans l'étude des précipitations on abordera initialement l'aspect de la précision de mesures hydrométriques comme celles réalisés dans le bassin du Dilúvio, et ensuite on présentera une approche générale de la modélisation des crues pour situer ce que l'on va proposer pour ce bassin.

4.2 PRECISION DES MESURES DE DEBIT

On va s'intéresser à la précision des débits sur lesquels est basé un grand nombre d'études hydrologiques : ceux qui passent par une section transversale d'un cours d'eau à ciel ouvert et qui sont calculés par le biais d'une courbe d'étalonnage hauteur d'eau-débit. D'une part il y a la précision des mesures des hauteurs et d'autre part la précision de la courbe d'étalonnage qui, à son tour, dépend de la précision des mesures des débits qui ont permis son établissement.

Plus exactement on va aborder quelques aspects de la précision des mesures de niveau par limnigraphes et des mesures de débit par moulinets et leur impact sur la courbe hauteur-débit.

4.2.1 Précision des hauteurs limnigraphiques

La majorité des limnigraphes commerciaux ont une précision des hauteurs d'eau enregistrées de l'ordre de 1 cm qui est adéquate à la plupart des situations hydrologiques. C'est le cas des limnigraphes à flotteur installés dans le bassin du Dilúvio, l'IH brésilien et l'OTT allemand.

L'impact d'une erreur de mesure des hauteurs de 1 cm sur les débits dépend évidemment de l'allure de la courbe d'étalonnage qui est commandé à son tour par les conditions particulières du site, la forme de la section transversale jouant un rôle important. En une section donnée on a normalement un impact absolu plus prononcé sur les débits élevés tandis qu'en termes relatifs cela se produit sur les débits faibles.

Pour les courbes d'étalonnage du bassin du Dilúvio on trouve, à la suite d'une erreur de 1 cm sur la hauteur, une erreur moyenne sur ce débit comprise entre 1,5 % (stations Bela Vista, Cascata, Saint-Hilaire) et 4 % (stations Beco do Carvalho, Agronomia, Ipiranga).

4.2.2 Précision temporelle des mesures limnigraphiques

C'est une précision qui est liée logiquement au système d'horlogerie et sa fréquence de déroulement ou enregistrement, néanmoins, pour les limnigraphes commerciaux, la précision temporelle se situe normalement entre 5 et 30 minutes. Cette précision pour les appareils à enregistrement sur papier dépend aussi du pouvoir séparateur de l'oeil humain, facteur limitant lors de la saisie des données.

Comme pour les pluviogrammes, les dérives temporelles des limnigrammes sont corrigées normalement de façon linéaire.

4.2.3 Précision des mesures de débit avec moulinets

Ce type de mesure (AFNOR, 1983) considère la section transversale divisée en $m+1$ tronçons par le tracé de m verticales, à chacune étant associé : a) une vitesse moyenne calculée à l'aide de plusieurs mesures ponctuelles faites par moulinet sur la profondeur; b) une profondeur et c) une largeur.

Le débit est donc obtenu par le calcul de :

$$Q = \sum_{i=1}^m b_i d_i \bar{v}_i \quad (\text{éq. 39})$$

b_i étant la largeur, d_i la profondeur et v_i la vitesse moyenne de la verticale i .

Le niveau associé au débit Q est normalement le niveau moyen durant la mesure.

Les erreurs aléatoires agissant sur Q sont habituellement dues :

- au nombre insuffisant de verticales (E_{Rm})
- au mesurage de la largeur des tronçons (E_{Rb})
- au mesurage de la profondeur des tronçons (E_{Rd})
- au nombre insuffisant de mesures ponctuelles de vitesse sur la profondeur des verticales (E_{Rp})
- à l'étalonnage du moulinet (E_{Rc})
- à la fluctuation aléatoire ponctuelle des vitesses (E_{Re})

Les trois dernières concernent la vitesse moyenne de chaque verticale.

La théorie des erreurs permet écrire pour l'erreur limite aléatoire globale du débit l'expression suivante :

$$E_{Rq} = \pm \left[E_{Rm}^2 + \frac{1}{m} (E_{Rb}^2 + E_{Rd}^2 + E_{Rp}^2 + E_{Rc}^2 + E_{Re}^2) \right]^{1/2} \quad (\text{éq. 40})$$

Pour un intervalle de confiance de 95% il serait désirable que E_{Rq} soit de l'ordre de $\pm 7\%$ (Herchy, 1978).

4.2.4 Précision des courbes d'étalonnage

Pour une station de jaugeage non perturbé par des conditions hydrauliques à l'aval, il s'agit en général de l'évaluation de la précision d'une courbe hauteur-débit biunivoque ajustée aux mesures hauteur-débit disponibles.

L'ISO (*International Standards Organization*) considère l'analyse de (AFNOR, 1983) :

- un intervalle limite d'acceptation des débits mesurés
- un intervalle de confiance de la courbe d'étalonnage

Les deux intervalles sont centrés sur les débits de la courbe d'étalonnage. A chaque débit de la courbe d'étalonnage, l'intervalle d'acceptation des débits mesures est borné inférieurement comme supérieurement à une distance égale à deux écarts-type de ce débit de la courbe. On aurait ainsi approximativement 95% de chance qu'un débit mesuré qui se trouve dans cet intervalle soit vrai, si l'on admet une distribution normale. L'intervalle de confiance de chaque débit de la courbe d'étalonnage (qui n'est plus qu'une succession de moyennes statistiques) est par définition plus serré que le précédent car c'est le double de l'erreur type de chaque débit de la courbe qui définit ses bornes à environ 95% de probabilité.

Dans le cas d'un nombre limité de mesures de débit on peut calculer l'écart-type de ces mesures, le diviser par la moyenne de ces mêmes mesures, pour estimer un écart-type relatif valide pour tous les débits de la courbe d'étalonnage. L'écart-type des mesures divisé par la racine carré du nombre de mesures serait une estimation valable de l'erreur-type de la moyenne des mesures. De la même façon, en la divisant par cette moyenne on aurait une estimation d'une erreur-type relative applicable à tous les débits de la courbe d'étalonnage.

En augmentant le nombre de mesures de débit on diminue l'erreur-type et, par conséquent, l'intervalle de confiance de la courbe d'étalonnage devient de plus en plus serré. Cela revient à dire qu'elle est de plus en plus 'figée', donc plus précise. Cependant aucun effet significatif n'est attendu sur la dispersion des points mesurés autour d'elle. Cette dispersion ne serait qu'une mesure de combien le régime 'réel' est éloigné du régime uniforme.

D'après Herchy (1978) l'intervalle d'acceptation d'une mesure de débit, à un niveau de probabilité de 95%, serait de $\pm 10\%$ autour du débit prévu par la courbe d'étalonnage pour la même hauteur d'eau. Pour l'intervalle de confiance à 95% de la courbe d'étalonnage elle-même la variation souhaitable serait $\pm 5\%$. Dans la pratique cela peut conduire à un processus itératif, à chaque fois une mesure suspecte étant éliminée.

Les courbes d'étalonnage établies dans le bassin du Dilúvio n'atteignent pas toujours ces niveaux d'exigence (tableau 35), cependant cela n'invalide pas leur application. En revanche, la précaution est de mise lors des interprétations des résultats concernant les débits, volumes et autres variables associées relatives aux écoulements.

Tableau 35 - Précision des courbes d'étalonnage des stations du bassin du Dilúvio

Station	Nombre de Mesures	Double écart-type	Double erreur-type
Bela Vista	33	15%	3%
Cascata II	94	12%	2%
Beco do Carvalho	31	30%	5%
Saint-Hilaire	37	5%	1%
Ipiranga - CPRM	61	15%	2%
Agronomia	37	5%	1%

4.2.5 Les incertitudes des mesures de débit

Ce qui caractérise l'incertitude c'est son imprévisibilité. Avec les seules mesures d'un limnigraphe, par exemple, on pourra difficilement 'deviner' la nature réelle du régime hydraulique. Il existe toujours une grosse incertitude concernant la pente de la ligne d'énergie. Pourtant, c'est seulement le niveau qu'on va généralement utiliser pour calculer le débit, par le biais de la courbe d'étalonnage. Cette courbe est à la limite l'expression du régime uniforme qui peut être assez éloigné de la réalité lors des événements extrêmes.

Une variation de $\pm 50\%$ de la pente de la ligne d'énergie, par exemple, fait varier le débit dans une fourchette d'environ $\pm 25\%$. Le degré de turbulence et ses tourbillons peut aussi perturber les débits par rapport à ceux donnés par la courbe d'étalonnage pour un même limnigramme.

Cela peut être encore plus incertain si les débits correspondent aux zones d'extrapolation des courbes d'étalonnage.

4.3 MODELISATION D'UNE CRUE

L'un des buts majeurs de l'hydrologie c'est la modélisation des crues des cours d'eau pour des raisons diverses telles que leur prévision en temps réel, la simulation du fonctionnement actuel ou de l'effet d'un scénario futur du bassin ou l'établissement d'un hydrogramme ou débit de pointe de projet d'un certain ouvrage. La modélisation hydrologique peut s'intéresser au fonctionnement en continu du bassin, c'est à dire aux séries chronologiques des écoulements ou seulement aux événements importants, comme l'étude des crues ou d'un groupe de crues prises isolément.

Soit le modèle du type pluie-débit, débit-débit, événementiel ou chronologique, de la même façon que les modèles de précipitation, les approches possibles peuvent être déterministes ou stochastiques et pour chacune d'elles un caractère soit empirique, théorique (physique) ou conceptuel (Desbordes, 1987). Quand on s'intéresse aux mécanismes de formation des crues, la modélisation utilisée est évidemment du type pluie-débit.

4.3.1 Modélisation pluie-débit des crues isolées

Il s'agit de la modélisation séquentielle des débits dans une section donnée d'un cours d'eau causés par un épisode de précipitation isolé tombé sur le bassin versant limité par cette section.

On va s'intéresser essentiellement à la modélisation conceptuelle déterministe, historiquement la plus employée pour cette tâche. Deux approches principales sont courantes (Desbordes, 1987) : la première considère le bassin comme une unité qui opère une transformation pluie-débit (modèles systémiques) et la deuxième qui découpe le bassin en un ensemble logique de compartiments échangeant des flux, certains en faisant des stockages intermédiaires, dans une tentative de reproduire schématiquement, en totalité ou en partie, les phénomènes physiques principaux du cycle hydrologique (modèles phénoménologiques). Il n'est pas rare que des modèles phénoménologiques utilisent des opérateurs systémiques pour représenter une phase du cycle hydrologique, par exemple le transfert des volumes superficiels vers l'exutoire.

L'entrée d'un modèle systémique est normalement la pluie nette estimée par ailleurs, tandis qu'un modèle phénoménologique incorpore normalement un algorithme pour la déterminer en fonction de la pluie brute et de l'état du bassin. Le concept de pluie nette comme partie de la pluie brute qui donne origine à l'hydrogramme rapide ('superficiel') semble donc incontournable dans les deux approches.

D'une façon générale la plupart des modèles suivant ces deux approches n'attribuent pas de rôle direct aux grandeurs physiographiques courantes, comme les pentes des versants. La topographie, presque toujours disponible sous forme de courbes de niveau, a été longtemps, sauf dans quelques modèles à isochrones, laissée de côté dans les calculs objectifs des ruissellements. Beven et Kirkby (1979) ont été parmi les premiers à considérer des mesures quantitatives du relief pour évaluer la surface contribuable effective, et, par conséquent, le ruissellement produit.

Aujourd'hui, avec l'essor des ordinateurs et micro-ordinateurs, la considération de la topographie dans la modélisation hydrologique est moins difficile, car ces données sont de plus en plus disponibles sous forme de cartes digitalisées, dont les MNT (modèles numériques du terrain). Cependant, comme pour d'autres grandeurs spatialisées, le plus difficile (on s'en aperçoit vite) n'est plus la manipulation de données spatialisées mais de discerner leur rôle hydrologique.

Modèles conceptuels systémiques

Il s'agit de modèles établis par la détermination d'un opérateur, souvent supposé stationnaire, et normalement linéaire, représentatif du bassin, qui transforme la pluie nette en un hydrogramme rapide ('superficiel'). Il semble que le premier modèle de ce type a été l'hydrogramme unitaire dont la théorie est attribuée à Sherman (1932). Selon Desbordes (1987) il s'agit d'une approche conceptuelle systémique qui aujourd'hui est reconnue comme un cas particulier discret de la théorie générale des systèmes linéaires qui a été adaptée à l'hydrologie principalement par l'école irlandaise (Nash, 1958; Dooge, 1973). L'équation de base de cette théorie est l'équation de convolution :

$$q(t) = \int_{-\infty}^t p(t - \tau) h(\tau) d\tau \quad (\text{éq. 41})$$

où $h(\tau)$ est l'opérateur souvent appelé hydrogramme unitaire instantané (HUI).

La voie *analytique* utilise des techniques d'identification d'opérateur, qui, en partant de la connaissance des entrées (la pluie) et sorties (les débits), s'appuient sur le caractère linéaire de la superposition d'effets pour représenter la pluie par une série de fonctions analytiques simples d'effets superposables, par exemple séries de Fourier, afin d'établir un opérateur aussi analytique. L'identification peut aussi se faire de façon discrète, en considérant la représentation matricielle de l'équation de convolution discrète, pour aboutir à un opérateur semblable à l'hydrogramme unitaire.

Pour éviter le calcul *a priori* de la pluie nette, Guillot et Dubant (1980) ont introduit une méthode d'identification de l'opérateur linéaire à partir de hydrogrammes de pluie brute et d'hydrogrammes observés correspondants, connue sous le nom de méthode DPFT (Différence Première de la Fonction de Transfert). L'intérêt de cette méthode est parfois diminuée du fait qu'elle peut présenter des instabilités numériques dues aux matrices utilisées qui sont difficiles à inverser. Aussi des contraintes extra-algorithmiques peuvent être nécessaires pour éviter des solutions physiquement inacceptables, comme des pluies nettes négatives.

La voie *synthétique* part d'une structure d'opérateur proposée a priori pour ensuite procéder à son calage si nécessaire. Ces opérateurs synthétiques réalisent normalement deux types de transformations élémentaires : la translation simple et le stockage. La première décale les entrées dans le temps à la sortie, sans les modifier quantitativement, tandis que la deuxième opère un stockage basé sur les entrées et/ou sorties ce qui entraîne une action d'abattement temporelle sur ces dernières. La méthode des courbes isochrones (Ross, 1921) est un exemple de modèle de translation dont l'opérateur de transformation est donné par la courbe 'aire-temps-concentration'. Plus récemment, Rodriguez-Iturbe et Valdes (1979) ont établi une méthode pour calculer un opérateur de translation dans le réseau hydrographique basée sur les classiques indices de Horton (1945) et Strahler (1957), désormais connu par 'hydrogramme unitaire géomorphologique'.

Les modèles de stockage sont aussi nombreux, mais celui du 'réservoir linéaire simple', dont le stockage varie de façon linéaire avec le débit de sortie, a été de loin le plus testé (Desbordes, 1987). L'HUI de ce modèle est donné par:

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \quad (\text{éq. 42})$$

Il est curieux, comme remarque Desbordes (communication personnelle), que ce HUI normalement associé à un véritable stockage physique puisse aisément représenter une translation pure dès que le bassin a une forme spéciale et/ou présente une distribution spatiale convenable des isochrones.

Il semble que les modèles systémiques les plus adéquats sont ceux qui utilisent deux (ou plus) opérateurs élémentaires en série. Cependant ces modèles doivent avoir un nombre réduit de paramètres pour permettre leur

interprétation vis à vis des caractéristiques du bassin versant. Il ne faut pas oublier que l'amélioration des performances d'un modèle due à une augmentation du nombre de paramètres peut être uniquement le fruit de coïncidences numériques (Desbordes, 1987). On peut citer comme exemples de modélisations réussies la combinaison de la courbe 'aire-temps' avec le réservoir linéaire simple, introduite par Zoch (1934), et le modèle de Nash (1958), à cascade de réservoirs linéaires identiques.

La modélisation systémique peut se faire aussi avec des opérateurs non linéaires. Il est possible d'établir, par exemple, un jeu de HU chacun applicable pour une magnitude de précipitation nette. Dans un modèle de translation on peut aussi imaginer des isochrones différentes pour plusieurs classes d'intensité de pluie. Des modèles de stockage à réservoirs non linéaires sont aussi courants en hydrologie.

Rien n'empêche non plus une modélisation systémique distribuée si le champ de pluie est assez variable dans l'espace. Il suffit de découper le bassin en éléments divers (sous-bassins, cellules, surface comprise entre deux courbes isochrones) en attachant un jeu de paramètres pour chacun. Cela signifie que l'opérateur de transfert varie dans l'espace. Evidemment si le nombre de paramètres dans l'ensemble du bassin est exagéré leur calage et interprétation seront difficiles.

Modèles conceptuels phénoménologiques

C'est peut-être la 'famille' la plus nombreuse des modèles hydrologiques car les analogies ou tentatives de représentation 'physique' des processus du cycle hydrologique au sein d'un bassin versant n'ont pas de règles strictes ce qui fait de ce type de modélisation un véritable 'art' exercé par un grand nombre d'hydrologues. Il est pratiquement impossible de dénombrer tous les modèles hydrologiques phénoménologiques proposés dans le monde. Plusieurs modèles sont cependant devenus célèbres mondialement ou localement pour des raisons diverses (caractère pionnier, respectabilité des auteurs, documentation détaillée, simplicité d'usage, etc.). Les modèles américains Stanford IV (Crawford et Linsley, 1966) et HEC-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973) sont parmi les premiers qui ont connu une diffusion significative. L'Europe a conçu le SHE. Parmi les modèles développés au Brésil le modèle pluie-débit IPH II (Tucci, Sanchez et Simões-Lopes, 1981) est l'un des plus connus.

On peut caractériser un modèle phénoménologique comme l'enchaînement de plusieurs algorithmes, chacun censé représenter un processus physique, dans sa totalité ou en partie, pour transformer un flux hydrologique en un autre dans la logique du cycle hydrologique. Par exemple il peut y avoir un algorithme de pertes et infiltration pour séparer la pluie nette des pertes par détention superficielle, interception, évapotranspiration, et aussi des volumes infiltrés qui contribueront à l'écoulement de base. Le bilan hydrique du sol peut en faire partie. Certains algorithmes peuvent s'occuper séparément du transfert de la précipitation nette sur les surfaces du bassin et dans le réseau hydrographique pérenne du bassin. De la même façon un algorithme peut avoir la tâche du transfert des eaux souterraines jusqu'à l'exutoire. Le principe de la superposition est toujours présent car l'écoulement à l'exutoire résulte de la somme de plusieurs composantes considérées dans le schéma admis pour le cycle hydrologique.

La modélisation phénoménologique fait apparaître normalement plusieurs paramètres liés à des échelles spatiales considérables (même dans les modèles distribués). Dans la pratique une échelle spatiale considérable peut être déjà une superficie de quelques m². Il est donc difficile d'obtenir leurs valeurs par le biais des mesures sur le terrain qui, normalement, sont ponctuelles. Il n'est pas rare aussi de trouver des paramètres totalement conceptuels non mesurables, comme la capacité maximale d'un réservoir fictif de stockage d'eau infiltrée dans le sol. Le calage des paramètres (normalement fait en recherchant des hydrogrammes de sortie calculés aussi proches que possible des observés) est, pour ces raisons, presque une règle dans ce type de modélisation (comme d'ailleurs aussi pour la modélisation systémique). Le calage manuel arbitre les valeurs des paramètres d'après un jugement subjectif de l'hydrologue et ensuite les modifie jusqu'à l'acceptation d'une solution, souvent basée sur l'aspect visuel des hydrogrammes calculés et observés. C'est une méthode subjective et d'autant plus fastidieuse que le nombre de paramètres augmente (par exemple, 5 paramètres avec 4 valeurs par paramètre font 1024 possibilités différentes). Les avantages de la méthode automatique seraient justement l'objectivité et le confort résultant d'une vitesse élevée de recherche et de comparaison des solutions faites par ordinateur. Cependant l'optimisation automatique des paramètres d'un modèle hydrologique n'est pas aussi objective qu'on peut le penser : le choix de la fonction critère est subjectif, celle de Nash et Sutcliffe (1970) est l'une des plus utilisées. L'algorithme de recherche automatique du minimum optimal de la fonction critère est aussi un choix arbitraire aussi bien que la précision acceptée de la solution trouvée pour chaque paramètre. L'existence algorithmes mathématiques performants comme celui de Rosenbrock (1960) réduit néanmoins l'effet de ce choix.

L'optimisation automatique requiert une attention spéciale, car les algorithmes mathématiques 'voient' les modèles hydrologiques comme des boîtes noires à plusieurs paramètres, car ceux-ci ne sont représentés qu'implicitement dans la fonction critère. Il s'agit donc de l'optimisation d'un 'objet' mathématique assez abstrait tout aussi différent d'une fonction analytique où les 'paramètres' (les variables indépendantes) sont 'visibles'. Cela peut se traduire par la présence de nombreuses singularités dans la fonction critère à l'égard des paramètres ce qui complique leur espace n-dimensionnel de solution (n étant le nombre de paramètres) jusqu'à produire des hypersurfaces presque plates avec des discontinuités, et tout ce qui peut compliquer la recherche d'un minimum global. Pour éviter cela, Canedo (1989) arrive même à proposer l'intégration du processus de calage dans la propre structure du modèle, c'est à dire qu'on devrait chercher des analogies conceptuelles du cycle hydrologique qui conduisent à des hypersurfaces de solution maîtrisables. Dans la pratique, on n'a jamais un processus totalement automatique car les valeurs de départ des paramètres d'optimisation dépendent d'une idée préalable des valeurs attendues pour les variables à optimiser et d'autre part les valeurs optimisées peuvent ne rien représenter au regard de ce qu'elles représentent.

De la même façon que la modélisation systémique, la modélisation phénoménologique peut se faire de manière distribuée dans l'espace, les conceptualisations s'appliquant à chaque élément spatial pour ensuite être intégrées à l'exutoire selon une procédure souvent conceptuelle également. Comme pour les autres modèles, un nombre de paramètres excessif complique le calage et un éventuel 'meilleur ajustement' aux données observées peut résulter de coïncidences numériques sans une interprétation précise vis à vis des caractéristiques physiques.

La modélisation phénoménologique de bassins urbains n'est pas très courante peut être à cause de la liaison plus claire de la pluie nette avec les surfaces imperméables et de la plus faible contribution relative des surfaces perméables en zone urbaine, ce qui retire le caractère primordial du sol dans la séparation des écoulements, et qui est justement le 'compartiment' objet des algorithmes normalement les plus ingénieux dans ce type de modélisation.

Déjà complexe par nature la modélisation hydrologique est encore affectée par les erreurs et incertitudes des mesures des variables et grandeurs intervenant. Il est toujours difficile discerner le poids relatif d'une variabilité naturelle d'un phénomène de celles introduites par le biais d'erreurs de mesure ou d'incertitudes diverses. La précaution est donc de mise l'heure d'interpréter les résultats.

4.3.2 Le concept et la modélisation de la pluie nette

La pluie nette est un concept présent explicitement ou implicitement dans tous les modèles pluie-débit. Cependant sa nature peut varier en fonction de ce qu'on considère comme pertes. La pluie totale ou brute moins les pertes est par définition la pluie nette. Le produit de la transformation de la pluie nette sur le bassin est un écoulement de même volume caractérisé par la nature de cette pluie nette. Par exemple si l'on considère comme pertes les flux d'évapotranspiration et d'infiltration et les volumes piégés dans les détentions superficielles et interceptions, on arrive au classique volume d'écoulement superficiel ou rapide. La pluie nette dans ce cas est la fraction de la pluie brute qui cause l'écoulement superficiel. On rappelle que l'identification de cet écoulement superficiel est normalement faite assez arbitrairement, sans aucune preuve physique de sa nature, par la séparation empirique des signaux rapides et lents sur les hydrogrammes observés. Différemment, un autre exemple possible peut considérer comme volume de pluie nette tout le volume écoulé à l'exutoire pendant la crue.

Dans les bassins ruraux les approches pour estimer la pluie nette d'un hyétogramme brut sont nombreuses. Si l'hydrogramme correspondant de crue est disponible le volume de la pluie nette peut être calculé. Sinon ce sera une grandeur de plus à estimer en fonction des pertes. Le schéma classique traite d'abord les pertes dites initiales (interception, détention, infiltration de saturation superficielle du sol, etc.) et ensuite les pertes continues par infiltration, calculées normalement par le biais de 'lois' telles que celles de Green-Ampt (1911) ou de Horton (1939), ou en appliquant des capacités d'infiltration empiriques constantes ou proportionnelles aux intensités de pluie brute. Dans les modèles phénoménologiques, les algorithmes concernés ajoutent normalement des réservoirs fictifs pour représenter la récupération de la capacité d'infiltration pendant les périodes sèches.

Dans les bassins urbanisés et semi-urbanisés, l'occupation du sol fait apparaître une mosaïque complexe de surfaces à comportement hydrologique différent, surtout si l'on considère leurs relations entre-elles, avec le réseau hydrographique naturel et le réseau artificiel d'assainissement pluvial. La pluie nette va donc être influencée par chaque élément de cette mosaïque. Néanmoins, on peut classer les composantes de la pluie nette comme dans le schéma proposé par Bouvier (1989) dans le cadre de ses travaux de recherches consacrés au ruissellement dans les villes de l'Afrique de l'Ouest, qui fait la distinction des surfaces revêtues en fonction de leurs positions respectives :

- les surfaces revêtues reliées directement au réseau (IMP1)
- les surfaces revêtues non reliées au réseau (IMP2)
- les surfaces non revêtues recevant une contribution des surfaces revêtues (PER1)
- les surfaces non revêtues ne recevant pas de contribution des surfaces revêtues (PER2)

La modélisation de la pluie nette faite par Bouvier (1989) pour des bassins ayant en majorité des surfaces comprises entre 20 et 200 ha et des indices d'imperméabilisation entre 10 et 40% s'appuie sur les considérations suivantes : a) sur les surfaces revêtues la pluie nette est identique à la pluie brute, sans aucune perte initiale; b) sur les surfaces non revêtues couvertes par la végétation la pluie nette est nulle; c) sur les surfaces non revêtues nues la pluie nette est la pluie brute diminuée des pertes initiales, STO, et des pertes continues (constantes, INF, ou proportionnelles, COEF, selon le cas) par infiltration. Les valeurs forfaitaires de STO, INF et COEF étant respectivement égales à 8,5 mm, 8,5 mm/h et 0,49. Une pluie nette moyenne pour l'ensemble du bassin est calculée par pondération des pluies nettes en fonction des surfaces respectives de chaque classe.

En milieux urbains européens, les surfaces non revêtues nues (PER1 et PER2) sont rares aussi bien que les surfaces revêtues non reliées à un réseau de drainage (IMP2). Les surfaces non revêtues avec végétation ne donnent généralement pas de ruissellements superficiels, et il faut s'attendre à ce que la production des écoulements captés par le réseau ait lieu préférentiellement dans les surfaces revêtues du type IMP1. Cet apparent déterminisme, qui simplifierait l'expression de la pluie nette, est souvent perturbé par les incertitudes de mesure des précipitations, des débits, des surfaces IMP1 et des surfaces actives (surfaces réelles de contribution normalement inférieures à IMP1).

Desbordes (1985) a analysé ces incertitudes dans l'évaluation des coefficients de ruissellement volumétrique de quatre petits bassins urbains de taille entre 20 et 100 ha et d'imperméabilisations entre 30 et 80%. Un modèle classique a été appliqué :

$$P_n = C_r (P_b - P_i) \quad (\text{éq. 43})$$

P_n et P_b étant, respectivement, les lames totales de pluie nette et brute, pour une averse, sur l'ensemble du bassin, P_i étant la lame équivalente des pertes sur les seules surfaces imperméables, et C_r étant le coefficient de ruissellement, adimensionnel.

Les coefficients C_r obtenus par Desbordes (1985), malgré leurs respectives incertitudes estimées à $\pm 25\%$, n'ont pas permis de remettre en question l'approximation utilisée dans les projets d'ouvrages qui prévoit C_r égal aux taux de surfaces imperméables du bassin. C_r correspondait aussi approximativement à la borne supérieure des coefficients volumétriques de ruissellement observés pour toutes les averses. D'autre part, les valeurs ajustées de P_i sont petites, de l'ordre de 0,5 à 2 mm, caractéristiques des pays développés, et donc négligeables lors des projets.

Compte tenu qu'en général le coefficient volumétrique de ruissellement à prendre compte, au stade des projets, s'identifie, aux incertitudes près, au rapport des surfaces imperméables à la surface totale, l'importance d'une bonne définition de ces surfaces est évidente. Desbordes (1985) souligne que les erreurs d'identification de ces surfaces peuvent affecter plus le ruissellement que celles imputables à la méconnaissance de la distribution spatiale des précipitations. Ces erreurs seraient d'autant plus élevées que les bassins sont grands. Cela est certainement vrai à petite échelle (de l'ordre de quelques hectares) où des imperfections de représentation planimétrique et altimétrique sont importantes et assez courantes.

4.4 MODELISATION DES CRUES DANS LE BASSIN DU DILUVIO

4.4.1 Introduction

Les données hydrométriques disponibles dans le bassin du Dilúvio correspondent à des dimensions spatiales beaucoup plus élevées que celles utilisées dans les pays développés pour étudier des bassins urbanisés. Ces données ont été mesurées en cours d'eau à ciel ouvert dans des sections auxquelles correspondaient des sous-bassins 'expérimentaux' ayant des surfaces entre 2,5 et 57 km². L'esprit du projet était d'étudier 'le' bassin du Dilúvio pour y évaluer l'effet de l'urbanisation sur l'hydrologie à l'échelle de plusieurs km². On l'appelait d'ailleurs de *Projeto Dilúvio*.

Le Département d'Assainissement Pluvial de Porto Alegre, qui a financé le *Projeto Dilúvio* pendant la période 1977/1979, était intéressé davantage aux conditions hydrologiques 'réelles' de l'époque, c'est à dire aux informations venues de mesures sur le terrain pour les situer par rapport aux données de projet estimées antérieurement (DNOS, 1968). L'Institut de Recherches Hydrauliques (IPH), qui menait le projet sur le terrain, a donc fourni au DEP en 1979 les premiers débits de projet basés sur des mesures hydrométriques pour tous les sous-bassins dans les conditions d'urbanisation de l'époque. Cela marque d'une certaine façon la fin d'une première phase. Une deuxième phase, qui se poursuivra jusqu'à 1986, avec financement d'un organe du Gouvernement Fédéral (FINEP), va permettre à l'IPH d'acquérir davantage de données pluvio-hydrométriques et ouvrir une ligne de recherche plus générale sur l'effet de l'urbanisation sur l'hydrologie de bassins urbains brésiliens.

Cette thèse est un effort associé à une reprise de cette ligne de recherche qui a débuté plus récemment (IPH/FAPERGS, 1993). L'idée essentielle, déjà mentionnée, c'est d'exploiter davantage les données disponibles dans le bassin du Dilúvio pour faire évoluer la connaissance sur l'impact de l'urbanisation sur le régime hydrologique au-delà des conclusions des études faites antérieurement, en profitant de la disponibilité actuelle de moyens informatiques plus performants combinés à la vision de l'hydrologie d'aujourd'hui.

Le dépouillement et l'organisation des données pluvio-hydrométriques et physiographiques disponibles nous a permis d'étudier beaucoup plus de situations hydrologiques que les études antérieures. Nous étions prêts donc à essayer de saisir une représentation plus fiable de la réalité du fonctionnement hydrologique du bassin du Dilúvio en nous attaquant à quelques questions imparfaitement résolues par les études antérieures, concernant les points suivants :

- le rapport entre les taux d'imperméabilisation et les coefficients de ruissellement
- l'importance relative des surfaces revêtues et non revêtues dans l'écoulement
- l'effet de la variabilité spatiale de l'occupation du sol et de la précipitation pour la genèse des crues

Avant de proposer nos analyses nous essayerons de faire un bilan sur l'état de connaissance acquise avec les mesures et études publiées antérieurement.

4.4.2 Les modélisations hydrologiques antérieures du bassin du Dilúvio

Avant les années 70 aucune mesure hydrométrique n'était disponible et les seules informations sur les débits se résumaient aux valeurs de projet établies par DNOS (1968) pour plusieurs sous-bassins en utilisant la formule rationnelle et des pluies de projet données par l'expression IDF de Camilo de Menezes et Noronha, déjà critiquable en soi (voir troisième partie). D'autre part les données de projet de la canalisation du Dilúvio et des réservoirs *Lomba do Sabão* et *Mae d'Água* n'ont pas eu une large diffusion et sont difficiles à retrouver.

L'installation du limnigraphe et les mesures de débit à la section Ipiranga en 1972 sur le Dilúvio, pour faire partie du réseau national du Département National de l'Eau et Energie Electrique, n'ont pas été suffisantes pour déclencher immédiatement des études hydrologiques.

On verra une première étude hydrologique dans le bassin du Dilúvio seulement quand Caicedo (1975) a fait des mesures pendant quelques mois sur deux sous-bassins, l'un urbanisé (ruisseau São Vicente) et l'autre rural (ruisseau Agronomia), basée sur les données de deux limnigraphes et quatre pluviographes installés par l'IPH. La surface et l'imperméabilisation du sous-bassin du São Vicente étaient, selon lui, respectivement, 2,7 km² et 35%, et la surface du sous-bassin du Agronomia était estimée à 6,8 km². La modélisation pluie-débit de Caicedo (1975) a suivi l'approche systémique et plusieurs modèles ont été testés : hydrogramme unitaire, réservoir linéaire simple, cascade de deux réservoirs simples identiques, le modèle de Nash (1958) et le modèle de Krainjenhoff (1958). Ce dernier s'est montré le plus adapté au sous-bassin urbain tandis que le modèle de Nash semblait meilleur pour le bassin rural.

Néanmoins, ce sera avec les données des réseaux limnigraphique et pluviographique installés dans le cadre du *Projeto Dilúvio*, principalement entre 1978 et 1982, qu'on a pu vraiment avancer sur la connaissance du fonctionnement du bassin du Dilúvio. Un simple regard sur les hydrogrammes de cette période permet de réaliser déjà l'impact quantitatif de l'urbanisation sur les débits, en comparant les réponses des sous-bassins à des degrés d'urbanisation différents. Un bassin imperméabilisé à 50% pouvait produire un débit de pointe de quelques milliers de litres par seconde par km² tandis que pour un bassin rural ce débit était d'ordre de quelques centaines de litres, voire moins, pour une pluie comparable.

Approches synthétiques

Avec ces données plus abondantes, Alvarez et Sanchez (1979,1980) ont repris les idées de Caicedo (1975) pour aboutir à une modélisation synthétique générale pour n'importe quel taux d'imperméabilisation, par le biais du HUI de Krainjenhoff (1958). Ce HUI est dérivé des études concernant les flux dans des drains et représente la réponse de plusieurs réservoirs parallèles, mais avec des capacités de stockage décroissantes, un véritable répartiteur de la pluie nette dont l'expression est:

$$h(t) = \frac{8}{\Pi^2} \frac{1}{j} \sum_{n=1,3,5..}^{\infty} e^{-n^2 t/j} \quad (\text{éq. 44})$$

où j est l'un des deux paramètres du modèle; l'autre est le nombre N de réservoirs qui affecte la variation de n dans l'HUI (par exemple si N=3, n prend successivement les valeurs 1, 3 et 5).

Alvarez et Sanchez (1980) ont ajusté un abaque pour les sous-bassins du Dilúvio qui relie ces deux paramètres au taux d'imperméabilisation. Il semble que les débits de pointe communiqués par l'IPH au DEP en 1979 (il n'y a pas de rapport officiel public), concernant les périodes de retour de 5, 10 et 25 années, ont été calculés par cette méthode, avec des pluies de projet brutes directement issues des courbes IDF du DMAE (1972), ayant des durées de 30, 60 et 90 minutes. On présente dans le tableau 36 leurs résultats pour la période de retour de 5 années sur trois sous-bassins du Dilúvio:

Tableau 36 - Débits de pointe (m3/s) selon une approche synthétique - T = 5 années

Sous-bassin	Surface	Taux d'imperm.	Durée 30'	Durée 60'	Durée 90'
São Vicente	2,5 km ²	55 %	19,9	15,9	12,5
Beco do Carvalho	3,5 km ²	18 %	4,9	5,5	5,3
Saint-Hilaire	6,4 km ²	1 %	1,8	2,3	2,5

Obs: surfaces et taux d'imperméabilisation du rapport (DEP/IPH, 1979)

On voit bien dans ce tableau l'effet attendu de l'urbanisation sur le débit de pointe. La diminution du temps de réponse du HUI avec l'urbanisation, une caractéristique intrinsèque de la méthode de Alvarez et Sanchez (1980), explique la diminution du débit de pointe avec la durée de la précipitation pour le bassin São Vicente et le contraire pour le bassin rural Saint-Hilaire, le bassin Beco do Carvalho étant un cas intermédiaire.

Quelques années plus tard Simões-Lopes et Sanchez (1986) ont étendu l'approche systémique au bassin du canal du Dilúvio jusqu'à la station Ipiranga-CPRM (57 km² qui se réduisent à 40, dont 13% imperméables, si le barrage *Lomba do Sabão* ne contribuait pas, hypothèse faite par ces auteurs), en appliquant le modèle distribué RORB (Laurensein et Mein, 1978). Le but était, comme Mota et Tucci (1984) l'avaient fait, d'évaluer l'impact de l'urbanisation prévu dans le Plan d'Occupation du Sol de Porto Alegre (PMPA, 1979). Le choix du modèle distribué australien RORB a été justifié par le nombre réduit de paramètres, la facilité d'introduire des modifications du réseau de drainage et la disponibilité du logiciel et sa documentation détaillée. En effet ce

modèle permet le découpage du bassin simulé en plusieurs sous-bassins chacun concentrant le volume précipité en son centre de gravité (un noeud), chaque noeud de sous-bassin conduisant son volume, selon la structure spatiale du bassin, vers un autre noeud de sous-bassin (cette liaison étant caractérisée comme un tronçon de cours d'eau) ou vers un noeud de l'ensemble de noeuds qui lient les tronçons considérés pour le cours d'eau ou canal principal. L'économie de paramètres vient du fait qu'il est admis le même type de transfert et schéma de production avec des paramètres locaux commandés par des paramètres globaux (les paramètres à caler).

Le transfert est réalisé par une fonction du type réservoir non linéaire simple:

$$S = KQ^m \quad (\text{éq. 45})$$

S étant le stockage, Q le débit de sortie, K et m, les paramètres du réservoir.

Le modèle RORB considère :

$$K = \alpha K_c \quad (\text{éq. 46})$$

K_c étant un paramètre global à ajuster et α un coefficient de proportionnalité, c'est-à-dire un rapport entre la longueur du tronçon concerné et la distance moyenne globale de tous les centres de gravité à l'exutoire, ce rapport encore corrigé par un facteur de forme (comme un facteur multiplicatif à cette distance moyenne) fonction de la pente moyenne p (en %). Ce facteur vaut 1 pour des cours d'eau naturels et $9\sqrt{p}$ pour les canalisés.

L'ensemble constitue un véritable système de transfert basé sur une cascade de réservoirs, en série et en parallèle, tous de même nature cependant à coefficients adaptés localement.

Le jeu de paramètres du modèle est complété par un paramètre global de pertes initiales, PI, qui rejoint les deux paramètres de transfert, aussi globaux, m et K. Le paramètre PI représente la lame de perte initiale de toutes les surfaces perméables du bassin et contrôle le processus de production à côté du taux d'imperméabilisation qui contrôle la production dans les surfaces perméables. PI sert à établir un coefficient de ruissellement global pour les seules surfaces perméables, donné par le rapport entre la lame ruissellée originaire de ces surfaces (égale à la lame totale multipliée par le taux d'occupation des surfaces perméables) et la pluie nette de ces surfaces (pluie brute moyenne sur le bassin moins PI). Le coefficient de ruissellement unique de chaque sous-bassin aura donc une composante des surfaces perméables et une autre des surfaces imperméables.

Simões-Lopes et Sanchez (1986) ont repris cinq des crues analysées par Mota (1982), celles du 18/5, 21/5, 20/7 24/9 et 18/11/79, plus celle du 3/8/79, pour faire le calage des paramètres et évaluer l'impact du POS de Porto Alegre. Le pas de temps a été de 30 min et la précipitation a été distribuée dans l'espace à l'aide des isohyètes des lames totales de chaque événement.

Comme cela arrive souvent dans le calage de réservoirs non linéaires, les auteurs ont préféré fixer la valeur du paramètre m (en l'occurrence 0,8) et ne caler le transfert que sur K, c'est à dire sur K_c . Trois niveaux de découpage du bassin ont été essayés, à savoir avec 8, 25 et 37 sous-bassins, mais aucune différence remarquable

n'a été détectée. Sur les 18 simulations effectuées, 12 calages ont attribué à K_c des valeurs entre 6 et 8 heures et à PI valeurs entre 10 et 12 mm, la reproduction des hydrogrammes étant satisfaisante.

Pour évaluer l'impact du POS pour les mêmes précipitations des événements ajustés Simões-Lopes et Sanchez (1986) ont estimé les surfaces imperméables potentielles futures par la méthode de Mota et Tucci (1984). Les résultats ont indiqué une tendance remarquable d'élévation des débits de pointe (entre 44 et 131%), des volumes ruisselés (entre 39 et 115%), les effets les plus importants étant sur la crue la plus faible (du 18/5/79) et ceux moins importants sur la crue la plus forte (du 20/7/79).

Approches phénoménologiques

L'approche phénoménologique a été appliquée dans le bassin du Dilúvio pour modéliser les crues dans le canal principal (ce qui n'a pas été fait dans les premières approches synthétiques) et simuler l'impact de scénarios d'évolution de l'urbanisation dans le bassin. Les premières études ont été faites par Mota (1982) et Mota et Tucci (1984) qui ont appliqué un modèle pluie-débit distribué dont la contribution de chaque sous-bassin était calculée par le modèle pluie-débit global IPH II (Tucci et alli, 1981), toutes ces contributions, au moment de leur arrivée au long du canal du Dilúvio, étant propagées vers l'exutoire par une équation numérique en différences finies de l'onde cinématique résolue par la méthode de Li et al. (1975).

Le modèle IPH II fait usage de 6 paramètres : trois concernant une loi d'infiltration hortonienne (équation 47), deux coefficients K_{sup} et K_{sub} des réservoirs linéaires superficiel et souterrain, et un dernier, R_{max} , représentant la capacité maximale de stockage du réservoir de pertes. Tout le volume précipité sur les surfaces imperméables est transféré superficiellement. Si la courbe aire-temps, qui agit dans le transfert superficiel, n'est pas disponible il est proposé la courbe aire-temps synthétique du modèle HEC (U. S. Army Corps of Engineers, 1973) où interviennent un paramètre de forme du bassin et son temps de concentration, les deux à estimer *a priori*.

L'équation d'infiltration hortonienne du modèle, qui intervient dans l'algorithme de Berthelot (1970), s'écrit :

$$I = I_b + (I_0 - I_b)h^{(t-t_0)} \quad (\text{éq. 47})$$

I étant la capacité d'infiltration à l'instant t, I_0 la capacité d'infiltration à la capacité au champ du sol, I_b la capacité d'infiltration quand le sol est saturé, h le paramètre de décroissance ($=e^{-\lambda}$) et t_0 représente tous les instants quand le sol atteint la capacité au champ. I_0 , I_b et h sont les paramètres à caler. L'algorithme de Berthelot (1970) combine cette équation avec l'équation de percolation ci-dessous et l'équation de continuité pour établir un système d'équations (non présenté ici) qui simule au cours du temps le stockage d'eau dans le sol, l'évolution de la capacité d'infiltration sous pluie ou en étiage et finalement l'infiltration elle-même (des volumes superficiels sont produits quand l'intensité de pluie excède la capacité d'infiltration).

$$T = I_b \left(1 - h^{(t-t_0)} \right) \quad (\text{éq. 48})$$

T étant la percolation en lame d'eau par unité de temps.

Le système d'équations représentant l'onde cinématique se présente sous la forme suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (\text{éq. 49})$$

$$A = \alpha Q^\beta \quad (\text{éq. 50})$$

Q étant le débit à la position x à l'instant t ; A étant la surface mouillée correspondante et q le débit d'entrée latérale par unité de longueur ; α et β sont les paramètres de l'onde cinématique.

Appliqué sur une portion intermédiaire du bassin, de 25 km² (20% imperméable) entre les stations Agronomia et Ipiranga CPRM (figure 12 ci-après), Mota (1982) a simulé isolément deux tronçons : le premier entre Agronomia et la station PUC (4,6 km, bassin de 19 km²) et le deuxième de cette dernière à Ipiranga (2,4 km, bassin de 6 km²). Pour la station PUC qui n'avait pas de courbe d'étalonnage on a adapté celle de l'Ipiranga (la géométrie de leurs sections transversales est la même). Pour la simulation numérique du canal, des sections de calcul ont été placées à des distances entre 700 et 1000 m, et pour la simulation pluie-débit des sous-bassins entre 1 et 6 km² ont été considérées. Les données d'entrée ont été les précipitations moyennes (par le biais des isohyètes établies manuellement) sur chaque sous-bassin, avec un pas de temps de 30 min et le calage (manuel) a été jugé sur les hydrogrammes calculés et observés dans le canal du Dilúvio, à PUC pour le premier tronçon principal (avec les crues du 15/4, 20/7, 24/9, 7/11, 18/11/79) et à Ipiranga pour le deuxième (avec les crues du 8/5, 18/5, 21/5 et 20/7).

En considérant une paire de paramètres α et β pour chaque section de calcul et le jeu de six paramètres (I_0 , I_b , h , K_{sup} , K_{sub} et R_{max}) pour chaque sous-bassin, Mota a fini par ajuster un modèle surparamétré (76 paramètres dans la version la plus lourde). Cependant c'était un surparamétrage en apparence, car les paramètres α et β variaient très peu dans chacun des deux tronçons principaux (en effet α a été fixé à 1,25 pour le premier et à 2,0 pour le deuxième et $\beta = 0,4$ pour les deux tronçons principaux). Le même raisonnement vaut pour les paramètres des sous-bassins, lesquels montrent chacun une gamme de variation peu étendue d'un sous-bassin à l'autre.

En n'oubliant pas que Mota a utilisé les surfaces imperméables du rapport DEP/IPH (1979) contribuant à 100 %, on observe, pour les surfaces perméables, qu'un jeu représentatif des paramètres serait : $I_0 = 11$ mm/h, $I_b = 0,3$ mm/h, $h = 0,78$, K_{sup} entre 30 min et 1 heure, K_{sub} entre 7 et 15 heures et $R_{max} = 5$ mm.

Les simulations reproduisent très bien les hydrogrammes observés cependant il n'est pas analysé la raison d'une telle performance. Il n'est pas montré, par exemple, la contribution relative des surfaces perméables par rapport aux volumes produits par les surfaces imperméables pour qu'on puisse évaluer le poids de chaque processus de production, ni la magnitude de l'écoulement sous-terrain supposé existant. La mise en relief du rôle joué par le canal lui seul, simulé par onde cinématique, aurait été aussi très intéressante pour la compréhension du fonctionnement de l'ensemble du bassin.

Avec ce modèle, désormais appelé modèle IPH III, Mota et Tucci (1984) ont simulé l'impact des règles du Plan d'Occupation du Sol (PMPA, 1979) sur les crues, en se basant sur une relation entre densité de population (DP) et taux d'imperméabilisation (AIMP) établie à partir de données du rapport DEP/IPH (1979). La DP étant prévue par le POS, les AIMP des sous-bassin sont aisément calculés par la relation mentionnée ci-dessus. Les K_{sup} futurs ont été estimés à partir d'une hypothèse qui stipule qu'en zone urbaine K_{sup} est proportionnel à la distance B parcouru par l'écoulement superficiel jusqu'au canal du Dilúvio. L'estimation proposée pour B a été le rapport entre la surface du bassin et la longueur de son cours d'eau principal. Ayant établi le facteur K_{sup} / B pour un bassin urbain existant, il suffit de le multiplier par les B des futurs bassins urbains pour avoir leurs K_{sup} correspondants.

Les résultats de ces simulations sont instructifs car pour une précipitation non spectaculaire comme celle du 20/07/79 (moyenne d'environ 5,7 mm/h en 9,5 heures) le scénario du POS provoque des augmentations significatives de volume et débit de pointe à Ipiranga, tandis que pour une précipitation extrême comme celle de la soirée du 13/02/81 (presque 100 mm/h pendant les 30 min les plus critiques d'un événement qui a atteint une moyenne de 115 mm en 7 h environ) les hydrogrammes avant et après le POS diffèrent très peu (5 % d'augmentation du débit de pointe, de 265 à 285 m³/s, et 7 % pour le volume ruisselé), ce qui a été expliqué par les auteurs par une rapide saturation des sols dans le second cas. Un peu d'incertitude plane sur cette comparaison du 13/02/81 parce que l'hydrogramme de ce jour à Ipiranga a été reconstitué par le modèle (la crue elle-même a mis en panne le limnigraphe de cette station et le débordement à Agronomia relativise la précision de l'extrapolation faite).

Même si l'on évoque des incertitudes et une possible inadaptation de la structure du modèle à représenter des événements extrêmes pour lesquels il n'a pas été ajusté, les résultats de Mota et Tucci (1984) montrent qu'établir un critère de définition d'une pluie critique vis à vis d'un macrodrainage urbain n'est pas si simple. C'est à dire que les causes de catastrophes provoqués par des pluies sévères (période de retour élevées) doivent être cherchées dans la pluie elle-même plutôt que dans une évolution de l'occupation du sol, surtout dans une situation de densification ou d'expansion urbaine dans un bassin déjà urbanisé (situation plus courante qu'une urbanisation à partir de zéro dans un bassin entier rural cas où elle se ferait rapidement ressentir dans les ruissellements de pluies fortes ou faibles). En revanche, pour des situations pluviométriques plus normales ces effets sur l'écoulement semblent être relativement beaucoup plus importants.

Plus récemment Campana (1995) a repris ce sujet en simulant la totalité du bassin du Dilúvio avec le modèle IPH IV (Tucci et alli, 1989) qui couple la résolution numérique des équations de Saint-Venant d'un canal principal aux algorithmes du modèle pluie-débit IPH II pour chaque sous-bassin qui aboutit à ce canal. L'un des buts du travail était d'établir les niveaux d'eau dans le canal du Dilúvio sous certaines conditions pluviométriques critiques et quelques scénarios d'urbanisation, dont celui du POS (PMPA, 1979).

Le choix des équations de Saint-Venant a été justifié du fait qu'éventuellement des effets produits à l'aval par le lac Guaíba affecteraient les crues dans le canal du Dilúvio, surtout dans son tronçon final. Le système d'équations utilisé, qui effectivement est capable de considérer l'effet d'aval comme l'a démontré Tucci (1978),

auteur du logiciel original, est donné par l'équation de continuité (équation 49) et par l'équation de quantité de mouvement ci-dessous :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (\text{éq. 51})$$

V étant la vitesse moyenne dans la section transversale à chaque x ; g la pesanteur, y le niveau d'eau (par rapport au fond) ; S₀ la pente du lit du canal et S_f la pente des pertes par frottement, qui a été estimée d'après l'équation de Manning comme :

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{R^{4/3}A^2} \quad (\text{éq. 52})$$

n étant la rugosité du lit et R le rayon hydraulique a chaque x.

Les deux premiers termes de l'équation 51 représentent l'inertie et le troisième la pression. Les éléments de droite représentent les effets de la pesanteur et du frottement. Les principales simplifications sont : le fluide est homogène et incompressible, la pression est hydrostatique (acceptable pour des écoulements graduellement variés au long du canal), et l'estimation de S_f par le biais d'une équation du mouvement uniforme.

Campana (1995) a découpé le bassin du Dilúvio (80 km²) en 24 sous-bassins, entre 1 et 11 km² en gros, et a discrétisé les 10 km du canal en 25 sections transversales. Pour le Dilúvio canalisé (environ 7 km) il a été adopté forfaitairement une rugosité n=0,016 et pour le restant en conditions naturelles n=0,030. Les 24 jeux de six paramètres (I₀, I_b, h, K_{sup}, K_{sub} et R_{max}) des sous-bassins calent le modèle entier. Le temps de concentration, variable en fonction de chaque sous-bassin, a nécessité un algorithme spécial basé sur une expression déduite du ruissellement en nappe de la pluie nette selon la méthode de l'onde cinématique. Il a été admis donc que le temps de concentration diminue avec l'intensité de la pluie et dépend d'un coefficient de rugosité de surface, en l'occurrence issu aussi de l'équation de Manning. Des valeurs forfaitaires et arbitraires pour ces rugosités ont été aussi appliquées : n=0,1 pour surfaces imperméables et sol nu ; n=0,2 pour une couverture en herbe et n=0,4 pour la végétation haute. Une valeur unique de n était défini par sous-bassin par moyenne pondérée des taux d'occupation de chaque classe.

Pour l'ajustement des paramètres Campana (1995) a pris 6 des 8 crues étudiées par Mota (1982), en séparant trois pour le calage (18/5, 21/5 et 20/7/79) et les trois autres (15/4, 8/5 et 24/9/79) pour une vérification. L'intervalle de temps a été fixé en 30 minutes. La démarche de calage (manuelle) est partie de l'ajustement du IPH II à quelques sous-bassins instrumentés pendant le *Projeto Dilúvio* : le bassin São Vicente (crue du 18/5/79), Beco do Carvalho (20/7), Moinho (les trois crues) et Arroio Agronomia (21/5 et 20/7). Les jeux de paramètres obtenus ont servi pour attribuer empiriquement des valeurs moyennes à ceux des 24 sous-bassins en guise de calage. Ils sont en général cohérents avec l'étude de Mota (1982) et les différences qu'on peut trouver en comparant les paramètres de certains sous-bassins sont du même ordre de grandeur de la gamme de

variation spatiale trouvée (coefficients de variation relatifs entre parenthèses) : $I_0 = 12$ mm/h (9%), $I_b = 0,34$ mm/h (33%), $h = 0,8$ (5%), $K_{sup} = 40$ min (65%), $K_{sub} = 9$ heures (22%) et $R_{max} = 5$ mm (14%).

En utilisant ces paramètres dans le modèle complet la reproduction des hydrogrammes de crues de vérification aux stations PUC et Ipiranga CPRM a été remarquable. Cependant aucune analyse n'a été faite pour expliquer cette performance. Ainsi, après cette vérification le modèle a été immédiatement utilisé pour évaluer l'impact de quatre scénarios d'occupation urbaine sur les niveaux du canal du Dilúvio, à partir des hyétogrammes de projet de 2, 5, 10 et 25 ans (l'intensité à l'épicentre variable au pas de temps de 30 min, selon l'IDF de *Morro da Tuca* au poste P9) et avec une distribution spatiale à partir des isohyètes adimensionnelles du total de l'événement du 13/2/81 (le plus intense observé par le réseau pluviographique).

Pour le scénario du POS (PMPA, 1979), le hyétogramme le plus intense (T=25 ans) provoquerait une augmentation du débit de pointe à Ipiranga CPRM de l'ordre de 12% par rapport au scénario de référence (taux d'imperméabilisation du rapport DEP/IPH, 1979), le débit de pointe évoluant de 180 à 200 m³/s, ce qui suffirait à faire déborder le canal à partir, à peu près, de la position de la galerie pluviale qui canalise le ruisseau São Vicente. Les autres résultats de Campana (1985) sont cohérents avec ce qui est ressorti des études antérieures dans le sens que plus la période de retour de la pluie est élevée moindre est l'effet relatif de l'occupation du sol sur les crues, car l'engorgement rapide des sols rend le fonctionnement des surfaces perméables voisin de celui des surfaces imperméables.

4.4.3 Caractéristiques générales des crues dans le canal du Dilúvio

Les modélisations présentées ci-dessus présentent un caractère fortement appliqué ce qui a le mérite d'éveiller continuellement l'attention des autorités concernées sur les impacts possibles de l'urbanisation sur l'hydrologie, surtout si les limites du plan d'occupation du sol de la ville sont atteintes. Cependant les différentes approches suivies ne semblent pas avoir contribué suffisamment à faire progresser la connaissance sur les processus hydrologiques qui agissent réellement dans la formation des crues et dans le macrodrainage du bassin du Dilúvio. Parfois si beaucoup d'efforts sont dépensés pour la structuration d'un modèle ou l'adaptation d'un modèle préexistant, l'analyse simple des données de base peut se ressentir d'un manque d'attention dans une interprétation ultérieure des résultats. Pour éviter cela, notre démarche d'étude partira des données vers une synthèse appuyée éventuellement par une modélisation hydrologique.

On commence par un essai de caractérisation des crues dans le canal du Dilúvio observées dans la période la plus active du *Projeto Dilúvio*, c'est-à-dire entre 1978 et 1982. D'après les fichiers de données établis précédemment (deuxième partie) nous avons cherché à caractériser principalement l'importance des crues, les différences entre l'hydrologie des moitiés amont et aval du bassin, et l'influence des saisons, pour éventuellement identifier des situations hydrologiques les plus critiques.

Pour cela on a analysé les données des stations Ipiranga (CPRM) qui draine 57 km² et Agronomia qui contrôle 32 km². Ces deux stations divisent schématiquement le bassin du Dilúvio en deux moitiés (figure 12 ci-après), l'une à l'aval de 25 km² (dont 65% urbanisés) et l'autre à l'amont de 32 km² (dont 82% ruraux).

Gamme de variation des débits maximaux du Dilúvio

Tout d'abord on rappelle que la station Ipiranga (CPRM) est celle qui est la plus à l'aval sur le canal du Dilúvio avec données hydrométriques, par conséquent l'analyse proposée ne peut évidemment pas prendre en compte la contribution des zones urbaines à l'aval, qui ont une surface importante. Une idée de cette contribution est donnée par les crues observées dans les cours d'eau São Vicente à Bela Vista et Cascata à Cascata II qui seront analysées plus tard. Les crues du Dilúvio qui finalement débouchent dans le lac Guaíba sont certainement plus importantes que celles à Ipiranga.

Nous avons critiqué les données de 111 crues, qui ont pu être enregistrées simultanément à Agronomia et Ipiranga. Une 112^{ème}, celle du 13/02/81, a été de loin la plus importante, cependant, elle a mis en panne plusieurs appareils de mesure dont le limnigraphe de la station Ipiranga (à Agronomia le débordement du Dilúvio a empêché le calcul d'un hydrogramme précis). Nous avons vu que, par le biais d'un modèle mathématique Mota (1982) a estimé le débit de pointe de cette crue à 265 m³/s à Ipiranga CPRM, tandis que son extrapolation pour Agronomia atteint 30 m³/s.

Cette remarque faite, nous avons réparti les 111 crues disponibles en cinq groupes, selon le pourcentage entre les débits maximaux (moyens sur 30 minutes) à Agronomia et ceux correspondants à Ipiranga. Les intervalles de classe considérés sont : moins de 5% , 5 -10%, 10-15%, 15-20%, et plus de 20%. Le résumé des résultats est indiqué dans le tableau 37.

Tableau 37 - Gamme de variation des débits maximaux des crues sélectionnées

Qmx (Agr) / Qmx (Ipi)	Incidence	Ipiranga	Agronomia
moins de 5 %	24 %	1,83 - 51,3 m ³ /s (6,0)	0,04 - 1,17 m ³ /s (0,12)
5 - 10 %	23 %	1,71 - 49,9 m ³ /s (9,3)	0,10 - 4,85 m ³ /s (0,73)
10 - 15 %	20 %	2,86 - 31,3 m ³ /s (7,1)	0,29 - 4,34 m ³ /s (0,86)
15 - 20 %	18 %	2,86 - 34,5 m ³ /s (7,1)	0,50 - 5,72 m ³ (1,11)
plus de 20 %	15 %	1,68 - 59,0 m ³ /s (14,3)	0,73 - 19,8 m ³ /s (4,93)
Toutes	100 %	1,68 - 59,0 m ³ /s (8,7)	0,04 - 19,8 m ³ /s (0,85)

Obs. : Qmx = débit maximal ($\Delta t = 30$ min); valeurs médianes entre parenthèses

Le tableau 37 montre déjà qu'il n'existe pas de tranche nettement préférée de rapports de débit selon le découpage proposé. Néanmoins la plupart des crues (85 %) montre un rapport de débits maximaux inférieur à 20 % ce qui est largement moindre que le rapport de surfaces qui est de 56 %. Evidemment cela indique déjà l'influence de l'urbanisation même si l'on prend en compte de l'effet des réservoirs *Lomba do Sabão* (3,2 hm³) et *Mae d'Agua* (0,1 hm³) dans la moitié amont.

Les écarts des débits maximaux à Ipiranga, par rapport aux débits moyens de cette station, sont également remarquables. Pour une moyenne annuelle d'environ 1 m³/s on voit que les crues peuvent avoir des débits

maximaux de l'ordre de 50 à 60 fois supérieurs sans que cela soit considéré rare (cette constatation ne change pas significativement même si l'on considère les débits instantanés à la place des débits maximaux sur 30 minutes).

D'autre part les débits maximaux médians montrent que le rapport entre les débits maximaux d'Agronomia et d'Ipiranga augmente, pour la gamme des rapports $< 20 \%$, plutôt en raison d'une élévation des débits d'Agronomia. Cela nous amène à penser à un effet saisonnier qui sera traité ci-après.

Une idée sur la dynamique des crues nous est donnée par les médianes des temps de montée à Ipiranga calculés pour les mêmes classes de crues. On note que les crues à Ipiranga ayant une faible contribution d'Agronomia (rapport de débits maximaux au-dessous de 5%) présentent un temps de montée médian d'ordre de 3 heures tandis que pour les tranches supérieures il varie entre 5,5 et 6,5 heures. On verra ci-dessous que ces crues plus rapides arrivent préférentiellement dans le semestre chaud (printemps/été) ce qui indique un rapport étroit avec les pluies les plus intenses de nature convective plus fréquentes dans cette période de l'année.

Effet saisonnier sur le régime hydrologique du Dilúvio

Le tableau 38 montre comment les 111 crues analysées se distribuent parmi les saisons de l'année. Deux situations opposées se dégagent : en été prédominent les crues à faible contribution relative de la moitié amont du bassin tandis qu'en hiver on observe le contraire. Cette constatation demeure visible quand on divise l'année en un semestre chaud (printemps + été) et un autre froid (automne + hiver). Plusieurs explications sont possibles. Par exemple, l'évaporation moins intense pendant le semestre froid en épuise moins l'humidité apportée par les précipitations, laissant les sols plus propices au ruissellement (on rappelle le relatif équilibre observé dans les normales climatologiques où 53 % de la pluie tombe dans le semestre froid et 47 % dans le semestre chaud). L'opération du barrage du réservoir *Lomba do Sabão* peut aussi jouer un rôle, car étant un réservoir d'alimentation en eau potable, ses règles visent à le maintenir plein, ce qui peut le faire 'encaisser' en été une partie des crues. On ne peut pas négliger non plus le fait qu'il pleut plus dans la moitié aval du bassin, un sujet traité dans la troisième partie. En effet l'analyse des pluies provoquant les 111 crues étudiées montre qu'en moyenne la moitié aval reçoit une lame 36 % supérieure à celle de la moitié amont pendant le semestre chaud, ce pourcentage tombant à 7 % pour le semestre froid.

À ce stade on peut dire, qu'à partir de l'analyse des crues objet des modélisations de Mota (1982), Simões-Lopes et Sanchez (1986) et Campana (1995), que les situations de calage correspondent typiquement à la période automne-hiver, en parfait accord avec leurs dates. Vu la dynamique plus intense des crues en été on peut penser que le calage de ces modèles ne convient pas pour simuler des situations extrêmes en cette saison.

Tableau 38 - Incidence des crues par classe et par saison

Rapport Qmx	Automne	Hiver	Printemps	Ete	Aut /Hiver	Print/Ete	Année
moins de 5 %	4 (15 %)	3 (11 %)	9 (33 %)	11 (41 %)	7 (26 %)	20 (74 %)	27 (100 %)
5 - 10 %	6 (23 %)	7 (27 %)	8 (31 %)	5 (19 %)	13 (50 %)	13 (50 %)	26 (100 %)
10 - 15 %	5 (23 %)	6 (27 %)	10 (45 %)	1 (5 %)	11 (50 %)	11 (50 %)	22 (100 %)
15 - 20 %	7 (35 %)	7 (35 %)	6 (30 %)	0 (0 %)	14 (70 %)	6 (30 %)	20 (100 %)
plus de 20 %	2 (13 %)	9 (56 %)	5 (31 %)	0 (0 %)	11 (69 %)	5 (31 %)	16 (100 %)
Total	24 (21 %)	32 (29 %)	38 (35 %)	17 (15 %)	56 (50 %)	55 (50 %)	111 (100 %)

Obs : Rapport Qmx = rapport Qmx (Agr) / Qmx (Ipi)

4.4.4 Les crues à l'intérieur du bassin du Dilúvio

D'après ce qu'on a montré dans la deuxième partie les sous-bassins expérimentaux dont les données sont, à notre avis, exploitables sont les bassins du São Vicente, du Cascata, du Beco do Carvalho et du Saint-Hilaire (figure 12). On rappelle que leurs degrés d'imperméabilisation ont été estimés, respectivement, à 50,4 % , 16,4 % , 15,6 % et <5%. On abordera les crues de ces bassins d'une part sous le point de vue des débits de pointe instantanés, et d'autre part en analysant les coefficients volumétriques de ruissellement. On va restreindre cette analyse aux crues extrêmes, définies ici comme celles dont le niveau de pointe appartient à une série partielle formée par les 10 n niveaux les plus élevés enregistrés pendant les n ans d'observation du poste concerné.

Les tailles des séries vont être différentes donc en fonction du nombre d'années d'observation. La série atteint 42 valeurs pour le sous-bassin du São Vicente, en considérant une période effective de 4,2 années, entre janvier 1978 et juin 1982, dont les 11 premières de la série décroissante n'ont pas leurs débits à cause de problèmes d'extrapolation de sa courbe d'étalonnage. Le sous-bassin du Cascata a une série de 29 valeurs (période effective de 2,9 ans entre mars 1978 et mars 1981), dont la première sans débit. Et les sous-bassins du Beco do Carvalho et Saint-Hilaire, les séries atteignent 15 (1,5 ans entre avril 1978 et novembre 1979) et 42 valeurs (4,2 ans entre mai 1978 et septembre 1982), cette dernière série sans débit pour les 8 premières valeurs.

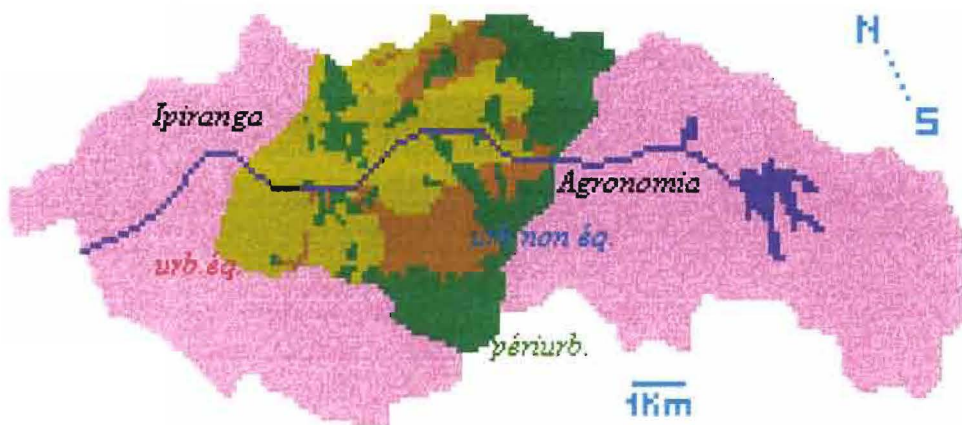


Figure 12 - Sous-bassins expérimentaux du bassin du Diluvio

Débits de pointe instantanés des sous-bassins expérimentaux

En considérant pour les débits existants les mêmes fréquences des niveaux correspondants on peut établir des relations empiriques semblables pour les débits de pointe. C'est ce qu'on montre dans la figure 13 où les périodes de retour 'observées' ont été calculées par :

$$T = \frac{1}{\lambda(1-F(x))} \quad (\text{éq. 53})$$

où F est la fréquence de non-dépassement empirique de la valeur x (on a appliqué la formule de Bazin) et $\lambda = 10$ (nombre d'événements par an).

Le tableau 39 indique l'effet assez brutal de l'urbanisation sur l'hydrologie. Le bassin Saint-Hilaire, presque rural, joue le rôle de bassin témoin. Par exemple, pour une période de retour de 0,25 ans, le débit de pointe d'un bassin à moitié imperméabilisé, le bassin du São Vicente, est par unité de surface d'ordre de 70 fois supérieur que celui rural. Et pour une imperméabilisation d'ordre de 15% cet effet se montre encore significatif, entre 7 et 10 fois supérieur.

Tableau 39 - Urbanisation et débits de pointe (exemple pour une période de retour de 0,25 année)

Bassin	A (km ²)	AIMP (%)	AURB (%)	AIMP/AURB	QP (m ³ /s)	QP/A
São Vicente	2,57	50,4	88,7	0,57	11,6	4,5
Cascata	7,62	16,4	51,6	0,32	5,3	0,7
Beco do Carvalho	3,43	15,6	38,2	0,41	1,7	0,5
Saint-Hilaire	5,87	<5	6,5	-	0,4	0,07

A = surface du bassin

AIMP et AURB = taux d'imperméabilisation et d'occupation urbaine

QP = débit de pointe pour T = 0,25 année

En comparant les bassins urbanisés entre-eux on peut remarquer certains comportements différents. Les bassins São Vicente et Cascata ont des surfaces imperméabilisées absolues proches, cependant les débits de pointe du premier bassin sont à peu près le double de ceux du deuxième bassin. Une cause de cela peut être la densification urbaine plus élevée du bassin São Vicente (57% de sa surface urbanisée est imperméabilisée contre 32% du bassin du Cascata). En revanche un rapport de ce type n'arrive pas à expliquer pourquoi le bassin du Cascata produit des débits de pointe environ trois fois supérieures à ceux du bassin du Beco do Carvalho, alors que le rapport de surfaces absolues urbanisées est seulement d'ordre du double.

L'allure exponentielle des courbes de la figure 13 nous a conduit à essayer une extrapolation empirique pour vérifier quelles valeurs nous trouverions pour la période de retour 5 ans. On a ajusté une expression du type :

$$Q = Q_0 + k \ln(\lambda T) \quad (\text{éq.54})$$

Q étant le débit de pointe en m^3/s , T la période de retour en années, $\lambda = 10$ (nombre d'événements par an), et k et Q_0 sont les paramètres ajustés.

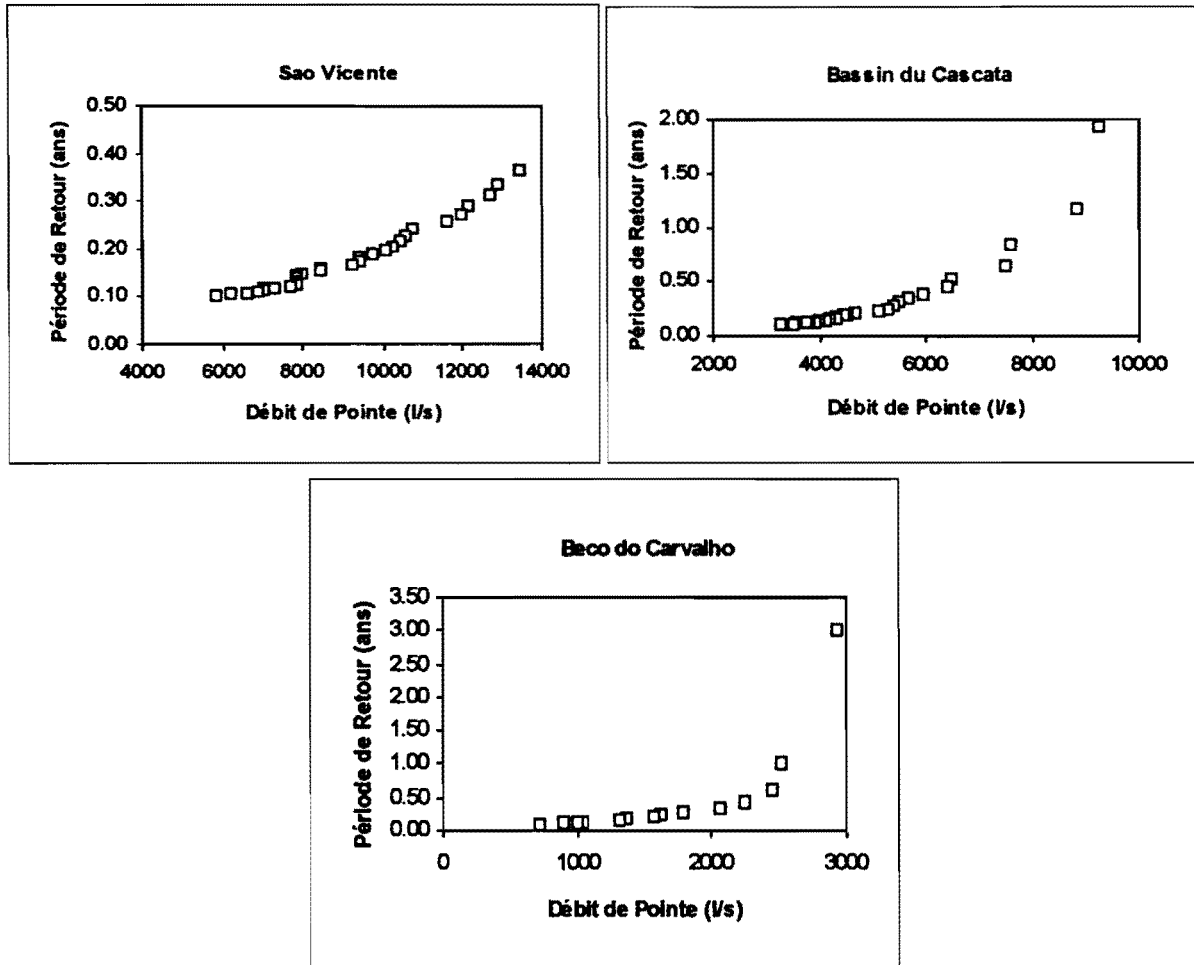


Figure 13 - Débits de pointe et périodes de retour des sous-bassins expérimentaux

Pour le bassin São Vicente $k = 5,75$ et $Q_0 = 6,15 m^3/s$, pour le bassin Cascata $k = 2,03$ et $Q_0 = 3,32 m^3/s$ et pour le bassin Beco do Carvalho $k = 1,04$ et $Q_0 = 0,77 m^3/s$. Pour $T = 5$ ans nous avons donc, dans l'ordre, des débits de 28,6 ; 11,3 et 4,8 m^3 /s . On notera que Alvarez et Sanchez (tableau 36 ci-dessus) préconisent pour cette période de retour un débit moindre pour le bassin São Vicente et un débit du même ordre de grandeur pour Beco do Carvalho, si l'on compare les résultats à leurs débits produits par des pluies de projet de durée 30 minutes.

En général, tous ces résultats suggèrent que s'agissant de débits de pointe, il est difficile d'établir des rapports directs avec la seule occupation urbaine et l'imperméabilisation associée, car, à l'évidence, plusieurs autres aspects physiques interviennent, dont la disposition des équipements urbains, la forme du bassin, son relief et aussi le comportement hydrologique des surfaces perméables. Sans parler des incertitudes qui agissent sur tous les chiffres manipulés (courbes d'étalonnage, interprétation des photos aériennes, etc.).

Comparaison entre les débits maximaux des sous-bassins et ceux du canal du Dilúvio

La dernière contribution que le canal du Dilúvio reçoit par sa rive droite est celle du ruisseau São Vicente par le biais d'une galerie situé environ à 500m à l'aval de la station Ipiranga. A l'aval du São Vicente, toutes les zones ont été raccordées de façon à que le ruissellement pluvial atteigne directement le lac Guaíba par pompage. Concernant la rive gauche, la dernière contribution directe dans le Dilúvio est celle du ruisseau Cascata. Il n'est pas difficile à déduire, donc, que le tronçon du canal du Dilúvio juste entre les débouchés des ces deux ruisseaux cités est le secteur le plus critique au regard des débordements. En effet, les débits observés à la station Ipiranga, plus ceux du ruisseau São Vicente et les contributions des zones presque 100% urbanisées dans les deux rives, peuvent conduire localement (surtout dans la grande courbe d'environ 90° à gauche) à des situations hydrauliques délicates à cet endroit.

Cette situation indique qu'une caractérisation plus précise des crues du Dilúvio, en termes quantitatifs, avec les données disponibles devrait être essayée en comparant les débits des stations Ipiranga du Dilúvio, Bela Vista du São Vicente et Cascata II du Cascata. Les stations Bela Vista e Cascata II ne drainent en effet qu'une partie du bassin intermédiaire entre Ipiranga et le débouché du Cascata, mais l'information qu'elles apportent sert à comprendre le comportement potentiel du bassin restant.

Pour cela, on propose une comparaison simple entre les débits moyens maximaux des crues concomitantes à ces stations. En moyenne, les débits maximaux à Bela Vista et Cascata II correspondent, respectivement, à 19% et 13% environ du débit à Ipiranga. Les surfaces imperméables de ces deux sous-bassins sont comparables, mais le bassin drainé à Bela Vista présente une urbanisation plus dense sur une surface totale moindre, ce qui faciliterait parfois la formation de pics semblables à ceux qu'on observe à Ipiranga, surtout quand la crue est de 10 m³/s ou moins.

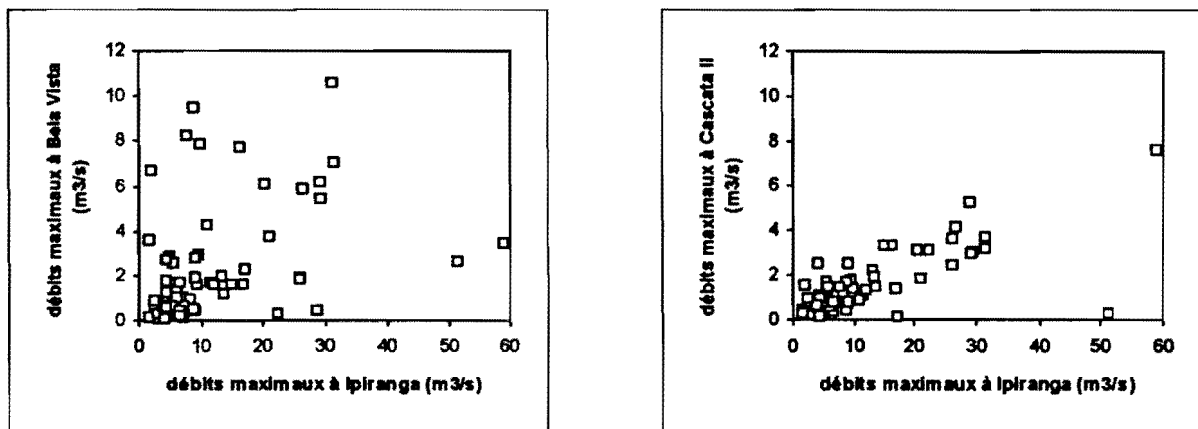


Figure 14 - Débits maximaux concomitants à Bela Vista, Cascata II et Ipiranga

4.4.5 Coefficients volumétriques de ruissellement des bassins expérimentaux

Dans les sous-bassins expérimentaux du Dilúvio existent sans doute des connexions entre les surfaces revêtues et non revêtues comme dans le schéma de Bouvier (1989). Ces dernières sont plus importantes en ce qui

concerne les espaces vides non intégrés à l'urbanisation que la contribution de cours perméables des bâtiments et maisons ou parcs publics dans la ville. C'est à dire, les débits observés ont certainement une composante liée aux surfaces imperméables urbaines et l'autre aux surfaces perméables, principalement périurbaines. Même si l'écoulement des zones imperméables se caractérise comme étant plus rapide et volumineux par unité de surface, ce mélange d'origines complique l'identification de la partie totale 'superficielle' si les surfaces perméables contributantes sont importantes. Cela nous amène à adopter un critère, par nature, arbitraire de séparation d'écoulements. Celui qui nous a semblé le plus adapté a été de marquer arbitrairement la fin de l'écoulement 'rapide' ou 'superficiel' lors d'une crue quand le débit atteint 5% du débit maximal (nous avons travaillé avec le fichier des débits moyens chaque 30 minutes). Pour certains cas qui visiblement présentaient une décrue assez faible, le critère était l'identification d'une succession de deux débits proches (moins de 5% de différence). Le début de l'écoulement rapide étant facile à remarquer par une soudaine élévation des débits, le volume superficiel se calculait simplement en considérant un débit de base constant qui existait juste avant la crue.

Le calcul des coefficients volumétriques de ruissellement R (lame ruisselée divisée par la lame précipitée) pour les événements sélectionnés montre qu'ils prennent des valeurs assez variables comme on peut le vérifier dans figure 15 et le tableau 40. Compte tenu des erreurs de mesure et des incertitudes diverses, de telles variations n'étaient pas inattendues. Bien sûr, la contribution des surfaces perméables, qui varie d'une crue à l'autre est aussi un facteur non négligeable dans la variabilité des coefficients de ruissellements trouvés. Nous n'avons retenu que les crues pour lesquelles on disposait des postes pluviographiques représentatifs des bassins, à savoir le P2 pour São Vicente, P3 et P4 pour Cascata et P8 pour Beco do Carvalho.

Vu la dispersion des points montrée par la figure 15, il n'est pas surprenant qu'une modélisation du type de l'équation 43 n'aboutisse à rien de précis. Néanmoins on note une certaine tendance d'organisation des lames ruisselées et précipitées qui permet une approximation correcte par le biais d'une droite de régression. Cependant la qualité des régressions faites n'autorise aucune démonstration. Des essais faits avec plus de points n'ont pas changé cette réalité car ils représentent des crues plus faibles que celles retenues. Si cela recommande la prudence sur leurs interprétations il n'en est pas moins vrai que les régressions relèvent d'une logique acceptable. Par exemple, le coefficient de ruissellement C_r est compatible avec le taux d'imperméabilisation AIMP, cette dernière n'est pas non plus une mesure exempte d'erreur.

Les coefficients volumétriques R comparés aux coefficients C_r se révèlent cohérents. En effet comme C_r est attaché au fonctionnement après les pertes initiales P_i on s'attend à ce que la moyenne des R, ici notée R_{mo} , soit d'autant plus inférieure à C_r que les P_i sont grands. Les valeurs de P_i , d'ailleurs, si on ne les attribue qu'aux seules surfaces imperméables (ce qui n'est pas évident pour des bassins 'hybrides' avec zones urbaines et rurales) révèlent peut-être une logique : plus un bassin est urbanisé plus P_i s'approche d'une valeur acceptable caractéristique des surfaces urbanisées (moins de 2 mm) ; si P_i est plus élevé, une composante rurale existe rendant difficile son interprétation. En plus de cela, le degré de dispersion montré par les données conduit à une non-représentativité des P_i trouvés (peut-être même plus que pour les C_r). Il n'est pas nécessaire de rappeler combien un point 'mal placé' peut modifier une droite de régression.

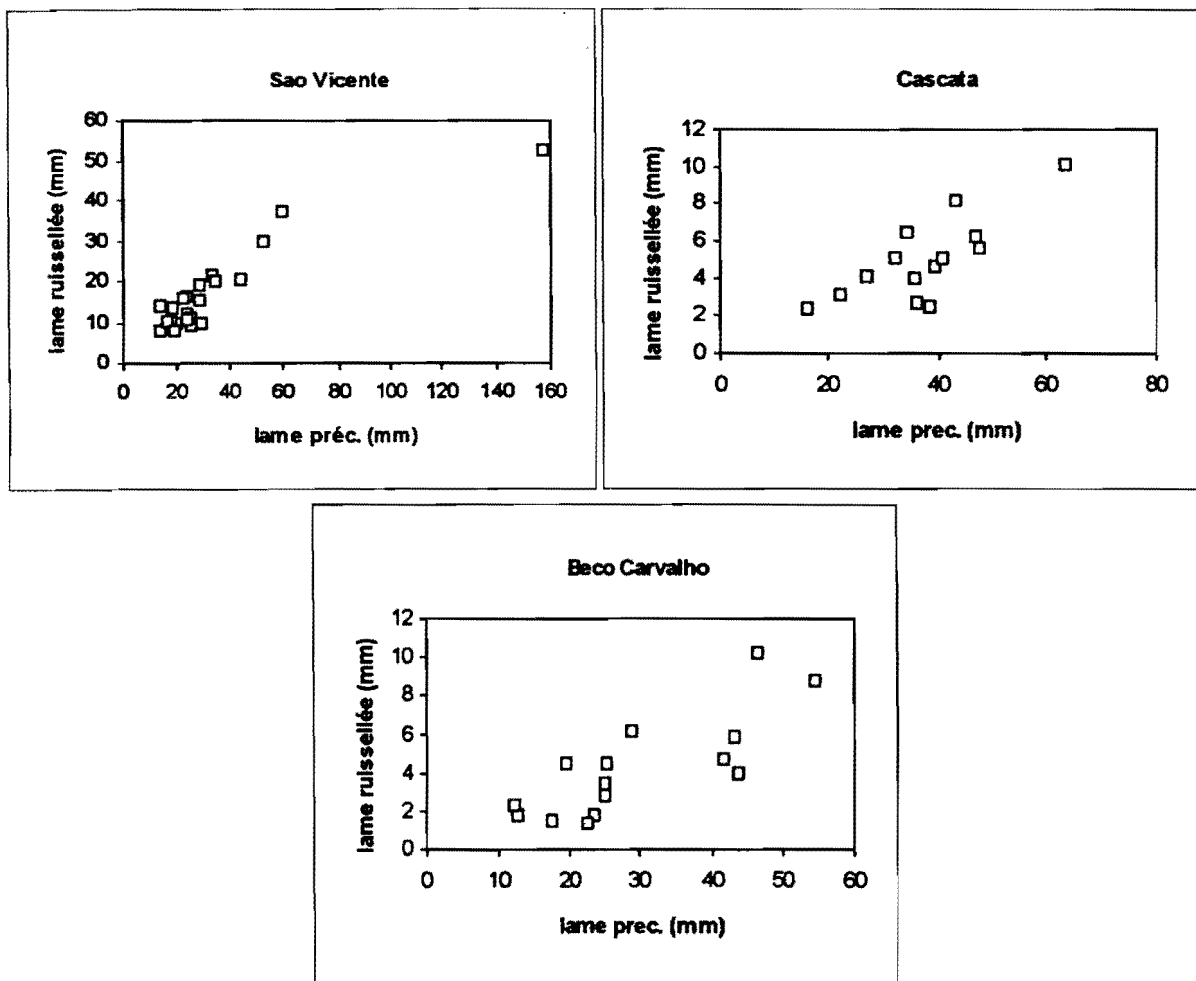


Figure 15 - Lames précipitées et ruissellées dans les bassins expérimentaux

Ce qu'il faut retenir de tout ceci est qu'une certaine cohérence se dégage, d'un côté les volumes de ruissellement produits et de l'autre les taux d'imperméabilisation. On peut affirmer qu'il existe un rapport proportionnel entre ces grandeurs sur plusieurs événements. Cependant il est difficile de quantifier précisément cette relation. Les valeurs du tableau 40 ne sont qu'illustratives et ne font pas preuve de lois. Quand on observe crue par crue il est encore plus difficile de quantifier quelque chose. D'une part, la dispersion observée peut avoir un lien avec l'imprécision des courbes d'étalonnage (tableau 35). Les intervalles de confiance à 95% sont larges, estimé à $\pm 15\%$ pour Bela Vista et Cascata II et $\pm 30\%$ pour Beco do Carvalho. D'autre part, les Aimp, à cause de leur méthode d'obtention (voir deuxième partie), ont certainement une incertitude associée non négligeable.

Tableau 40 - Coefficients volumétriques et des équations de pertes

Bassin	A(km ²)	Aimp	Pluviog	n	Rmi	Rmx	Rmo	Ectyp	Cr	Pi (mm)	r ²
São Vicente	2,57	0,504	P2	20	0,33	0,74	0,549	0,114	0,576	1,39	0,971
Cascata	7,62	0,164	P3 et P4	14	0,06	0,19	0,134	0,037	0,149	4,04	0,935
Beco Carvalho	3,43	0,156	P8	15	0,06	0,23	0,143	0,055	0,158	2,67	0,902

Malgré la similitude des valeurs de Cr et Aimp ou de Rmo et Aimp l'instabilité des droites de régression ne permet pas envisager l'hypothèse de production d'écoulement superficiel exclusivement dans les surfaces imperméables ce qui serait d'ailleurs contre l'expérience du terrain.

4.4.6 Modélisation des crues du Dilúvio à Ipiranga

Toutes les modélisations pluie-débit précitées du bassin du Dilúvio ont été sans doute intéressantes surtout du point de vue pratique, principalement en ce qui concerne l'établissement de réponses hydrologiques vraisemblables dans les conditions résultant de scénarios futurs basées sur le Plan d'Occupation du Sol de Porto Alegre (PMPA, 1979). Cependant on peut noter dans ces études une préoccupation dirigée davantage sur le raffinement de la structure du modèle et de l'organisation des données d'entrée et sortie plutôt que sur l'explication du fonctionnement hydrologique du bassin.

C'est justement pour s'efforcer de mieux connaître ce fonctionnement hydrologique que nous avons mené notre étude dont le but n'était pas de proposer un nouveau modèle, mais d'essayer d'analyser quelques aspects qui puissent renseigner davantage sur la genèse des crues dans le canal du Dilúvio.

Nous nous sommes posé quelques questions comme :

- Quelle est la contribution des surfaces perméables en admettant une contribution totale des zones imperméables?
- Quelle est la qualité de la reproduction des hydrogrammes à l'aide de mécanismes linéaires simples de translation et stockage dans le bassin ?
- Quelle est l'importance de la distribution spatiale et temporelle de la précipitation et de la distribution spatiale de l'occupation urbaine pour la simulation des hydrogrammes ?

Ces questions nous ont amenés immédiatement à établir un modèle pluie-débit distribué dans l'espace. Désormais nous parlerons simplement de modèle distribué, les données spatialisées disponibles étant le champ de précipitation, l'occupation du sol (surfaces perméables et imperméables), la topographie et les directions de drainage.

Pour faire notre analyse nous avons pris à l'instar de Mota et Tucci (1984) le bassin intermédiaire entre les stations Agronomia et Ipiranga (figure 12 ci-haut). La différence principale est que nous avons eu le temps et les moyens de critiquer et étudier les 111 crues déjà décrites dans ce mémoire.

Les bases du modèle distribué

Les principes généraux sont ceux du modèle Mercedes développé à l'Orstom par Bouvier (1994), dont le logiciel a été aimablement mis à notre disposition par son auteur. Cependant nous avons préféré établir notre propre code pour apprendre à programmer ce type de modèle et aussi l'adapter au mieux à nos données.

On part d'une représentation spatiale générale du bassin par un ensemble de cellules carrées. En d'autres termes, la surface du bassin est découpée selon un maillage carrée. Pour chaque type d'information distribuée il existe un plan qui attribue à chaque cellule la valeur correspondante.

Nous avons considéré les plans d'information suivants, tous développés sur un maillage dont chaque cellule est un carré de 100 m de côté :

- Plan de drainage
- Plan d'occupation du sol
- Plan des taux d'imperméabilisation
- Plan de la topographie (Modèle Numérique du Terrain - MNT)
- Plan des isohyètes (à chaque pas de temps)

Le plan de drainage a été codifié comme le préconise le modèle Mercedes qui permet 8 directions possibles pour les flux d'entrée et sortie en chaque maille. Une maille a la possibilité de recevoir plusieurs entrées à la fois mais avec une seule direction de sortie. Pour un bassin urbain ce plan de drainage ne peut pas être calculé automatiquement à partir du MNT qui reproduit normalement la topographie naturelle. Dans notre cas nous avons construit un plan de drainage pour l'ensemble du bassin du Dilúvio de façon manuelle, en se basant sur une carte de courbes de niveau superposée à la plaque d'occupation urbaine avec ses voiries, en apportant beaucoup de notre propre connaissance du terrain. Le résultat n'est sûrement pas parfait mais s'est montré satisfaisant lors des simulations.

Le plan d'occupation du sol (ne pas confondre avec le document officiel du même nom) reproduit les informations concernant la mise à jour de l'occupation urbaine pour 1982 d'une carte de la Mairie de Porto Alegre, à l'échelle 1:5000, que nous avons classé en trois types : occupation urbaine équipée, occupation urbaine sous-équipée (dont les bidonvilles) et les espaces non peuplés ou de faible occupation, appelée simplement d'occupation rurale. L'occupation urbaine comporte des zones imperméables et perméables tandis que l'occupation rurale est censée de ne comporter que des surfaces perméables. Lors des simulations, comme nous n'avons pu discerner les différences entre le comportement hydrologique des zones urbaines équipées et sous-équipées, l'occupation urbaine a été considérée dans son ensemble.

Pour attribuer un taux d'imperméabilisation à chaque cellule urbaine nous avons utilisé les informations des photos aériennes présentes dans DEP/IPH (1979). Comme on dispose seulement des taux d'imperméabilisation pour la totalité de chaque photo qui couvre chacune environ 1,2 km² (voir deuxième partie) il a fallu distribuer cette information comme suit : a) identification et quantification des cellules urbaines (du plan d'occupation du sol ci-dessus) qui se retrouvent dans la superficie couverte par la photo concernée; b) en n'admettant l'existence de surfaces imperméables que dans la zone urbaine, on divise la surface imperméable de la photo par la surface d'occupation urbaine définie en a) ; c) attribution du taux d'imperméabilisation trouvé à toutes les cellules urbaines de cette photo.

Le MNT dont nous avons pu disposer n'avait pas une très bonne qualité cependant il a permis établir un plan secondaire des pentes moyennes associées à la sortie de chaque cellule, en prévoyant un effet possible sur les vitesses de translation de cellule à cellule.

Pour calculer les plans des isohyètes, vu leur quantité (un pour chaque pas de temps), le modèle utilise la méthode de l'inverse de la distance, qui n'est pas lourde à programmer, pour distribuer dans l'espace les précipitations des pluviographes en fonctionnement, au pas de temps concerné.

La représentation du bassin en mailles carrées entraîne automatiquement la notion de *translation* comme l'un des phénomènes du transfert. Il suffit d'attribuer une vitesse de translation d'une cellule à l'autre (les chemins d'eau superficielle étant déjà fixés par le plan de drainage). Nous avons stipulé qu'il existe une même vitesse de translation de base pour toutes les cellules, de valeur constante au cours du temps. C'est le paramètre v_0 du modèle. Au début, on a envisagé cependant que le v_0 de chaque cellule puisse tenir compte de sa pente moyenne. Le manque d'informations sur la nature de cette influence dans le bassin étudié nous a amené à abandonner cette option. La même raison nous a fait abandonner l'idée de considérer une v_0 différente pour la zone rurale.

Etant donnée la capacité d'absorption du ruissellement pluvial par le réseau pluvial et le tronçon du canal du Dilúvio qui traverse le bassin étudié nous avons prévu un deuxième processus de transfert basé sur le *stockage*. Pour sa simplicité nous avons choisi la méthode du réservoir linéaire simple ce qui donne un deuxième paramètre au modèle, le paramètre K. La contribution ponctuelle à l'amont (station Agronomia) est transférée aussi par ce processus.

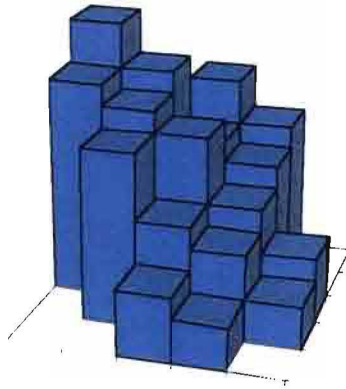
Le transfert de la phase bassin ne concerne que le ruissellement superficiel. On ne fera pas de transferts souterrains. Cela évoque déjà le schéma de production considéré qui est très simple : les surfaces imperméables contribuent à 100%, les surfaces perméables urbaines ne contribuent pas, et les surfaces perméables rurales produisent un volume de ruissellement superficiel dès que l'intensité de précipitation dépasse la capacité d'infiltration. On considère une valeur unique et constante de la capacité d'infiltration pour toutes les surfaces rurales. C'est le paramètre INF le troisième et dernier du modèle. Au début on a pensé à deux paramètres supplémentaires pour représenter d'éventuelles rétentions superficielles en zones urbaines et rurales, mais compte tenu de la méconnaissance de ces phénomènes dans le bassin on a opté pour représenter un seul processus global de perte, contrôlé par le paramètre empirique INF.

Disposer de trois paramètres globaux dans un modèle distribué n'est pas incohérent avec ce que l'on cherche à faire avec à l'aide de ce modèle. La pluie et l'occupation du sol ne sont pas toujours considérées uniformes. On essaye de justifier l'adoption d'un nombre réduit de paramètres par le biais d'une brève réflexion.

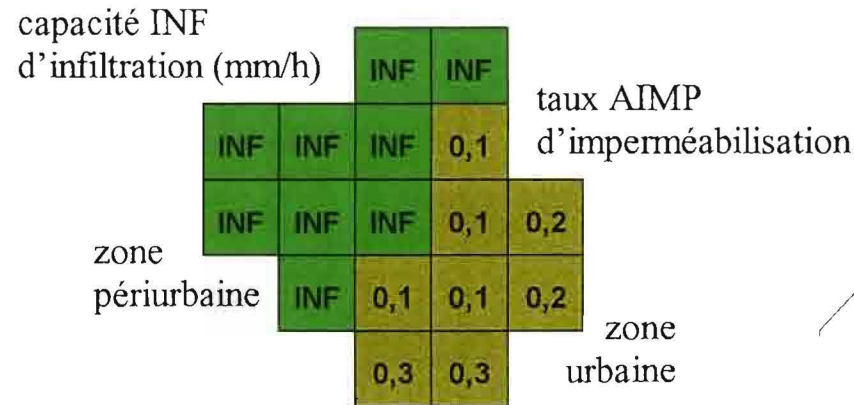
Le schéma du modèle distribué est présenté dans la figure 16.

MODELE DISTRIBUE : cycle d'un pas de temps

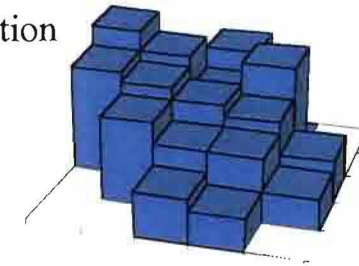
Pluie Brute (mm)



Urbanisation et
imperméabilisation

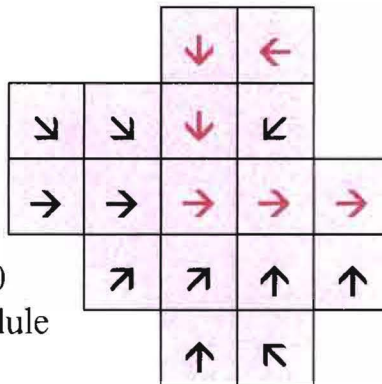


Pluie Nette (mm)



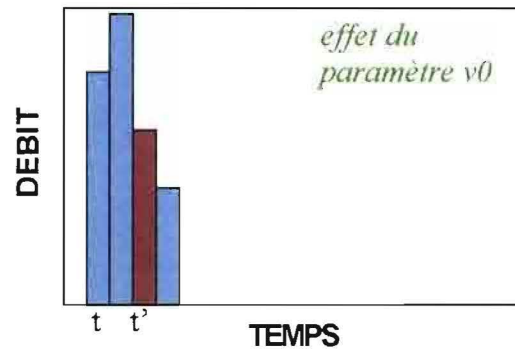
effet du paramètre INF et des taux AIMP

Plan de Drainage



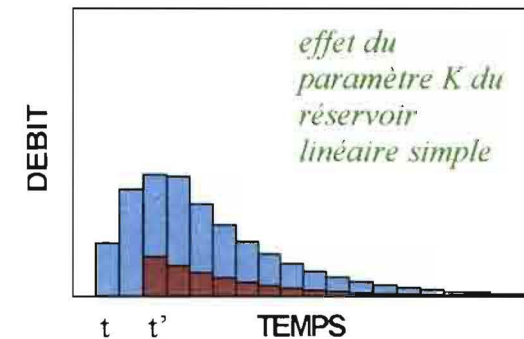
vitesse v_0
d'une cellule
à l'autre

Translation



obs.: débit d'amont du cours d'eau principal, au pas de temps t , est additionné à t

Translation + Stockage



hydrogramme final du pas de temps t (à superposer à ceux des autres pas de temps dans la chronologie)

Figure 16 - Schéma du modèle distribué

Brève réflexion sur l'incertitude de la modélisation hydrologique 'classique'

Normalement la modélisation hydrologique 'classique' cherche à reproduire des hydrogrammes à l'exutoire d'un bassin à partir de la précipitation, en utilisant effectivement très peu d'informations physiques du bassin lui-même. Cela caractérise un processus incertain (et on ne parle pas ici des incertitudes des données) car la schématisation du cycle hydrologique, dont on ignore, dans sa phase terrestre, la nature de la plupart des phénomènes physiques aux diverses échelles spatiales du bassin, est souvent arbitraire, même si cette schématisation doit respecter certaines contraintes comme la loi de conservation de la masse ou l'admission d'une fourchette de variation vraisemblable pour les paramètres issus d'analogies avec des processus physiques réels (un taux d'infiltration par exemple).

Malgré l'effort intellectuel souvent fait pour simuler les chemins d'eau possibles et les stockages intermédiaires réels, le fait qu'on ne peut pas véritablement, dans la majorité des cas, les identifier dans le bassin pour les paramétrer, empêche qu'une bonne reproduction des hydrogrammes soit l'expression d'une vraie connaissance de son hydrologie. Combien de simulations satisfaisantes peuvent être établies avec différents jeux de paramètres ? Il est probable que ce nombre soit d'autant plus élevé que les paramètres sont nombreux.

Un autre problème pratique vient de la coexistence de paramètres représentant des phénomènes qui, à la limite, vont dans le même sens dans la simulation hydrologique comme, par exemple, un phénomène de rétention superficielle et un autre d'infiltration. Les deux visent, par soustraction au cours du temps, à établir la pluie nette, et, du point de vue mathématique, trouvent une analogie avec un système d'équations où le nombre d'inconnues est supérieur à celui des équations : plusieurs solutions sont possibles. Et pourtant, en continuant avec cet exemple, cela ne veut pas dire que ces deux phénomènes soient présents. Simplement il manque quelque chose, comme il manque une équation de plus dans le cas mathématique. Cela amène à penser que plus on rencontre de difficultés pour discerner de véritables phénomènes physiques, plus on devrait limiter les processus simulés, même au détriment d'une représentation raffinée du cycle hydrologique, qui, en fin de compte, peut s'avérer très écartée de la réalité.

Pour éviter les pièges, il fallait garder à l'esprit que si l'on prend suffisamment du recul on reconnaîtra qu'on peut réduire la modélisation hydrologique courante à un partage assez arbitraire du volume précipité sur le bassin dont on ne fait arriver qu'une partie à l'exutoire, tout en respectant une schématisation acceptable, mais pas nécessairement vraie, du cycle hydrologique. Cela découle du fait qu'il existe plusieurs sorties non contrôlées dans un modèle hydrologique, dont l'infiltration est normalement l'exemple le plus important. Ainsi, on peut faire 'disparaître' un certain volume d'eau en 'prétextant' honnêtement de l'évaporation, de l'interception, des rétentions superficielles, de l'infiltration. De même, on peut faire accélérer ou retarder, stocker ou libérer des stocks, des volumes d'eau (via des outils mathématiques basés ou non sur la physique), en guise de représentation du transfert selon plusieurs chemins d'eau présumés.

Par contre l'absence de sens physique des paramètres d'un modèle hydrologique ne signifie pas une absence tout court de sens de celui-ci. Distribué ou non un modèle hydrologique analyse principalement un comportement global, et pour cela ses paramètres sont normalement convenables. Le problème qui reste est

bien sûr celui de l'extrapolation des résultats pour d'autres bassins et, pour un même bassin, pour des conditions hydrologiques différentes de celles analysées préalablement.

Modèle de référence et variantes

Le modèle hydrologique utilisé est distribué dans le sens qu'il accepte une pluie brute variée dans l'espace et même si elle est homogène, le caractère distribué perdure pour la pluie nette en fonction d'une occupation variée du sol. Ce facteur sol est contrôlé par les taux d'imperméabilisation (variables) des espaces urbains et par INF, le paramètre censé représenter une capacité d'infiltration unique des zones rurales. On évoque aussi le caractère distribué quand on parle des lignes de drainage qui servent à la translation de la pluie nette de chaque cellule par le biais de v_0 . Des trois paramètres du modèle, malgré leur caractère global, seulement K va donc traduire un phénomène non distribué. Il est vrai qu'avec une pluie nette homogène la translation contrôlée par un v_0 unique pourrait être prise comme un transfert global (dans ce cas l'obtention d'un HUI de translation serait possible).

Nous l'appellerons par la suite ce modèle à trois paramètres 'modèle de référence' (MR). Des variantes à ce MR ont été aussi essayées pour aider à interpréter les paramètres. Pour vérifier l'influence de la variabilité spatiale de la pluie brute nous avons fait les mêmes ajustements avec la pluie uniforme, soit la pluie moyenne de toutes les mailles à chaque intervalle de temps de calcul (simulation MRPU). Pour vérifier la qualité des ajustements avec la précipitation du seul poste qui reste actuellement dans le bassin, le poste P5, nous avons simulé les crues en prenant cette précipitation comme une lame homogène sur le bassin (simulation MRP5). Une autre variante (simulation MRP1P5) concernant la pluie essaye d'évaluer la reproduction des crues avec les données de deux postes pluviométriques, deux étant une estimation du nombre équivalent de postes indépendants suggéré dans la troisième partie (nous avons utilisé les pluies des postes P1 et P5, les sites ancien et actuel du pluviographe officiel de la ville).

Sans toucher au schéma de production, contrôlé par le paramètre INF, il nous a semblé utile d'analyser aussi l'effet de quelques variantes pour la phase de transfert, notamment pour voir la performance de la translation seule (simulation TRAS), d'un réservoir simple tout seul (simulation RLSS), et de cascades à deux réservoirs linéaires simples différents (simulation RLSK1K2) et identiques (simulation RLS2K).

L'intervalle de temps de calcul est le même pour tous les modèles soit 30 minutes. Les entrées sont, d'une part la lame précipitée de chaque pluviographe en fonctionnement à ce pas de temps (la distribution spatiale est faite de façon interne par le modèle) et, d'autre part, l'hydrogramme de débits moyens, chaque 30 min aussi, à la station Agronomia, à l'extrémité amont du canal du Dilúvio dans le bassin intermédiaire étudié.

Critère d'ajustement

Le modèle de référence et ses variantes ont été étudiés à l'aide du même critère d'ajustement. La fonction objectif de Nash et Sutcliffe (1970), qui a été adoptée, est beaucoup utilisée pour l'ajustement des débits les plus élevés d'un hydrogramme, car elle cherche une erreur absolue constant ce qui revient à dire qu'elle attribue des erreurs relatives d'autant moindres que les débits sont grands.

Cette fonction à maximiser est donnée par :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i^o - Q_i^s)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i^o - Q^{om})^2} \quad (\text{éq. 55})$$

Q^o et Q^s étant respectivement le débit observé et le débit simulé ; i marque l'intervalle de temps chronologique des n débits du hydrogramme; Q^{om} est la moyenne des débits observés.

Le symbole R^2 n'est pas innocent. En effet l'expression ci-dessus rappelle celle du coefficient de détermination de la statistique et représente en réalité une mesure adimensionnelle de la portion de variance totale observée qui est expliquée par le modèle. Plus R^2 s'approche de 1 (ou 100%) meilleur sera théoriquement la reproduction des hydrogrammes, surtout dans la tranche plus élevée.

La méthode d'optimisation appliquée a été celle de Rosenbrock (1960), ancienne, mais satisfaisante pour un nombre limité de paramètres à optimiser.

Comparaison générale entre l'ajustement du modèle de référence et ses variantes

Pour comparer les modèles, on a traité également l'ensemble des crues disponibles, sans se préoccuper d'établir un jeu de crues pour le calage des paramètres et un autre jeu pour valider ou vérifier l'efficacité de ce calage. Le but était d'analyser les paramètres pour voir si l'on pouvait expliquer le fonctionnement hydrologique du bassin par le biais des hypothèses faites. Même si le but était de proposer un nouveau modèle en tant qu'outil d'usage pratique, le partage des crues pour le calage et la vérification reste une question discutable (on devrait séparer un jeu de données pour le calage et un autre pour la vérification pour que le modèle non seulement soit capable de reproduire des hydrogrammes connus mais aussi d'en calculer autres à partir d'entrées nouvelles ; cependant, le jeu de vérification est normalement similaire à celui de calage).

L'ajustement des modèles a donc porté sur les 111 crues sélectionnées une par une, certaines étant groupées ce qui fait en réalité 104 crues à simuler. Dans les annexes C; D, E et F sont présentés les résultats, crue par crue, modèle par modèle. Les figures des hydrogrammes calculés et observés de toutes les crues, simulées par le modèle de référence sont présentés dans l'annexe G. En se basant sur les ajustements du MR plusieurs crues ont été écartées de notre analyse en fonction du R^2 et de l'aspect visuel des hydrogrammes. Exactement 67 crues ont été considérées bien ajustés (marquées par * dans les annexes mentionnés). Pour une partie des crues restantes, on peut créditer leur mauvais ajustement à des problèmes liés aux données de base (par exemple la crue 3, du 19/2/79). D'autres relèvent de l'incapacité du MR en reproduire certaines crues de longue durée, crues faibles ou à multiples pics. Comme ces crues mal ajustées n'appartiennent pas à un groupe de caractéristiques particulières, l'analyse qui a porté sur les 67 crues sélectionnées peut être considérée comme représentative de l'ensemble.

On commence par comparer les performances du MR et sa variante avec une pluie uniforme MRPU. L'observation des chiffres de l'annexe C et de la figure 17 révèle que les R^2 pour les crues correspondantes sont assez proches, presque identiques. Cela indique qu'il n'y a pas de différence pratique dans l'ajustement des hydrogrammes si l'on considère la pluie brute de façon uniforme ou distribuée. La majorité des crues présente des jeux de paramètres semblables dans les deux cas. Desbordes (1985) a montré que, dans les cas des transferts linéaires et homogènes, c'est à dire quand l'opérateur linéaire est le même pour tous les points de l'espace, le résultat est le même que l'on applique la pluie nette distribuée ou la pluie nette moyenne. Le transfert dans les modèles MR et MRPU n'est cependant pas tout à fait de cette nature, car il inclut un mécanisme de translation qui attribue à chaque cellule un temps de translation différent. Il semble donc que les résultats de ces deux modèles sont similaires plutôt en raison d'une ressemblance des pluies nettes des zones urbaines et rurales. Ceci peut se produire quand la pluie brute ne varie pas significativement dans l'espace et le coefficient de ruissellement rural s'approche de 0,3 qui est le taux moyen d'imperméabilisation des surfaces urbaines du bassin étudié. Il est également possible que le lissage temporel introduit par l'intervalle de temps de simulation (les contributions qui arrivent dans le même intervalle sont superposées) atténue le caractère non homogène de la translation.

Une pluie brute uniforme suffit mais pas n'importe laquelle. Au moins c'est ce qu'on a observé en regardant les résultats avec la seule pluie du poste P5. En général les ajustements avec le MRP5 sont moins bons que les précédents, mais pas systématiquement (figure 17). Parfois ils sont même légèrement meilleurs. Cela donne une idée quantitative des erreurs de représentation de la pluie moyenne sur le bassin par un seul poste à cause des incertitudes de transposition du ponctuel au surfacique. Sur l'ensemble de 52 crues en commun 26 (50%) des ajustements avec MRP5 ont été nettement moins bons. Quand on compare les paramètres ajustés des simulations MRP5 et MRPU, on note plus de similitude entre leurs correspondants paramètres de transfert (v_0 et K) qu'entre leurs paramètres de production INF. Cela n'est pas surprenant car INF est responsable de l'établissement d'une pluie nette semblable à partir de pluies pas tout à fait équivalentes (la pluie des simulations MRPU est la moyenne des pluies de tous les postes tandis que la pluie des simulations MRP5 est la pluie du seul poste P5). La pluie nette étant semblable dans les deux simulations il est normal que les paramètres de transfert v_0 et K établis pour une crue avec le modèle MRPU soient approximativement équivalents à ceux ajustés par le modèle MRP5.

Les simulations MRP1P5, à leur tour, semblent confirmer, à peu près, l'idée analysée dans la troisième partie sur la représentativité du régime pluviométrique par le nombre de postes équivalents. Pour la moitié aval du bassin du Dilúvio, où se trouve le bassin intermédiaire simulé, on peut estimer ce nombre entre 1 et 2 postes, c'est à dire 2 postes dans la pratique. Les simulations avec la pluie moyenne arithmétique des postes P1 et P5 sont en effet meilleures, en termes de R^2 , quand comparées à celles avec la pluie du P5 seul.

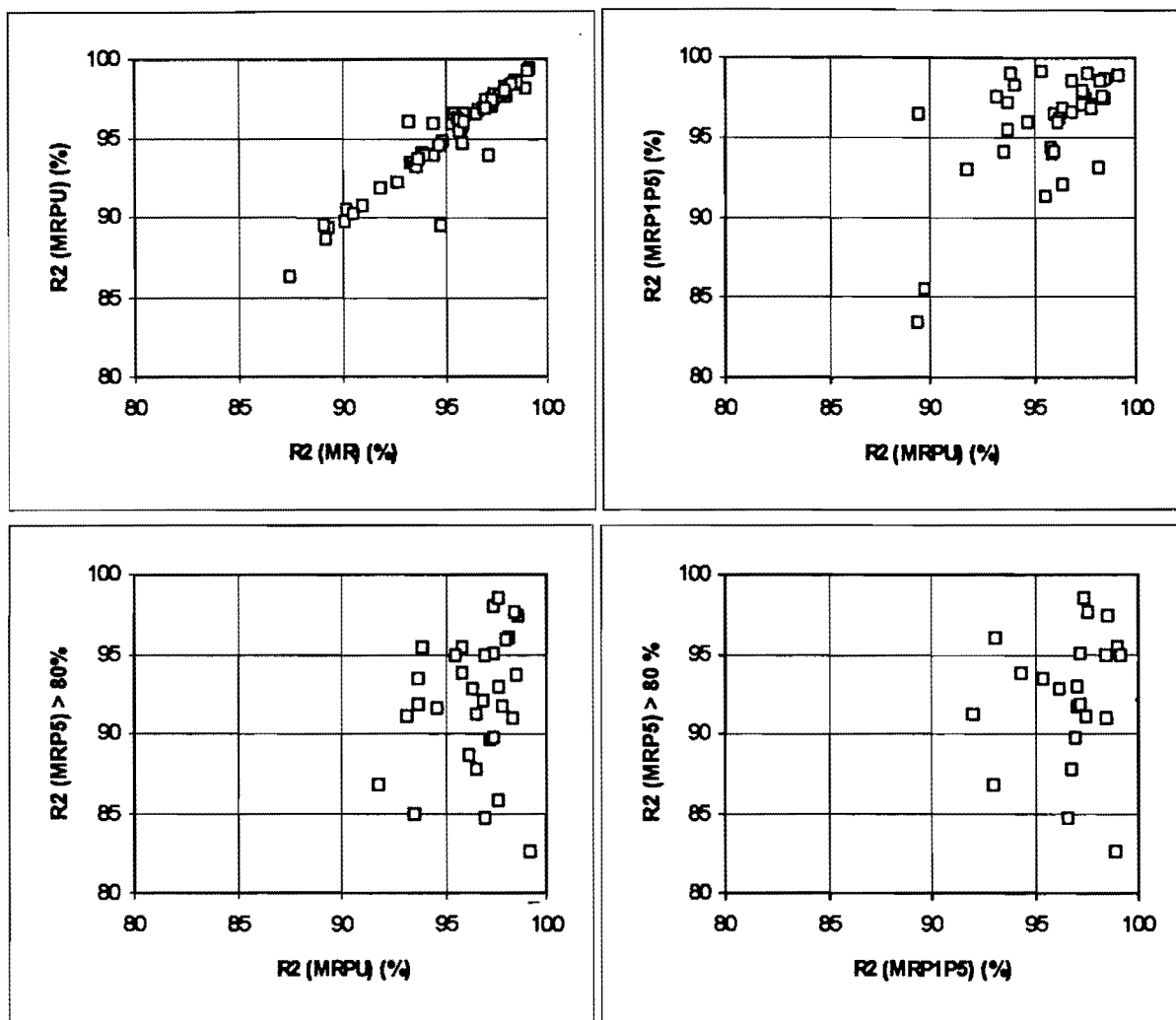


Figure 17 - Comparaison des R^2 des modèles MR, MRPU, MRP5 et MRP1P5

Pour le groupe suivant de simulations, il s'agit de variantes du MR qui changent significativement la nature du transfert. On était curieux particulièrement de voir les effets quand on considère à la place de la translation un transfert aussi fait par la méthode du réservoir linéaire simple. En comparant d'abord les simulations MR et RLSK1K2 on note que ce dernier modèle présente des résultats satisfaisants en termes de R^2 , dans certains cas meilleurs que ceux du MR. Néanmoins, on constate que MR ajuste mieux la majorité des 67 crues. C'est une constatation importante car c'est un signe que la translation peut jouer un rôle peut être irremplaçable dans le transfert. En revanche, la figure 18 montre que la tentative de simuler le transfert par le biais seulement de la translation, simulations TRAS, a abouti à des résultats en général moins bons. Tout comme les simulations dont le transfert a été réalisé à l'aide d'un seul réservoir linéaire simple (simulations RLSS). Il est donc vraisemblable de penser que deux processus seraient nécessaires pour simuler le transfert dans notre bassin. Des simulations supplémentaires avec deux réservoirs linéaires simples identiques, simulations RLS2K, ont renforcé cette idée, car leurs (bons) résultats ont été similaires à ceux du RLSK1K2 (annexe F).

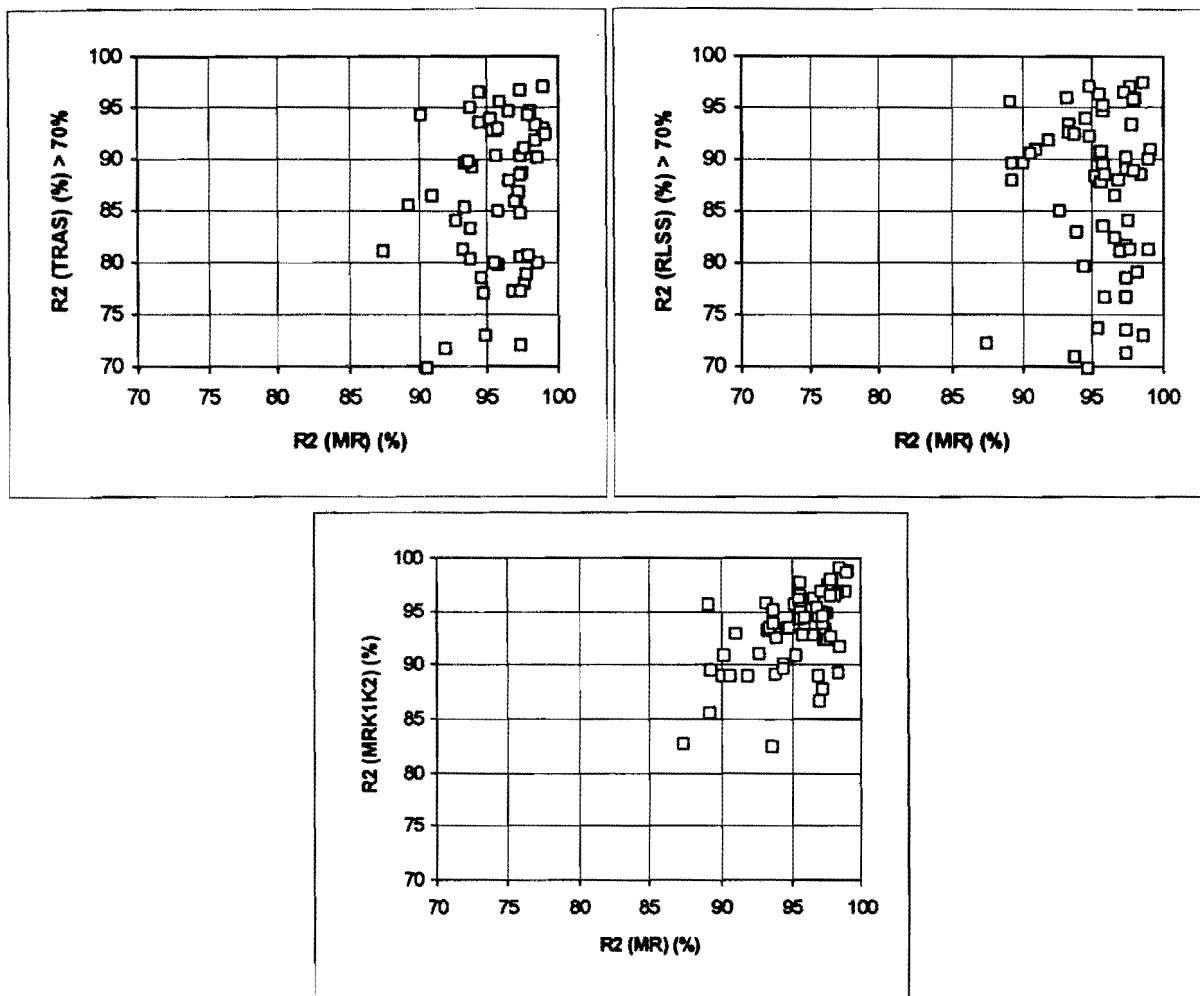


Figure 18 - R^2 des modèles TRAS, RLSS, RLSK1K2 et MR

Evaluation du paramètre INF de production

Le paramètre INF concerne approximativement 38% du bassin étudié, correspondant à l'étendue des surfaces perméables susceptibles de produire un ruissellement par le réseau de drainage. L'autre zone productrice consiste en 20% du bassin qui sont des surfaces imperméables et connectées au réseau pluvial. Comme ces surfaces imperméables ne causent aucune perte selon le modèle, c'est à INF (une capacité d'infiltration constante) que revient la tâche d'ajuster la pluie nette.

Les simulations du MR ont montré que parfois les seules surfaces imperméables étaient suffisantes pour la production de la pluie nette nécessaire à l'hydrogramme de sortie (figure 19). Dans ce cas la valeur du paramètre INF à la fin du processus d'optimisation n'a aucun sens. C'est une espèce de 'déchet' de la méthode d'optimisation. Pour les détecter il suffit d'établir où s'est formée la pluie nette. S'il n'y a pas de participation des surfaces perméables cela confirme que la valeur INF doit être corrigée. Nous avons choisi dans ces cas d'attribuer à INF la valeur de l'intensité maximale du hyétogramme moyen spatial, nommée ici I_{max} (cette intensité de précipitation est évidemment une moyenne temporelle sur le pas de temps qui est 30 minutes). Cela découle du fait qu'une production nulle des surfaces perméables nous laisse plus ou moins sûr que INF a atteint

la valeur de I_{max} , au minimum. Ce cas limite nous a donné l'idée d'analyser le comportement, non de la valeur absolue de INF mais du rapport INF/I_{max} , une sorte de capacité d'infiltration relative, INF_{rel} . Quand INF_{rel} s'approche de 1 il est probable qu'une condition de sol hautement favorable à l'infiltration s'installe et quand elle s'approche de 0, c'est le contraire, une condition favorable au ruissellement.

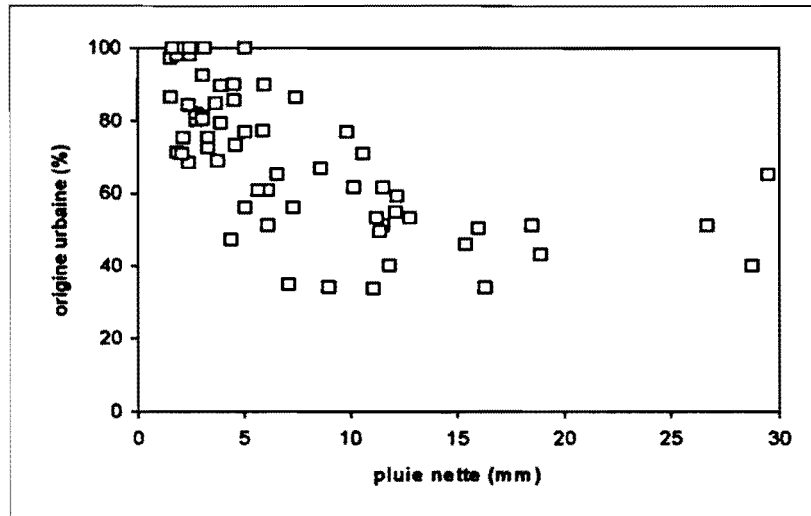


Figure 19 - Origine urbaine de la pluie nette

Nous avons observé le comportement de INF_{rel} par rapport à la précipitation (caractérisée par I_{max} et l'intensité moyenne I_{moy}) et à une répartition saisonnière en semestre froid (automne-hiver) et semestre chaud (printemps-été). Le tableau 41 positionne chaque crue et l' INF_{rel} correspondante selon ce critère. Malgré la variabilité de ses valeurs on peut dégager une certaine logique pour INF_{rel} à partir d'un regroupement des pluies en quatre types, selon leurs I_{max} et I_{moy} : pluies faibles (type 1), pluies moyennes (type 2), pluies moyennement fortes (type 3) et pluies fortes (type 4).

L'observation des INF_{rel} médianes (en bas du tableau 41) indiquent que les pluies faibles ont une tendance à s'infiltrer totalement. Si l' INF_{rel} décroît naturellement pour une pluie moyenne par contre on constate une recrudescence légère de cette capacité relative d'infiltration pour les pluies moyennement fortes, pour ensuite retourner à la tendance décroissante vers les pluies fortes. Cela semble suggérer qu'en fonction de l'intensité de la pluie le contrôle du processus d'infiltration passe du sol à la pluie. Il peut y avoir un seuil d'intensité de précipitation au-dessous duquel le sol impose une capacité d'infiltration résiduelle (comme préconisé dans la plupart des lois d'infiltration), mais une fois dépassée la capacité d'infiltration résiduelle augmenterait avec l'intensité de précipitation, de façon non proportionnelle, bien sûr, puisque le sol résiste toujours à des taux d'infiltration extrêmes.

Ce comportement des INF_{rel} vis à vis les précipitations a été observé aussi bien dans la période automne-hiver qu'en printemps-été. La différence perceptible (et nuancée comme tout ce qui concerne le paramètre INF) entre ces deux périodes de l'année relève aussi d'une certaine logique dans le sens que l'infiltration serait toujours plus importante, pour un même type de pluie, pendant le semestre chaud. L'évaporation plus intense de cette

période, laissant les sols moins humides, pourrait en être une explication. Cependant, c'est seulement dans la période chaude (printemps-été) qu'on observe des événements à INF_{rel} nulle, ce qui est arrivé pour les pluies fortes. Dans l'effort pour les comprendre on a pu observer qu'ils étaient liés préférentiellement à une situation présumée d'humidité élevée du sol (temps sec inférieur à 5 jours). Bien sûr, vu les incertitudes en jeu, ces INF_{rel} nulles doivent être interprétées comme petites ou relativement petites. Elles pourraient traduire donc une situation de pluies intenses d'été (saison des pluies intenses convectives) sur sols humides.

En termes absolus, si l'on devait choisir forfaitairement le paramètre INF à partir de ces conjectures une valeur entre 4 et 5 mm/h serait applicable pour les pluies faibles et moyennes pendant toute l'année; pour les pluies plus fortes (un seuil minimum de 8 mm/h pour I_{max}) il serait plus prudent appliquer les médianes de INF_{rel} trouvés, ce qui peut conduire, pour des fortes intensités, à des taux d'infiltration élevées. A ce propos, malgré les différences de concept et d'échelle spatiale, il faut noter que les expérimentations ponctuelles de Genz (1994) sur herbe à Porto Alegre, avec le simulateur de pluie Orstom, ont donnée une valeur d'infiltration limite entre 19 et 23 mm/h sous pluie artificielle d'intensité entre 110 et 142 mm/h (situation d'équilibre atteinte entre 5 et 10 min). Cependant, pour une pluie extrême comme celle du 13/2/81 (100 mm/h, en moyenne sur 30 minutes), les simulations de Mota (1982) indiquent que l'infiltration dans les sols revient rapidement à des coefficients faibles.

Si l'on préfère une regression linéaire pas à pas ('stepwise') pour estimer INF, on vérifie que ce paramètre garde effectivement un rapport avec les caractéristiques de la pluie en plus de l'état du sol. Sur six variables explicatives proposées de l'hyétoqramme moyen, à savoir, la lame totale précipitée, la durée, l'intensité moyenne, l'intensité maximale (sur 30 min), le pourcentage du volume total correspondant à cette intensité maximale et le temps antécédent sec, une méthode de sélection automatique de variables a gardé les quatre dernières :

$$INF = 0,234T_{sec} + 0,335I_{max} + 0,086VOL - 0,556I_{moy} \quad (R^2 = 0,76) \quad (\text{éq. 56})$$

INF donnée en mm/h ; T_{sec} étant le temps antécédent sec (jours); I_{max} , l'intensité maximale sur 30 min du hyétoqramme moyen (mm/h), VOL, le pourcentage du volume total correspondant à I_{max} ; et I_{moy} , l'intensité moyenne en mm/h (comme les coefficients de régression ne sont pas interprétables isolément le coefficient négatif signifie simplement une correction des contributions des autres variables).

Il faut retenir à notre avis de cette analyse de INF qu'il ne faut pas donner trop d'importance aux valeurs, encore très incertaines, mais certaines constatations peuvent raisonnablement être avancées. La première concerne l'aspect saisonnier : il ne serait pas exact de considérer un même processus d'infiltration pendant toute l'année. Une deuxième suggère que la structure des modèles doit réagir différemment aux pluies faibles et fortes. Simuler l'effet d'une pluie de projet avec des paramètres d'infiltration calés sur d'autres conditions rend difficile l'interprétation des résultats. Une troisième constatation va dans le sens qu'admettre l'existence d'un écoulement souterrain, en plus d'être difficilement justifiable en zone urbaine, n'est vraisemblablement pas nécessaire pour simuler les crues (dans nos simulations d'ailleurs nous n'avons pas admis de tels écoulements même pour les zones périurbaines). On peut penser aussi très prudemment aux conséquences sur la qualité des

eaux pluviales. L'apport de sédiments originaires d'érosion des sols (surtout à cause de l'urbanisation non équipée), qui se déposeront dans le réseau pluvial (dont le canal du Dilúvio), est lié aux pluies fortes. D'autre part les pluies faibles ruisselleront surtout en zone urbaine, et apporteront par lavage des toits et rues, des concentrations importantes de polluants potentiellement adsorbables par les sédiments décantés auparavant.

Tableau 41 - Capacité d'infiltration relative (INF_{rel}) et précipitations

Type de Pluie		AUTOMNE - HIVER (*)				PRINTEMPS - ETE (*)				
		1	2	3	4	1	2	3	4	4
Imax30 (mm/h)		3,8 à 5,0	5,1 à 7,0	7,1 à 12,0	10,0 à 28,0	3,6 à 5,6	5,6 à 8,0	8,1 à 23,0	>18 (1)	>18 (2)
Imoy (mm/h)	1,5 à 2,6	0,81 (23) 0,84 (24) 1,00 (57) 0,96 (62) 0,60 (72)				1,00 (73) 1,00 (76) 0,53 (79) 1,00 (80) 0,86 (92)	0,63 (40) 0,88 (74)			
	2,7 à 3,1	1,00 (71)	0,41 (13) 1,00 (16) 0,54 (55) 0,74 (64) 0,55 (94) 0,59 (97)	0,65 (6) 0,79 (8) 0,20 (18) 0,78 (59) 0,73 (61) 0,98 (63) 1,00 (67)			0,73 (36) 0,69 (91)			
	3,2 à 4,6			0,70 (7) 0,40 (14) 0,14 (68)	0,78 (11) 0,34 (12) 0,48 (70)			1,00 (33) 0,87 (35) 1,00 (48) 1,00 (50)		
	4,7 à 10,5				0,25 (22) 0,71 (25) 0,37 (53) 0,49 (65) 0,37 (66) 0,32 (69) 0,31 (101)			0,77 (4) 0,77 (106)	0,36 (28) 0,31 (38) 0,47 (42) 0,44 (83) 0,00 (89) 0,00 (108) 0,00 (110)	0,92 (1) 0,26 (34) 0,65 (47) 0,18 (49) 0,49 (109) 0,19 (111)
	> 10,5				0,14 (60)				0,80 (37) 0,02 (90)	0,63 (27)
	Médiane	0,9	0,6	0,7	0,4	1,0	0,8	0,9	0 à 0,4	0,6

(1) temps sec de moins de 5 jours

(2) temps sec de plus de 5 jours

(*) numéro de la crue selon annexe F

Evaluation des paramètres v_0 et K de transfert

Les résultats bruts des ajustements du modèle (MR) révèlent que pour la plupart des 67 crues simulées les paramètres de transfert v_0 et K varient, respectivement, dans des intervalles 1 à 2 m/s et 2 à 5 Δt (30 min) (figure 20). Cela fait déjà une tendance, malgré ces gammes qui vont du simple au double environ et qui, de plus, ont des valeurs absolues difficilement interprétables physiquement en premier abord (on pense par exemple à $v_0=2$ m/s et à $K=2 \Delta t$). Cependant, il sera peut-être plus intéressant d'analyser d'abord les résultats encore plus écartés pour nous renseigner sur les limites du modèle.

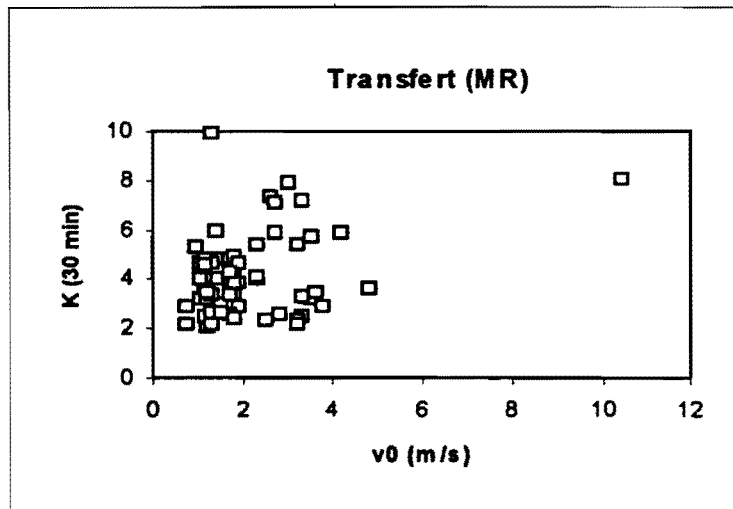


Figure 20 - Paramètres de transfert ajustés du modèle MR

Comme pour le paramètre INF, la méthode d'optimisation (non par sa faute) est arrivée parfois à proposer des valeurs de paramètres de transfert avec peu ou même sans aucun effet sur le processus simulé. C'est le cas surtout du paramètre v_0 . Etant donné le pas de temps de simulation et les dimensions du bassin il est possible de déduire du fonctionnement du modèle MR qu'une vitesse de translation de l'ordre de 4 m/s équivaut déjà à un effet de translation très réduit voire nul. Même pour $v_0=2$ m/s la translation est presque comparable à un partage en deux parties égales (sur deux Δt successifs) de chaque histogramme de l'hyétogramme. Si la méthode d'optimisation propose des $v_0 > 2$ m/s il est possible interpréter que le modèle (MR) indique une solution de transfert dirigée davantage vers la méthode du réservoir linéaire simple. En effet, si l'on compare les ajustements du MR où v_0 est élevée avec les ajustements correspondants du modèle RLSS on se rend compte effectivement qu'ils sont équivalents, en termes de R^2 et des valeurs trouvées pour K. Pourquoi ce comportement c'est la question qui se pose pour elle-même? Pour essayer d'y répondre, nous avons tourné notre attention justement vers la translation, plus précisément vers les simulations où elle a été considérée comme le seul mécanisme de transfert, soit les simulations TRAS.

La comparaison des ajustements RLSS et TRAS révèle effectivement une certaine tendance opposée, qui se dégage à peu près quand on classe les crues selon trois groupes (figure 21) : le premier groupe correspond aux crues mieux ajustés par RLSS (R^2 significativement meilleur que celui de TRAS) ; le deuxième, les crues mieux ajustées par TRAS (R^2 significativement meilleur que celui de RLSS) ; et le troisième, les crues ajustées de façon semblable par les deux méthodes. L'existence de ces groupes suggère que le bassin puisse avoir deux mécanismes de transfert typiques (comme le suppose d'ailleurs le modèle MR), l'un calqué sur la translation et l'autre sur le stockage. Même si de telles réponses typiques existent vraisemblablement, elles se manifesteront de façon concomitante. Ce n'est pas peut-être par hasard que les meilleurs ajustements en général sont ceux du modèle MR (malgré la simplification de la connexion entre les deux mécanismes de transfert, simplement appliqués en série). Il est possible donc qu'une probable caractérisation des situations où un mécanisme de transfert ou l'autre domine nous aide à mieux comprendre le fonctionnement hydrologique du bassin étudié.

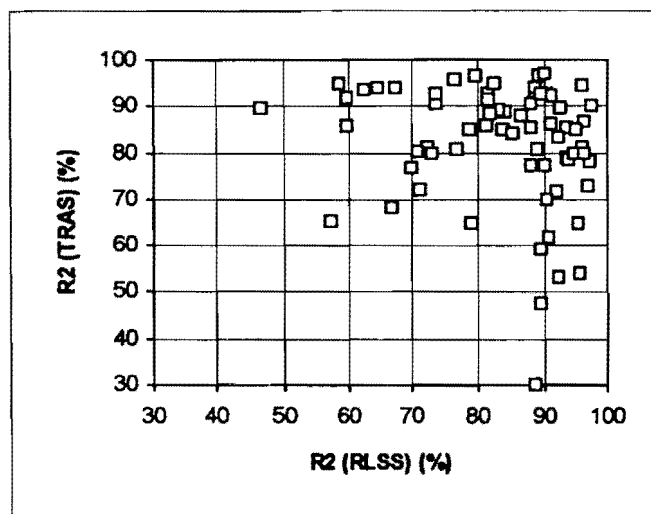


Figure 21 - R2 des modèles TRAS et RLSS

L'analyse d'une variable définie par la différence $R^2 \text{ RLSS} - R^2 \text{ TRAS}$ nous a paru utile dans l'espoir de trouver un rapport entre les caractéristiques de la précipitation et la nature du transfert. Une certaine tendance s'est dégagée quand on a observé le comportement de cette différence de R^2 comparée à un indicateur de la dynamique de la précipitation, donnée simplement par le rapport entre la lame précipitée durant l'intervalle de temps de pluie la plus intense et la lame totale de l'événement (cet indicateur est noté VOL dans l'annexe B). La figure 22 montre que s'il existe une tendance elle dirait que le transfert par translation prédomine quand la pluie est concentrée dans le temps. A l'inverse le transfert serait fonction davantage du stockage quand l'évolution temporelle de la précipitation est plus lente. Cela nous amène à penser immédiatement à une éventuelle interprétation physique, malgré l'incertitude inhérente à une réduction simpliste d'un processus physique.

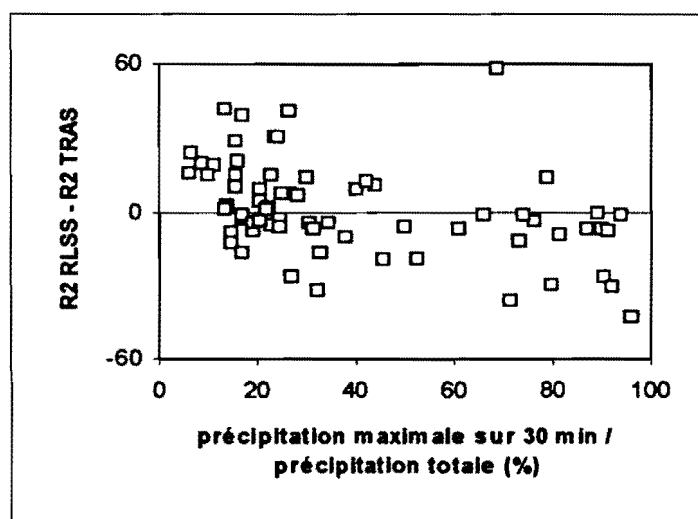


Figure 22 - Nature du transfert et la précipitation

On pourrait penser qu'une pluie concentrée dans le temps peut provoquer un remplissage rapide du réseau pluvial, au moins pendant un certain temps, ce qui peut favoriser la translation par une limitation des variations

de stockage dans le bassin, ce qui uniformise les écoulements les approchant de situations de projet (débits des conduites plus étroitement liés aux surfaces contributrices et vitesses plus homogènes). En revanche sous une pluie lente le bassin ne sera pas loin des situations variées de stockage en fonction de l'apport de la précipitation, ce qui s'approche plus d'un schéma de fonctionnement à réservoir. A ce propos on observe une tendance légère du modèle TRAS à ajuster mieux des événements de printemps-été et le modèle RLSS des événements de automne-hiver.

La figure 23 montre que v_0 varie autour de 0,5 m/s en translation pure tandis que K aurait une tendance d'ordre de 6 Δt , soit 3 heures, dans l'hypothèse contraire de stockage pur. La dispersion plus prononcée des valeurs de K par rapport à v_0 peut être une évidence qu'en 'mode' stockage le bassin peut fournir de réponses plus variées.

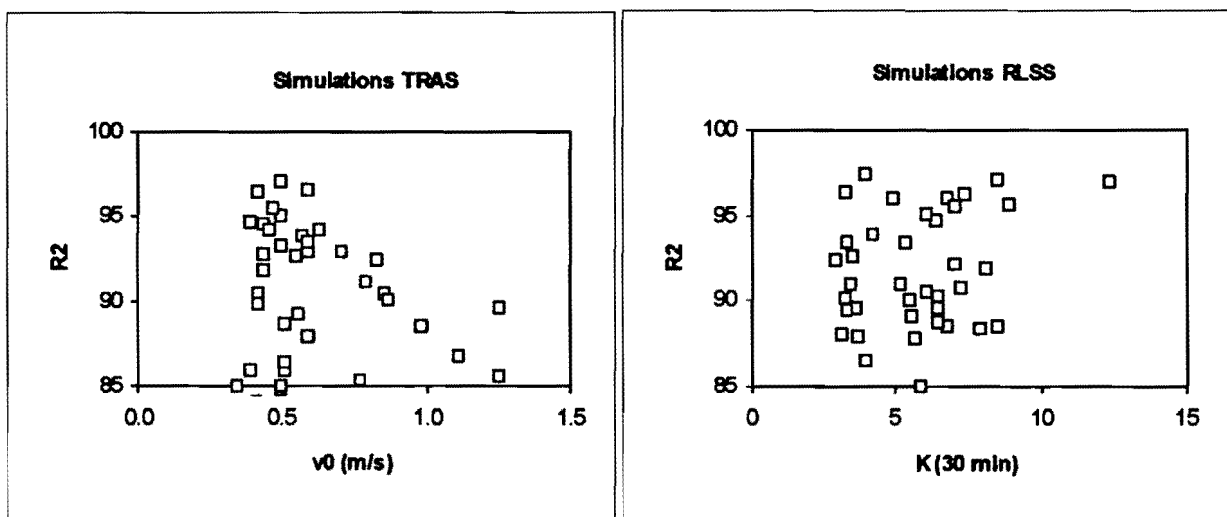


Figure 23 - Paramètres et coefficients de détermination des meilleurs ajustements TRAS et RLSS

Les valeurs des paramètres v_0 et K évoquées par les simulations TRAS et RLSS isolément changent beaucoup d'ordre de grandeur quand on simule en série la translation et le réservoir linéaire simple, comme dans le modèle MR. En général, v_0 prend des valeurs plus élevées et K plus faibles du fait d'une compensation mutuelle mathématique de deux processus de transfert. Physiquement interprétation est plus délicate car il est évident que les paramètres sont indissociables de la structure de transfert. Par exemple, les paramètres moyens de transfert pour le modèle MR pourraient bien être $v_0 = 1,7$ m/s et $K = 3,5 \Delta t$ (30 min) tandis que pour les transferts 'purs', $v_0 = 0,5$ m/s pour la translation et $K = 6 \Delta t$ pour le réservoir linéaire simple seraient représentatives.

Par des techniques de regression multiple ('stepwise') nous avons essayé de relier les paramètres de transfert du modèle MR à quelques variables explicatives des événements de précipitation. Les variables essayées étaient : la durée, l'intensité moyenne, la lame totale, l'intensité maximale, le rapport entre la lame de l'intensité maximale et la lame totale, de la pluie brute, la lame totale de la pluie nette et le pourcentage de la pluie nette d'origine urbaine.

Les expressions résultantes de l'application d'une méthode statistique de sélection des variables explicatives correspondantes aux 40 événements où $1 \leq v0 \leq 2$ m/s et $2 \leq K \leq 5$ Δt (30 mn) sont :

$$v0 = 0,056I_{moy} + 0,093P_{net} + 0,014O_{urb} - 0,024P_{tot} \quad (R^2 = 0,96) \quad (\text{éq. 57})$$

$$K = 0,061I_{moy} + 0,404P_{net} + 0,047O_{urb} - 0,132P_{tot} \quad (R^2 = 0,94) \quad (\text{éq. 58})$$

où I_{moy} est l'intensité moyenne de la pluie brute (mm/h), P_{tot} est la lame totale de la pluie brute (mm), P_{net} est la lame totale de la pluie nette et O_{urb} est la fraction de la pluie nette d'origine urbaine (%).

Les coefficients trouvés ne sont pas interprétables isolément. Le coefficient négatif de P_{tot} signifie simplement qu'il corrige l'ensemble de l'explication des autres variables par la lame totale brute. On doit remarquer que les variables explicatives sélectionnées sont les mêmes pour les deux paramètres de transfert ce qui renforce l'idée d'un processus dépendant, d'une part, de la précipitation (transfert pseudo-linéaire), et d'autre part du bassin lui-même qui agit dans la définition de P_{net} et O_{urb} . On note que $v0$ et K incorporent des influences saisonnières par le biais de ces quatre variables explicatives.

Performance du modèle MR avec des paramètres estimés

Il ne s'agit pas véritablement d'une vérification du MR car nous allons observer sa performance avec des paramètres estimés dans la reproduction des mêmes 67 crues ajustées isolément auparavant. Les résultats obtenus pourront indiquer si les approches de modélisation adoptées sont acceptables aux incertitudes des données de base près.

Le paramètre INF a été estimé à partir des valeurs médianes INF_{rel} du tableau 41 appliquées aux intensités maximales des hyétoigrammes bruts (moyennées dans l'espace). Avec le paramètre INF, en l'appliquant à l'hyétoigramme, il est possible d'estimer la pluie nette P_{net} et sa fraction d'origine urbaine O_{urb} qui permettent à leur tour estimer les paramètres de transfert $v0$ et K par les expressions 57 et 58.

On a testé deux situations. La première estime seulement le paramètre INF de production et aussi les paramètres de transfert correspondants. La deuxième garde le paramètre INF de production ajusté et estime seulement le couple de transfert.

La figure 24 résume les performances, en comparant les débits de pointe observés (débits maximaux moyens sur 30 mn) et les débits correspondants calculés dans chaque situation. La dispersion des points est moindre quand la production est connue et que seulement le transfert est estimé. En revanche, les points sont plus dispersés quand on estime la production. Cela n'est pas surprenant : le calcul des pertes est toujours l'étape plus incertaine d'un modèle hydrologique événementiel car les processus physiques correspondants sont les plus méconnus de la transformation pluie-débit. Le transfert, au moins on sait qu'il s'agit d'un phénomène résultant du déplacement de l'eau sous l'action de la pesanteur.

D'une façon générale, les performances peuvent être considérées comme correctes face aux incertitudes qui agissent déjà au niveau de la courbe d'étalonnage à Ipiranga. Cela n'est pas suffisant pour que le MR soit considéré un modèle utilisable immédiatement, cependant il semble que les hypothèses de comportement pseudo-linéaire et de l'importance des contributions périurbaines constituent des pistes sérieuses pour la compréhension du fonctionnement hydrologique du bassin du Dilúvio.

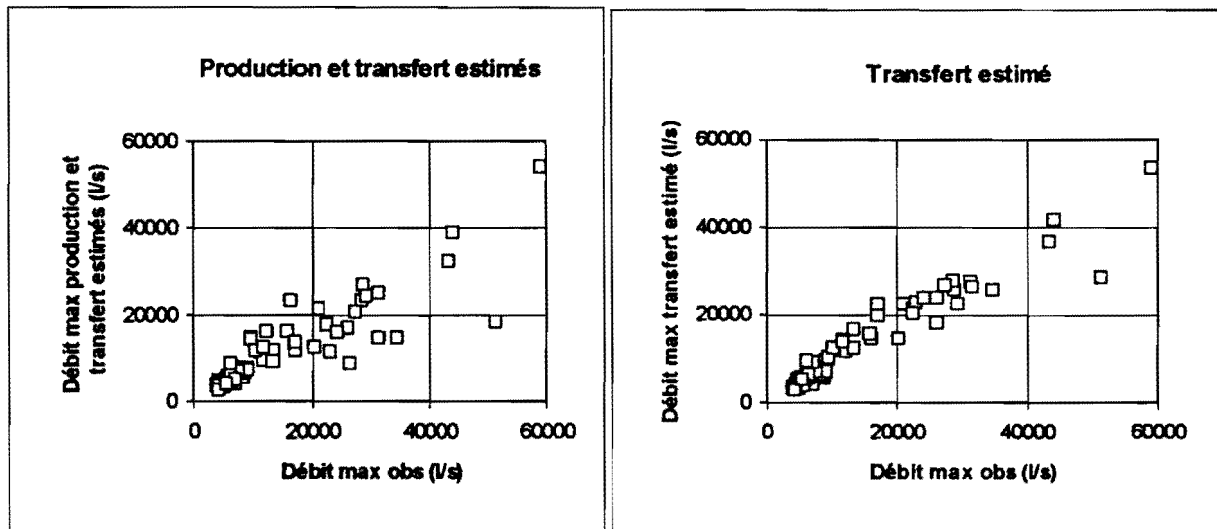


Figure 24 - Performance du MR avec des paramètres estimés

4.5 CONCLUSION

L'étude de la formation des crues dans un bassin versant est une tâche normalement difficile quand l'occupation du sol est diverse comme dans un bassin semi-urbanisé. La difficulté réside principalement dans le fait que l'on ne peut pas compter, normalement, que sur des mesures d'un des flux de sortie du bassin, les débits à l'exutoire. Il suffit d'évoquer que les précipitations (le flux d'entrée) et les débits ne sont pas exempts d'erreurs de mesure et d'incertitudes diverses pour comprendre le besoin d'hypothèses pour se faire une idée du fonctionnement hydrologique du bassin. Malgré la vraisemblance de ces hypothèses en général elles ne seront jamais prouvées au sens scientifique.

Le bassin semi-urbanisé du Dilúvio à Porto Alegre s'inscrit dans ce cas. Pour l'étudier nous avons dû établir d'avance quelques hypothèses, dont l'idée principale était la considération de trois zones productrices de ruissellement : une zone urbaine, une zone péri-urbaine et une zone rurale. La zone urbaine, y compris les quartiers non équipés, produit du ruissellement préférentiellement dans ses surfaces imperméables. La zone périurbaine, de caractéristiques rurales ou naturelles, comprend les surfaces perméables dont l'excès pluvial atteindra aussi, comme les ruissellements de la zone urbaine, le réseau pluvial aménagé. La zone rurale, à son tour, regroupe les surfaces qui normalement contribuent encore de façon naturelle à un réseau de drainage aussi naturel. A l'échelle du bassin entier, schématiquement, les ruissellements pluviaux naturels sont ceux qu'on observe dans la moitié amont du bassin (malgré l'existence de quelques occupations urbaines dispersées et des réservoirs *Lomba do Sabão* et *Mãe d'Água*) à la station Agronomia. En revanche à la station Ipiranga-CPRM, dans la moitié aval, les ruissellements prédominants sont originaires des zones urbaines et périurbaines.

En partant de ce schéma l'analyse des crues observées à Ipiranga, qui sont fréquentes du point de vue statistique (périodes de retour < 1-2 ans et débits de pointe < 50-60 m³/s), révèle qu'elles peuvent contenir des quantités variées de ruissellement pluvial des trois zones productrices. En moyenne le ruissellement pluvial naturel correspond à 10 % du volume des crues. Le restant est fondamentalement constitué de ruissellement urbain (75 %). Cependant l'apport relatif péri-urbain augmente avec l'importance des crues. Une autre tendance, celle-ci saisonnière, indique une diminution du ruissellement pluvial naturel pendant le printemps et l'été. En revanche, aucune tendance saisonnière n'est détectée concernant les débits de pointe. En effet, il n'y a pas de saison préférée pour les crues importantes dans la gamme de crues observées. La seule tendance saisonnière remarquable au regard des caractéristiques des hydrogrammes concerne leurs temps de montée, plus courts en été (médiane d'environ 3 h) par rapport à l'hiver (6h). On en trouve une explication, évidemment, dans les caractéristiques temporelles des pluies, plus concentrées en été en raison d'une fréquence importante de phénomènes convectifs.

La multiplicité de sources possibles de ruissellement pluvial a compliqué aussi l'analyse des crues de quelques sous-bassins. On a pu néanmoins confirmer que leurs coefficients volumétriques de ruissellement sont approximativement proportionnels aux taux d'imperméabilisation. Cependant la grande variabilité de ces coefficients, en raison d'incertitudes diverses et de la simultanéité de ruissellements d'origines différentes, n'a pas favorisé une interprétation hydrologique des crues de ces sous-bassins.

La modélisation du bassin intermédiaire entre les stations Agronomia et Ipiranga (25 km²) améliore un peu la connaissance de l'hydrologie du bassin du Dilúvio. Une modélisation pluie-débit simple, distribuée dans l'espace, a été réalisée pour simuler les ruissellements urbain et périurbain et pour éventuellement expliquer le mécanisme de formation de crues par le biais du comportement de quelques paramètres de production et transfert. Le schéma de production, très simple, consistait en la prise en compte des contributions des surfaces imperméables seules de la zone urbaine (à coefficient volumétrique de ruissellement égal à 1) et les excès pluviaux de la zone périurbaine résultants de l'application d'une capacité d'infiltration constante aux précipitations. Le schéma de transfert combinait deux mécanismes linéaires en série, l'un distribuée, la translation, qui attribue des temps de translation différents pour les points de l'espace, et l'autre global, un stockage du type réservoir linéaire simple (RLS), pour simuler ce phénomène, à la fois, dans le réseau pluvial et dans le propre canal du Dilúvio.

Le modèle distribué s'est bien ajusté à 67 des 104 crues disponibles dans le répertoire de données. La plupart des 37 ajustements non satisfaisants correspondaient à des crues faibles ou longues.

L'analyse des crues bien ajustées indique que le paramètre de production (capacité d'infiltration des zones périurbaines) suit une tendance saisonnière, vers une infiltration plus importante au printemps et en été, probablement due à des conditions moyennes d'humidité plus faibles des sols. Cependant, c'est dans cette période de l'année, surtout en été, que l'on a observé des situations extrêmes d'infiltration très réduite lors des précipitations intenses sur sol humide. Sauf dans ces cas extrêmes, la capacité d'infiltration semble néanmoins augmenter avec l'intensité maximale des précipitations et le temps antécédent sec. La majorité de crues s'ajuste bien sous une capacité d'infiltration moyenne entre 5 et 10 mm/h, valeurs acceptables pour les sols naturels du bassin. On obtient ainsi des coefficients de ruissellement dans la zone périurbaine qui sont souvent assez proches de ceux de la zone urbaine ce qui conduit à une homogénéisation de la pluie nette malgré les différences d'occupation du sol.

Le mécanisme de transfert donné par la translation distribuée plus un stockage RLS a été toujours le plus performant comparé à d'autres opérateurs de transfert (translation seule, RLS seul, double RLS à deux paramètres, double RLS à paramètre unique). La comparaison de tous ces opérateurs de transfert a confirmé la règle empirique d'une performance optimale de transfert quand on applique deux opérateurs en série. Effectivement la translation seule et le RLS seule ont obtenu des résultats moins bons que les doubles transferts testés. Cependant les résultats un peu supérieurs du transfert donné par la translation distribuée en série avec le RLS, par rapport aux modèles à RLS en cascade, semblent indiquer qu'une translation bien représentée, c'est à dire de façon vraisemblable et non homogène (d'après une représentation distribuée du bassin), vaut mieux qu'un autre opérateur global.

Une analyse multivarié des paramètres de transfert - une vitesse de translation et un coefficient de stockage RLS - a indiqué l'existence d'un comportement pseudo-linéaire du bassin, car ils semblent varier en fonction des caractéristiques de la pluie comme la lame totale, la pluie nette et l'intensité moyenne. Cependant l'interprétation de ces deux paramètres n'est pas évidente, du fait qu'ils représentent deux mécanismes qui se compensent mutuellement. Effectivement, la vitesse de translation lorsqu'elle est combinée en série au stockage

RLS prend des valeurs significativement plus élevées que celles de la translation 'pure'. En revanche, le coefficient du RLS lorsqu'il est combiné à la translation présente des valeurs moindres que celles du stockage RLS 'pur'. Malgré cette difficulté d'interprétation de ces deux paramètres isolément, les simulations à transfert 'pur', translation et RLS, indiquent que le mécanisme de translation s'adapte mieux aux crues de printemps et d'été tandis que le stockage par RLS serait plus représentatif d'événements d'automne et d'hiver.

La performance du modèle distribué avec des paramètres estimés à partir des caractéristiques de la précipitation se révèle correcte pour les 67 crues étudiées. Cela a confirmé d'une certaine façon que la transformation pluie-débit dans le bassin étudié dépend beaucoup de la pluie elle-même. Si les hypothèses de modélisation sont correctes on peut envisager les conséquences d'une évolution urbaine.

Les simulations montrent que la pluie nette est plus homogène que ce que l'on pensait au début. C'est à dire qu'elle ne varie pas beaucoup entre la zone urbaine et la zone périurbaine. Cela indique que l'effet des surfaces imperméables est en quelque sorte atténuée par l'existence de surfaces perméables qui ne contribuent pas au réseau pluvial ce qui peut conférer à l'ensemble de la zone urbaine un comportement proche de celui de la zone périurbaine où, en principe, toute la surface peut avoir un excès pluvial capable d'atteindre ce réseau. En d'autres termes, l'avance de l'urbanisation sur la zone périurbaine ne devrait pas automatiquement entraîner davantage de ruissellement. Une évolution urbaine caractérisée par l'augmentation des taux d'imperméabilisation semble donc plus défavorable qu'une évolution urbaine spatiale avec une imperméabilisation non exagérée. Cela devrait être pris en compte lors de simulations de l'effet de scénarios futurs d'urbanisation sur l'hydrologie comme on fait souvent pour le bassin du Dilúvio.

De toute façon quand on envisage la simulation des crues extrêmes l'utilisation d'un modèle ajusté à partir des données pluie-débit correspondants à des crues fréquentes ne semble pas la meilleure option. Pour le bassin étudié cela signifierait considérer les mêmes mécanismes hydrologiques établis pour représenter des crues ayant des débits de pointe jusqu'à 50-60 m³/s pour simuler des crues qui peuvent dépasser les 200 m³/s. Il se peut qu'une telle simulation soit possible en se basant sur des mécanismes encore plus simples. En effet, d'après nos études il n'y a aucun doute que les événements les plus critiques au regard de débordements possibles du canal du Dilúvio en zone urbaine sont causés par des fortes pluies convectives d'été. D'autre part, la réponse du bassin sous des fortes pluies, en mélangeant les contributions urbaines et périurbaines, vraisemblablement prendra l'allure d'un hydrogramme unitaire triangulaire, déjà observé pour certaines crues. Cependant aucune caractéristique (temps de montée, temps de base, etc.) d'une réponse unitaire extrême ne peut être établie avec certitude à partir des données disponibles. Une incertitude peut-être encore plus importante concerne l'estimation de la pluie nette en conditions extrêmes, en raison, principalement, du rôle que les surfaces perméables urbaines peuvent jouer.

Par conséquent la simulation des crues extrêmes dans le bassin du Dilúvio doit être vue comme un résultat provenant de la méthode appliquée et pas comme l'expression d'une vérité hydrologique.

CONCLUSION GENERALE

Conclusions

L'étude d'un bassin versant urbain dans le Brésil nous a fait réfléchir sur plusieurs aspects liés au passé, au présent et au futur de l'hydrologie, surtout de l'hydrologie urbaine, plus précisément les répercussions dans le Brésil de l'évolution de cette discipline scientifique observé dans les pays développés. On a pu, bien sûr, arriver à quelques résultats objectifs, en termes hydrologiques, cependant il ne semble pas approprié de les retirer d'un contexte qui n'est toujours pas favorable comme dans les pays plus avancés.

Tout d'abord, on souligne le caractère exceptionnel du bassin du Dilúvio au Brésil en ce qui concerne la disponibilité de données pluvio-hydrométriques. C'est en effet le seul bassin urbain brésilien à avoir profité de l'installation, certes de façon éphémère et ne visant que l'étude du drainage macrourbain, de réseaux denses de postes pluviographiques et limnigraphiques. Pourtant, dès les années 60, époque de structuration de l'hydrologie urbaine en tant que discipline scientifique en Europe et aux Etats-Unis, le Brésil donnait les signes qu'il allait devenir un pays urbain.

Dans la *première partie* de ce mémoire, on traite justement de l'assainissement pluvial urbain au Brésil dans son contexte historique. On a pu réaliser que le Brésil a préféré normalement appliquer des méthodes hydrologiques étrangères plutôt que de développer des recherches mieux adaptées aux conditions locales. Même les quartiers bien équipés du point de vue de l'assainissement, à la façon des pays développés, n'ont jamais été des objets de recherche scientifique. A la petite échelle spatiale le vide est complet et à l'échelle du drainage macrourbain les essais de rattrapage sont assez modestes en raison d'une disponibilité limitée de données de base. L'absence chronique de planification dans ce domaine n'est pas facilement justifiable, mais elle explique les situations difficiles éprouvées pour la majorité de métropoles brésiliennes.

Aujourd'hui, l'écart scientifique par rapport aux pays développés semble s'accroître encore plus en raison de nouvelles dimensions de recherche et du progrès météorologique. L'assainissement pluvial, par exemple, n'est plus concevable sans tenir compte de la qualité des eaux pluviales. D'autres recherches contribuent à trouver des solutions vers la diminution (chaussés poreuses) ou la régulation du ruissellement pluvial. Le perfectionnement d'appareils de mesure traditionnels (pluviographes et limnigraphes à enregistrement magnétique, par exemple), le rapide développement de nouvelles techniques, dont celle de radars et mini-radars météorologiques, font aussi partie d'un formidable effort toujours en marche dans les pays développés. Le caractère multidisciplinaire de l'hydrologie urbaine, son besoin de mesures de plus en plus précises aussi bien que de modélisations plus pointues, éloignent de plus en plus un rattrapage scientifique rapide de la part de pays comme le Brésil.

Ce n'est pas seulement l'hydrologie brésilienne qui éprouve des difficultés pour évoluer. On a pu réaliser cela au moment de décrire le bassin du Dilúvio lorsque l'on s'aperçoit que des études sur plusieurs centres d'intérêt, comme la végétation, la géologie, la pédologie, l'occupation urbaine, sont rares et peu approfondis, certains datés de plusieurs années. Malgré cela, nous avons fait un effort de réunir dans la deuxième partie de cette

thèse les informations disponibles pour donner un aperçu du contexte physique où les données pluviométriques ont été acquises.

La *deuxième partie* montre en effet que le bassin du Dilúvio, notre site expérimental, a été profondément altéré dans ce siècle premièrement par une occupation rurale qui a détruit la plupart de la végétation naturelle, formée en partie par des forêts tropicales, et deuxièmement par l'occupation urbaine. Le tournant semble être la canalisation du Dilúvio dans les années 50, transformation d'un petit ruisseau sinueux en un grand canal revêtu qui a changé le paysage urbain de l'époque. Profondément modifié et incorporé au système d'évacuation pluvial de plusieurs quartiers, le Dilúvio a certainement vu son hydrologie s'altérer cependant les inondations n'ont pas commencé avec l'urbanisation, car sous grosses pluies même les zones non urbaines ont une tendance à ruisseler totalement. Le régime pluvial issu d'un climat subtropical (1300 mm/an équilibrés intrannuellement) assure en permanence la formation des crues au rythme des précipitations pendant toute l'année. Après l'urbanisation cette concordance de rythmes est plus nette surtout pour les événements normaux.

C'est de la phase d'urbanisation que viennent les données des réseaux denses de pluviographes et limnigraphes, que nous avons analysé (1978-1982). D'après les informations de la deuxième partie on comprend leurs limites météorologiques. L'approche alors suivie pour les mesures a été classique dans le sens où les procédures de mesure ont été les mêmes d'un bassin rural. Par exemple, peut-être en raison du caractère pionnier de l'entreprise, les points de mesure de débits ont été choisis sans tenir compte d'un découpage en sous-bassins homogènes pour éviter le jaugeage d'écoulements formés de façon simultanée en zones urbaines et périurbaines. De même, le jaugeage classique, à base d'un seul limnigraphe combiné à une courbe d'étalonnage biunivoque (établie par des mesures de débit avec moulinets) ne permettent pas une différenciation plus fine de la dynamique des crues, ce qui augmente l'incertitude lors du calcul des hydrogrammes à partir des limnigrammes. La précision des mesures des hauteurs, d'environ 1 cm, peut être aussi une cause de la dispersion des mesures de débit autour des courbes d'étalonnage. Ces limitations, auxquelles on peut ajouter la précision temporelle (30 min) et la synchronisation difficile du parc de mesures (limnigraphes et pluviographes à enregistrement graphique) ont influencé, bien sûr, les choix des études développées dans ce mémoire.

Dans la *troisième partie* qui traite des précipitations on a étudié la variabilité spatiale des relations intensité-durée-fréquence (IDF) qui sont à la base de l'établissement des pluies de projet à Porto Alegre. Le réseau pluviographique, qui possédait une bonne densité spatiale (5,5 km²/appareil), a détecté une structure de corrélation spatiale élevée compatible avec les phénomènes générateurs des précipitations, c'est à dire les passages réguliers des fronts froids pendant toute l'année, associés éventuellement à des processus convectifs, surtout en été. Le traitement statistique de cette structure spatiale a permis d'établir approximativement deux zones IDF distinctes, chacune caractérisée par une loi régionale et son intervalle de confiance, l'une correspondant aux zones urbanisées et l'autre aux zones non urbaines du bassin. Cela soulève l'hypothèse d'une influence de l'urbanisation sur les précipitations à Porto Alegre, qui par le biais d'une combinaison d'effets sur les bilans radiatif et énergétique fait augmenter la température de l'air et ainsi aider à déclencher davantage de cellules convectives pluvieuses sur la partie urbanisée. Cette logique d'augmentation pluvieuse en zone urbaine on la retrouve effectivement dans les IDF établies, l'IDF 'urbaine' présentant des intensités supérieures à celles de l'IDF 'rurale'. De même, les augmentations relatives d'intensité sont d'autant plus

importantes que les durées sont petites (26% pour une durée de 30 min contre 18% pour 2 h), ce qui est cohérent avec le fait que les pluies les plus intenses sur des durées courtes tombent préférentiellement en été.

L'analyse des lames cumulées des événements de pluie confirme qu'il pleut plus dans la moitié urbaine du bassin avec une nette disparité saisonnière (plus de 30% en volume en été). Cependant il n'est pas possible de démontrer avec les données disponibles comment les écarts de température (entre zones édifiées et non édifiées) déjà constatés à Porto Alegre perturberaient le régime pluviométrique dans le sens indiqué. Il n'est pas possible non plus d'écarter l'hypothèse d'un effet micro-climatique associé découlant de la conformation topographique ou de la proximité d'une importante source d'humidité (lac Guaíba).

De toute façon, les deux relations IDF présentent des intervalles de confiance à un niveau de confiance de 95% assez large pour qu'on garde une certaine précaution lors de l'établissement de pluies de projet. Ces intervalles servent de quelque sorte à donner une idée de la précision ou des incertitudes des courbes IDF officiels de Porto Alegre pour lesquelles n'a été déterminé aucun intervalle de confiance. Le fait qu'on trouve un intervalle de confiance 'urbain' encore plus large que celui 'rural' (de l'ordre du double) renforce d'une certaine façon l'hypothèse d'un régime pluviométrique perturbé en zone urbaine.

La tendance (légère) de décroissance de la structure de corrélation a pu être reliée au concept d'abattement spatial probabiliste, pour établir une espèce de dimension spatiale des courbes IDF. Les coefficients obtenus traduisant le rapport entre la lame précipitée sur une surface et la lame ponctuelle, pour une durée et une période de retour donnée, ont varié, comme attendu, dans une fourchette serrée (entre 0,9 et 1 pour surfaces jusqu'à 30-40 km², durées \geq 30 min et périodes de retour entre 1 et 5 ans). Cet abattement peu important, face à la variabilité des intensités des courbes IDF, indiquée par leurs intervalles de confiance, serait négligeable lors d'un calcul de pluie de projet.

Dans la *quatrième partie* de ce mémoire on présente une étude des mécanismes de transformation pluie-débit dans le bassin du Dilúvio. Une approche simple basée sur l'application d'un modèle à trois paramètres a permis d'évaluer le rôle des surfaces urbaines et périurbaines dans la production, la possibilité de représentation du transfert par mécanismes simples de translation et stockage et, aussi, l'importance de la distribution spatiale de la précipitation et de l'occupation du sol.

Le paramètre de production proposée, une capacité d'infiltration pour la zone périurbaine (zone constituée par hypothèse de surfaces perméables dont l'excès pluvial atteint le réseau pluvial aménagé tout comme le ruissellement pluvial des surfaces imperméables de la zone urbaine), s'est montré légèrement influencé par l'aspect saisonnier (infiltration plus importante au printemps-été) et dépendant de caractéristiques de la précipitation (principalement les intensités maximales) et de l'état d'humidité du sol (évalué indirectement par le temps antécédent sec). Les valeurs trouvées pour ce paramètre sont en majorité entre 5 et 10 mm/h ce qui conduit normalement à une homogénéisation significative de la pluie nette dans l'ensemble des zones urbaine et périurbaine. Cela dispense, dans la pratique, le modèle de représenter la pluie de façon distribuée.

Le caractère distribué semble néanmoins nécessaire pour la représentation d'une translation non homogène (un temps de translation différent pour chaque point de l'espace). Effectivement, comparée à d'autres mécanismes

de transfert, la combinaison en série d'une translation non homogène avec un réservoir linéaire simple (RLS) s'est montrée plus performante. Les paramètres de ce transfert (une vitesse de translation et le coefficient de stockage RLS) ne sont pas cependant interprétés isolément mais les deux se sont montrés dépendants des mêmes variables explicatives selon une analyse multivarié. Pour la gamme de variation prédominante (vitesse de translation entre 1 et 2 m/s et coefficient de stockage entre 1 et 2,5 h) le transfert varie en fonction de la lame et de l'intensité moyenne de la pluie brute, de la lame et du pourcentage urbain de la pluie nette.

Les études faites concernent les crues fréquentes du canal du Dilúvio (périodes de retour < 1-2 ans et débits de pointe < 50-60 m³/s) et n'autorisent pas une extrapolation facile pour crues extrêmes qui peuvent dépasser les 250 m³/s. Cependant il semble que les pluies les plus critiques à cet égard sont celles d'origine convective, d'été, dont le 'noyau' le plus intense dure entre 30 mn et 1 heure, gamme des temps de concentration des zones urbaines et périurbaines qui contribuent au canal du Dilúvio. Les études faites avec les crues fréquentes indiquent que les crues extrêmes auront une contribution périurbaine importante et que la transformation pluie-débit pourrait se faire avec un opérateur global simple compte tenu de la rapidité de la réponse du bassin.

Perspectives

Les perspectives, on peut les entendre comme l'ensemble des actions qu'il reste à faire dans un certain domaine, au vue de la connaissance actuelle, à partir d'une situation donnée, ou comme des pronostics sur l'évolution des faits en fonction de ce qui est arrivé dans le passé, ce qui dépasse normalement le seul cadre scientifique du domaine concerné.

Dans cette thèse on a donné un aperçu du retard qu'éprouve l'hydrologie urbaine du Brésil par rapport aux pays développés. Parler des perspectives dans un domaine dont il a été fait si peu correspond en effet à considérer ce domaine totalement ouvert à la recherche au Brésil. Si l'on considère trois phases pour les flux hydrologiques urbains (eau, sédiments et polluants) on notera effectivement l'insuffisance d'études surtout pour les deux derniers. A Porto Alegre, par exemple, s'ils existent quelques études sur le ruissellement pluvial en milieu urbain (dans le bassin du Dilúvio et seulement à grande échelle spatiale) on n'y trouvera en revanche aucune étude quantitative sur les processus d'érosion et sédimentation et seulement une ou deux études sur la qualité des eaux pluviales.

Pourtant, depuis longtemps des études hydrologiques urbaines adaptées à la réalité brésilienne se font nécessaires. La coexistence de quartiers équipés et non équipés dans un même bassin n'est pas un phénomène récent au Brésil, et les conséquences des effets d'une méconnaissance de cette réalité diverse sont perceptibles tous les jours, par exemple, quand on observe des inondations par des ruissellements pluviaux, ou quand on aperçoit des dépôts de sédiments dans les ruisseaux et sur les voiries, ou quand on voit écouler des eaux usées à ciel ouvert.

Par conséquent on peut facilement lister des études sur plusieurs sujets dont le besoin serait immédiat pour la maîtrise d'impacts divers liés à l'hydrologie urbaine :

- ruissellement pluvial urbain de quartiers équipés
- rejets urbains par temps de pluie (RUTP) dans les quartiers équipés
- eaux usées des quartiers équipés (souvent rejetées dans un cours d'eau sans traitement)
- ruissellement pluvial des quartiers non équipés (dont les favelas)
- érosion et sédimentation dans les quartiers non équipés
- eaux usées des quartiers non équipés (souvent rejetées dans des caniveaux de fortune)
- risque pluvial dans quartiers équipés et non équipés
- ruissellement pluvial de zones périurbaines
- les mêmes sujets cependant à échelle macrourbaine

Des listes de ce type ne seront jamais exhaustives mais celle présentée montre déjà que les données normalement disponibles en milieu urbain brésilien (débitimétrie de bassins de taille à occupation variée, dont le bassin du Dilúvio est un exemple) sont insuffisantes pour répondre aux besoins de la maîtrise du ruissellement pluvial.

Cela ne veut pas dire que les données existantes ne doivent être mieux exploitées. C'est ce qu'on a tenté de faire dans le cadre de cette thèse, quand on a saisi, critiqué et étudié une masse de données pluvio-hydrométriques inexploitées du bassin du Dilúvio. Malgré les contraintes et incertitudes associées à ces données, on a pu soulever quelques aspects méconnus, parfois inédits, de l'hydrologie du bassin du Dilúvio.

Concernant les *précipitations* on pense surtout au probable effet de l'urbanisation favorisant l'augmentation des lames et intensités de précipitation en milieu urbain. C'est une perspective de recherche intéressante qui s'impose et qui peut-être pourrait évoluer à partir d'une critique des données météorologiques stockées dans l'aéroport de Porto Alegre.

Concernant les *crues* du Dilúvio, la confirmation du caractère pseudo-linéaire de la transformation pluie-débit en milieu urbain et périurbain, par des études supplémentaires, pourrait faire du risque pluvial un indicateur sûr du risque de débordement du canal principal.

La base de données pluie-débit établie au pas de temps de 30 min est l'un des apports importants de notre travail, cependant il semble possible améliorer la précision temporelle (jusqu'à 10 min) de certains enregistrements de pluie-débit. Cela, à notre avis, peut représenter la seule chance de révélation de nouveaux aspects de la transformation pluie-débit du bassin du Dilúvio.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ABRAMOWITZ, M., STEGUN I. A., 1970, Handbook of Mathematical Functions, 1046 p., ed. Dover Publications Cie., U.S.A.
- AB'SABER, A. N., 1965, O sítio urbano de Porto Alegre: estudo geográfico, Boletim Paulista de Geografia, São Paulo, (42):3-30.
- AFNOR, 1983, Recueil des normes françaises.
- ALLERUP, P., MADSEN, H, 1980, Accuracy of point precipitation measurements, *Nordic Hydrology*, 11, p. 57-70.
- ALVAREZ, C., SANCHEZ, J., 1979, Estudo hidrológico da urbanização da bacia do arroio Dilúvio no município de Porto Alegre - RS, Caderno de Recursos Hídricos, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, n 2, p. 21-32.
- ALVAREZ, C., SANCHEZ, J., 1980, Effects of urbanization on the hydrology of a suburban basin in Porto Alegre, Brazil, *Proceedings of the Helsinki Symposium*, IAHS publ. 130.
- BARANCOURT, C., CREUTIN, J. D., RIVOIRARD, J., 1992, A method for delineating and estimating rainfall fields, Water Resources Research, 28 (4), p. 1133-1144.
- BASTOS, C. A. B., 1991, Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre, dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 155 p..
- BERTHELOT, R., 1970, Curso de Hidrologia Sintética, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, notas não publicadas.
- BERTHELOT, R., MUNOZ, H. R., 1975, Modelo de simulação plúvio-hidrométrico CHAINFZ para reconstituição de descargas em bacias de regime pluvial, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BEVEN, K., KIRKBY, M. J., 1979, A physically based variable contributing area model of basin hydrology, *Hydrological Sciences Bulletin*, 24 (1).
- BLOCHINOV, E. G., 1970, O svyazyakh mezhdou otsenkami parametrov raspredeleniya veroyatnostej korrelativno zavisimyykh velichin, *Trudy GCI*, vyp. 180.
- BOTELHO, M. H. C., 1985, Águas de Chuva. Engenharia das Águas Pluviais nas Cidades, 235 p., ed. Edgard Blucher, Brasil.
- BORDAS, M., CASALAS, A., SILVEIRA, A. L. L., GONCALVES, M., 1984, Circulação e dispersão em sistemas costeiros e oceânicos: caso da Lagoa dos Patos - RS, II Simpósio Brasileiro sobre os Recursos do Mar, Rio de Janeiro, Projeto CIRM/Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 32 p.
- BOUVIER, C., 1989, Contribution à l'étude du ruissellement urbain en Afrique de l'Ouest. Application à la simulation des écoulements sur petits bassins urbains. Thèse de Doctorat, Université de Montpellier II.
- BOUVIER, C., FUENTEZ, G., DOMINGUEZ, R., 1994, MERCEDES : un modèle hydrologique d'analyse et de prévision des crues en milieu hétérogène, 257-260, in : SHF, Crues et Inondations, tome 1, 23^{èmes} Journées de l'hydraulique, Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, 14-15-16 septembre 1994.

- BRACK, P., 1985, Um estudo para a preservação da flora do Morro Santana em Porto Alegre, 54 p., Instituto de Biociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BRAGA, B. P. F., 1984, Cheias do rio Tamanduateí e sistema Tietê-Pinheiros em São Paulo-SP, in SEMINÁRIO SOBRE ENCHENTES URBANAS, 1983, Anais de Eventos Técnicos, Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais/ CETEC, 1984, Belo Horizonte, 1 v.
- BRASIL, 1943, Obras Completas de Saturnino de Brito, 23 vol., Instituto Nacional do Livro, Ministério da Educação e Saúde, ed. Imprensa Nacional, Rio de Janeiro.
- BRASIL, 1973, Levantamento de reconhecimento de solos do Estado do Rio Grande do Sul. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica, Boletim Técnico 30, Recife, 431 p.
- BREMOND, R., 1980, L'utilisation des pluviogrammes, La Météorologie, p. 54-57.
- CAICEDO, N., 1975, Métodos de síntesis en la hidrologia urbana, Dissertação de Mestrado, 70 p., Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- CAMPANA, N. A., 1995, Impacto da urbanização nas cheias urbanas, Tese de Doutorado, Pos-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 185 p.
- CANEDO, P. M., 1989, Hidrologia Superficial, pp 201-289, in : ABRH, 1989, Engenharia Hidrológica, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 404 p.
- CHATFIELD, C., COLLINS, A. J., 1980, Introduction to Multivariate Analysis, 246 p., Science Paperbacks, ed. Chapman and Hall.
- CHOW, V. T., 1962, Hydraulic determination of waterway areas for the design of drainage structures in small drainage basins, Urbana, Illinois, University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin 462.
- CHOW, V. T., KULANDAISWAMY, V. C., 1982, The IUH of general hydrologic system model, Journal of Hydraulics Division, ASCE, 108, HY 7, pp 830-844.
- COSTA-FRANCO, S., 1992, Porto Alegre - Guia Histórico, 448 p., ed. Editora da Universidade, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CORREIA, F. N., 1983, Métodos de análise e determinação de caudais de cheia, Tese para Investigador Auxiliar, 380 p., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Ministério da Habitação e Obras Públicas, Lisboa.
- CRAWFORD, N. H., LINSLEY, R. K., 1966, Digital simulation in hydrology : Stanford Watershed Model IV, T.R. nº 39, 210 p., Department of Civil Engineering, Stanford University, California, USA.
- CREUTIN, J. D., 1987, Validation et étalonnage d'images de télédétection à l'aide de mesures ponctuelles selon une approche géostatistique - applications à la mesure des précipitations et de l'insolation, Thèse, Université Scientifique, Technologique et Médicale de Grenoble et Institut National Polytechnique de Grenoble, 314 p..
- CREUTIN, J. D., OBLED, C., TOURASSE, P., 1980, Analyses spatiale et temporelle des épisodes cévenols, La Météorologie, Série VI (20).
- DAEE/CETESB, 1980, Drenagem Urbana - Manual de Projeto, 468 p., Departamento de Águas e Energia Elétrica e Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (Estado de São Paulo).
- DAEE/USP, 1978, Hidrologia Urbana, 74 p., Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- DAEE/USP, 1983, Modelagem hidrodinâmica e estudos operacionais da bacia do rio Tietê entre as barragens da Penha e Edgard de Souza, 3 vol, convênio Departamento de Águas e Energia Elétrica (Estado de São Paulo) e Centro Tecnológico de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- DAVIS, J.C., 1973, Statistics and Data Analysis in Geology, 550 p., ed. John Wiley & Sons Cie., U.S.A.
- DELHOMME, J. P., 1976, Application de le théorie des variables régionalisées dans les sciences de l'eau, Thèse D.I., Ecole Nationale Supérieure des Mines, Paris.
- DELLEUR, J. W., 1982, Introduction to urban hydrology and stormwater management, in KIBLER, D. F., ed., Urban Stormwater Hydrology, 270 p., American Geophysical Union, Washington D.C..
- DEP, 1992, Caderno de Encargos, 60 p., Departamento de Esgotos Pluviais, Prefeitura Municipal de Porto Alegre.
- DEP/IPH, 1979, Estudos Hidrológicos da Urbanização da Bacia do Arroio Dilúvio, Relatório Final, Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre e Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade federal do Rio Grande do Sul.
- DESBORDES, M., 1974, Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial, Thèse Docteur-Ingénieur, 224 p.
- DESBORDES, M., 1984, Modélisation en Hydrologie Urbaine: recherches et applications, LHM 22/84, 183 p.,STU, Paris.
- DESBORDES, M., 1985, Linear reservoir misteries, 94 p., inédit Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, Université de Montpellier.
- DESBORDES, M, 1985, Les incertitudes associées à la métrologie en Hydrologie Urbaine, LHM 17/85, 135 p, Secretariat Permanent du Plan Urbain (SPPU), Paris.
- DESBORDES, M., 1987, Contribution à l'analyse et à la modélisation des mecanismes hydrologiques en milieu urbain, Thèse , 242 p., Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc.
- DESBORDES, M., MASSON, J. M., RUIZ, L., 1975, Amélioration de la définition de la pluie de projet, LHM 14/75, 77 p., Ministère de l'Equipement, SCH, Paris.
- DESBORDES, M., RAOUS, P., 1980, Fondements de l'élaboration d'une pluie de projet urbaine : méthodes d'analyse et application à la série de Montpellier-Bel-Air, La Météorologie, 6(20-21), p. 317-336.
- DIAZ, O., 1987, Precipitação de projeto e regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas brasileiras. Dissertação de Mestrado, 347 p, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- DIAZ, O , TUCCI, C. E. M., 1989, Regionalização de hidrogramas unitários de bacias urbanas brasileiras, Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 7, n. 2, p. 19-29
- DMAE, 1972, Chuvas intensas de Porto Alegre, 200 p.,Departamento Municipal de Água e Esgotos, Prefeitura Municipal de Porto Alegre.
- DNOS, 1957, Relatório anual de atividades, 15º DFOS, Departamento Nacional de Obras de Saneamento, Ministério do Interior, Porto Alegre.
- DNOS, 1968, Estudo de viabilidade técnico-econômica das obras de defesa de Porto Alegre, Canoas e São Leopoldo contra as inundações, 15º DFOS, Departamento Nacional de Obras de Saneamento, Ministério do Interior, Porto Alegre.

- DOOGE, J. C. I., 1973, Linear theory of hydrologic systems, Agricultural Research Service, U.S. Dpt of Agriculture, Technical Bulletin 1468, 327 p, Washington DC, USA.
- ESPEY, W. H., ALTMAN, D. G., GRAVES, C. B., 1977, Nomographs for ten-minute unit hydrographs for small urban watersheds, 22 p., ASCE, New York.
- FOLLAND, C. K., 1986, A simple numerical model of the loss of rainfall catch from a standard 5'' gauge due to wind, p. 221-232, in SEVRUK, B., ed., 1986, Correction of Precipitation Measurements, 292 p., ETH/IAHS/WMO Workshop, april 1985, Zurcher Geographische Schriften, heft 23, Zurich.
- FOUFOULA-GEORGIU, E., 1989, On the accuracy of the maximum recorded depth in extreme rainstorms, Proceedings of the Baltimore Symposium, may 1989, New Directions for Surface Water Modeling, IAHS publ. no. 181, 1989, p. 41-49.
- GENZ, F. , 1994, Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas, Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 140 p.
- GOMES, J., FENDRICH, R., 1989, Modelo hidrológico geral de Ven Te Chow aplicado à bacias urbanas, Anais do VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, v 1, pp 396-407, Foz do Iguaçu.
- GOMIDE, F. L. S., 1976, Noções de estatística e probabilidades, in PINTO, N. L., HOLTZ, A. C., MARTINS, J. A., GOMIDE, F. L. S., 1976, Hidrologia Básica, 278 p., ed. Edgard Blucher, São Paulo.
- GOTTSCHALK, L., 1989, Regional Exceedance Probabilities, Nordic Hydrology, 20, p. 201-214.
- GREEN, W. H., AMPT, G. A., 1911, Studies on soil physics, I, The flow of air and water through soils, Journal of Agricultural Sciences, vol 9, pp 1-24.
- GRIGG, N. S., Willie, 1979, Saneamento, DNOS, Rio de Janeiro
- GUILLOT, P., DUBAND, D., 1980, Fonction de transfert pluie-débit sur les bassins versants de l'ordre de 1000 km². La Houille Blanche, 4/5, pp 279-290.
- HASENACK, H., 1989, Influência de variáveis ambientais sobre a temperatura do ar na área urbana de Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Ecologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 94 p.
- HERSCHY, R. W., 1978, Accuracy, pp 353-397, in HERSCHY, R. W., ed., 1978, Hydrometry. Principles and Practices, 512 p., John Wiley & Sons.
- HOSKING, J. R. M., WALLIS, J. R., 1988, The effect of intersite dependence on regional flood frequency analysis, Water Resources Research, vol. 24, no. 4, p. 588-600.
- HUFF, F.A., 1967, Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resources Research, 3(4), p.1007-1019.
- IDE, C. N., 1984, Qualidade da drenagem pluvial urbana, Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 137 p.
- IN-NA , N., NGUYEN, V.T.V., 1989, Un unbiased plotting position formula for the general extreme-value distribution, Journal of Hydrology, vol. 106 (3-4).
- IPH/FAPERGS, 1993, Impacto da urbanização nas cheias urbanas e na produção de sedimentos : bacia do Arroio Dilúvio, Relatório Parcial, 69 p., Instituto de Pesquisas Hidráulicas, UFRGS, Porto Alegre.

- JESUS, R. M. R., EIGER, S., 1983, DRENG V.III - Um modelo para simulação de enchentes em bacias de córregos urbanos, Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Blumenau, vol. 2, p. 317-340.
- JINNO, K., KAWAMURA, A., LARSON, M., BERNDTSSON, R., NIEMCZYNOWICZ, J., 1990, A convective-dispersion model for real-time prediction of urban-scale rainfall, Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, p. 1261-1267.
- KARL, T., DIAZ, H., KUKLA, G., 1988, Urbanization : its detection and effect in the United States climate record, Journal of Climate, American Meteorological Society, vol 1, pp 1099-1123.
- KEIFER, C.J., CHU, H.H., 1957, Synthetic storm pattern for drainage design, ASCE Journal of the Hydraulics Division, 83(4), p. 1-25.
- KITE, G. W., 1976, Frequency and risk analysis in hydrology, 407 p., Inland Waters Directorate, Water Resources Branch, Ottawa, Canada.
- KRAIJENHOFF, D. A., 1958, A study of non steady groundwater flow with special relevance to a reservoir coefficient, De Ingenieur, (70) 19, B87-B94.
- KUICHLING, E., 1889, The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts, ASCE Transactions, (20), p. 1-56.
- LARSON, L. W., 1986, Experiences, investigations and recommendations concerning wind induced precipitation measurement errors, p. 49-56, in SEVRUK, B., ed., 1986, Correction of Precipitation Measurements, 292 p., ETH/IAHS/WMO Workshop, april 1985, Zurcher Geographische Schriften, heft 23, Zurich.
- LAURENSEN, E. M., MEIN, R. G., 1978, General runoff routing computer program, RORB version 2, Departement of Civil Engineering, Monash University, Australia.
- LEBEL, T., LABORDE, J. P., 1988, A geostatistical approach for areal rainfall statistics assessment, Stochastic Hydrology and Hydraulics, vol. 2, p. 245-261.
- LI, R. M., SIMONS, D. B., STEVENS, M. A., 1975, Nonlinear kinematic wave approximation for water routing, Water Resources Research, Washington, 11 (2), pp 245-252.
- LUBES, H., MASSON, J. M., RAOUS, P., TAPIAU, M., 1994, Safarhy. Logiciel de calculs statistiques et d'analyse fréquentielle adapté à l'évaluation du risque en hydrologie, Manuel de Référence, ORSTOM/Université Montpellier II, version 2.111.
- MACHADO, F.P., 1950, Contribuição ao estudo do clima do Rio Grande do Sul, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Rio de Janeiro.
- MACHADO, E. S., RIGHETTO, A. M., 1981, Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas, IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Fortaleza, vol. 3, p.561-580.
- MASSON, J. M., 1982, La loi Gamma incomplète, document pédagogique, 36 p., LHM, Université de Montpellier II.
- MASSON, J.M., 1993, Notes de cours sur des méthodes de calcul d'une lame d'eau précipité sur un bassin versant, LHM, Université de Montpellier II.
- MATOS, M.R., 1990, Urban drainage in Portugal - developments, applications and perspectives, Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, p. 1509-1514.
- MELO-FRANCO, A. A., 1968, História do Povo Brasileiro, ed. Jânio Quadros Editores Culturais, São Paulo.

- METROPLAN, 1978, Estudo de destinação do uso do solo rural na Região Metropolitana de Porto Alegre - ano 1976, 212 p., Fundação Metropolitana de Planejamento, Porto Alegre.
- MISME, P., 1980, Dimension des cellules de pluies, La Météorologie, Série VI (20), p. 299-301.
- MOTA, J. C., 1982, Simulação hidrológica de uma bacia urbana : Arroio Dilúvio - Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, 177 p, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.
- MOTA, J. C., TUCCI, C. E. M., 1984, Simulation of the urbanization effect in flow, Hydrological Sciences Journal, (29) 2, 6/1984, p.131-147.
- MOUSSA, R., 1991, Variabilité spatio-temporelle et modelisation hydrologique, application au bassin du Gardon d'Anduze, Thèse Doctorat, 314 p., Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc.
- NASH, J. E., 1958, Determining runoff from rainfall, Proceedings of Institution of Civil Engineers (Ireland), 17, pp 249-282
- NASH, J. E., SUTCLIFFE, J. V., 1970, River flow forecasting through conceptual models, 1, a discussion of principles, Journal of Hydrology, 10, pp 282-290.
- NEAL, C., NEAL, M., WARRINGTON, A., AVILA, A., PINOL, J., RODA, F., 1992, Stable hydrogen and oxygen isotope studies of rainfall and streamwaters for two contrasting holm oak areas of Catalonia, northeastern Spain, Journal of Hydrology, 140 : pp 163-178.
- NGUYEN, V.T.V., ROUSSELLE, J., Mc PHERSON, M.B., 1981, Evaluation of areal versus point rainfall with sparse data, Canadian Journal of Civil Engineering, 8(2), p.214-227.
- NIEMCZYNOWICZ, J., 1984, An investigation of the areal and dynamic properties of rainfall and its influence on runoff generating processes, Report n°1005, University of Lund (Suède), 215 p..
- NIEMCZYNOWICZ, J., 1990, Necessary level of accuracy in rainfall input for runoff modelling, Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, p. 593-602.
- NIMER, E., 1989, Climatologia do Brasil, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, IBGE, Rio de Janeiro.
- NORMAND, D., VEYRAT, P., RENE, R., 1971, Etude statistique des hyétoigrammes types, Rapport SOGREA, R. 10653, Service Central Hydrologique, Paris.
- OKE, T. R., 1978, Boundary Layer Climates. London, Methuen, 372 p.
- OLIVEIRA, A. O., 1986, Interações entre sistemas frontais na América do Sul e a convecção na Amazônia, Dissertação de Mestrado, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, INPE-4028-TLD/239, São José dos Campos, São Paulo.
- ONOF, C., WHEATER, H. S., ISHAM, V., 1994, Note on the analytical expression of the inter-event time characteristics for Bartlett-Lewis type rainfall models, Journal of Hydrology, 157, pp 197-210.
- PARIGOT-DE-SOUZA, P. V., 1959, Canalização do riacho Belém em Curitiba, Sanevia, n. 21, pp 31-55.
- PATUREL, J. E., DESBORDES, M., MASSON, J. M., 1986, Influence de la densité des réseaux pluviométriques sur la détermination des lames précipitées, LHM 14/86, 125 p., SPPU, Paris.
- PESSOA, M., TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L., 1984, Análise estatística para determinação de vazões de poços : Estado do Rio Grande do Sul, Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, ABRH, vol. 2, n 2, pp 31-52.

- PFAFSTETTER, O., 1957, Chuvas intensas no Brasil, Departamento Nacional de Obras de Saneamento, Rio de Janeiro.
- PILGRIM, D. H., CORDERY, Y., 1975, Rainfall temporal patterns for design floods, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 101 (1), pp 81-95.
- PINTO, N. L. S., RAMOS, F., 1972, Observações sobre o tempo de retardamento em bacias urbanas, II Simpósio Brasileiro de Hidrologia, Porto Alegre, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 31-48.
- PMPA (Prefeitura Municipal de Porto Alegre), 1979, 1º Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre, Secretaria do Planejamento Municipal.
- PMPA (Prefeitura Municipal de Porto Alegre), 1987, 1º Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre com Alterações Posteriores, Secretaria do Planejamento Municipal.
- RADAMBRASIL, Projeto, 1986, Folha SH 22 Porto Alegre, Levantamento de Recursos Minerais, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Rio de Janeiro.
- RAMBO, B., 1954, Análise histórica da flora de Porto Alegre, *Sellowia*, Anais Botânicos, n 6, Itajaí, Santa Catarina.
- RAUBER, V., 1992, Prevenir é o melhor remédio: sistemas de proteção contra inundações e alagamentos de Porto Alegre, Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 48 p..
- ROCHE, M., 1963, *Hydrologie de Surface*, Gauthier-Villars, Paris, 430 p..
- RODRIGUEZ-ITURBE, I., MEJIA, J. M., 1974a, The design of rainfall networks in time and space, Water Resources Research, 10, pp 713-727.
- RODRIGUEZ-ITURBE, I., MEJIA, J. M., 1974b, On the transformation of point rainfall to areal rainfall, Water Resources Research, 10, pp 729-735.
- RODRIGUEZ-ITURBE, I., MEJIA, J. M., 1979, The geomorphological structure of hydrologic response, Water Resources Research, 15, pp 1409-1420.
- ROSS, C. N., 1921, The calculation of flood discharge by de use of a time contour plane, *Transactions Inst. Eng. Australia*, vol 2, pp 85-92.
- ROSENBROCK, H. H., 1960, An automatic method for finding the greatest or least value of a function, Computer Journal, vol 3, pp 175-184.
- ROUX, C., 1995, *Analyse des précipitations en hydrologie urbaine : exemple de la Seine-Saint Denis*, Thèse Doctorat.
- ROVATTI, J. F., 1990, Contribuição ao estudo do planejamento urbano : promoção imobiliária e uso do solo planejado na cidade de Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano e Regional, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 184 p.
- SANTOS, L. J., 1928, *Hydrotechnica*, vol. 4, Esgotos, Comp. Melhoramentos, São Paulo.
- SCHNEIDER, A. W., LOSS, E. L., PINTO, J. F., 1974, Mapa geológico da folha de Porto Alegre, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS/CNPq, escala 1 : 50 000.
- SEVRUK, B., ed., 1986, *Correction of Precipitation Measurements*, 292 p.,ETH/IAHS/WMO Workshop, april 1985, *Zurcher Geographische Schriften*, heft 23, Zurich.

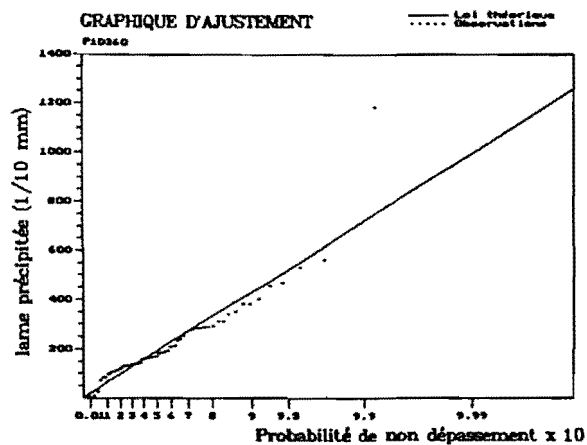
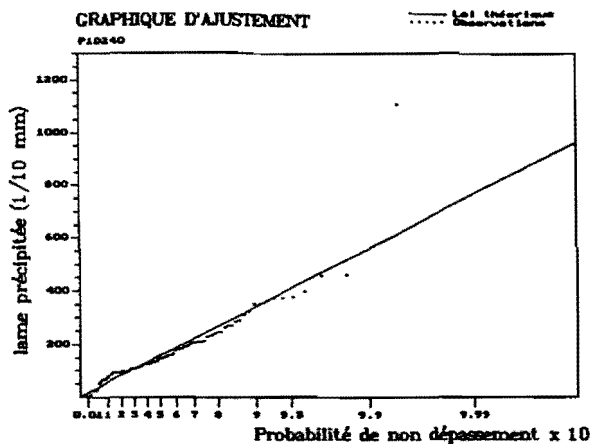
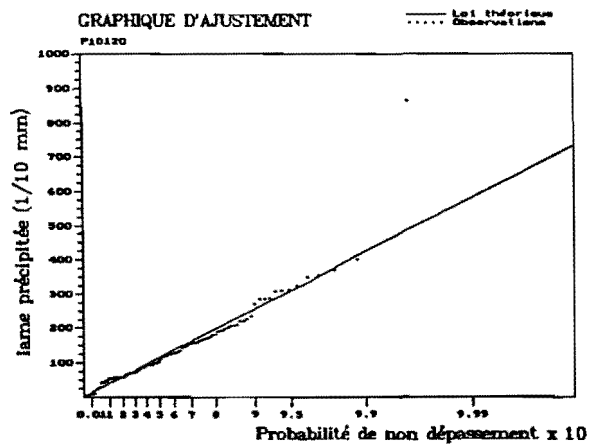
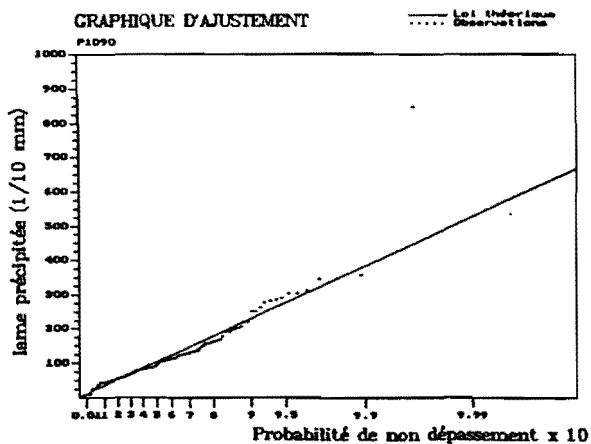
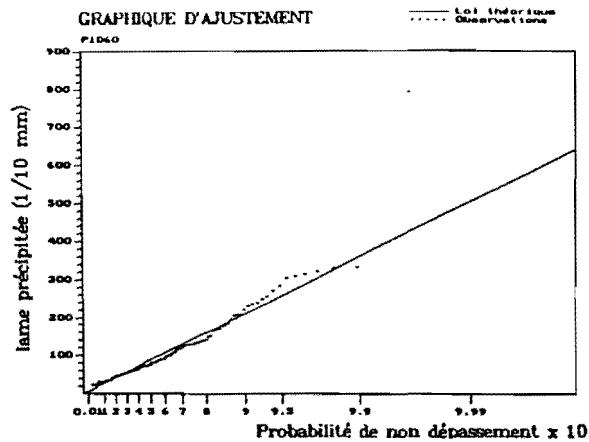
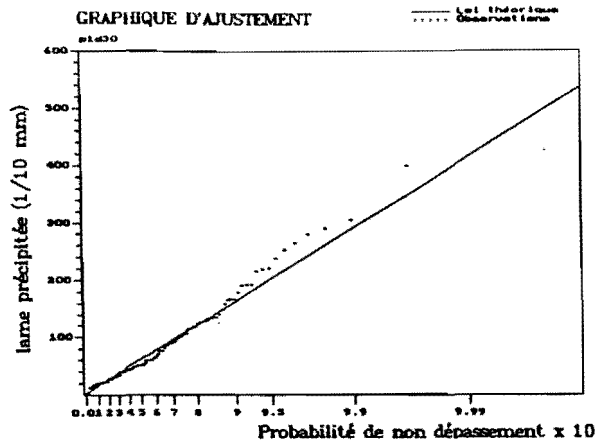
- SHERMAN, L. K., 1932, Streamflow from rainfall by de unit-graph method, Engineering News-Record, vol 108, pp 501-505.
- SIFALDA, V., 1973, Entwicklung eines Berechnungsregens fur Bemessung von Kanalnetzen (Développement d'une pluie synthétique pour le calcul des collecteurs), GWF-Wasser/Abwasser, 114, pp 435-440.
- SILVEIRA, A. L. L., 1993, Etude des relations intensité-durée-frequence, distribution spatiale et coefficients d'abattement des précipitations du bassin du Dilúvio à Porto Alegre - Brésil, Memoire D.E.A National d'Hydrologie, UM2, 142 p..
- SIMÕES-LOPES, M., SANCHEZ, J., 1983, Hidrogramas unitários de 10 minutos para bacias urbanas do sul do Brasil, V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, vol 1, pp 605-608.
- SIMÕES-LOPES, M., SANCHEZ, J., 1986, Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia, Relatório Final FINEP, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- SIQUEIRA, A., 1947, Engenharia Sanitária, Editora Globo, Porto Alegre.
- SOKOLLEK, V., 1986, Problems of precipitation measurements for water budget studies in the highlands of Hessen, pp 89-94, in : SEVRUK, B., ed., 1986, Correction of Precipitation Measurements, 292 p.,ETH/IAHS/WMO Workshop, april 1985, Zurcher Geographische Schriften, heft 23, Zurich.
- SOUZA, C. F., DAMASIO, C. P., 1993, Os primórdios do urbanismo moderno : Porto Alegre na administração Otávio Rocha, pp 133-145, in : PANIZZI, W. M., ROVATTI, J. F., ed., 1993, Estudos Urbanos : Porto Alegre e seu planejamento, Editora Universidade/UFRGS/Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 374 p.
- STEDINGER, J. R., 1983, Estimating a regional flood frequency distribution, Water Resources Research, 19, pp 503-510.
- STRAHLER, A. N., 1957, Quantitative analysis of watershed geomorphology, Transactions of American Geophysical Union, vol 38, pp 913-920.
- THAUVIN, V., 1992, Etude de la répartition spatiale des précipitations en milieu sahelien à l'aide du réseau dense de pluviographes de l'expérience EPSAT-NIGER - Application à la détermination de la précision des moyennes surfaciques au pas de temps de l'événement pluvieux, Thèse, Université de Montpellier II, 229 p.
- TUCCI, C. E. M., 1978, Hydraulic and water quality model for a river network, PhD dissertation, Colorado State University.
- TUCCI, C. E. M., SANCHEZ, J., SIMÕES-LOPES, M., 1981, Modelo IPH II para simulação de precipitação-vazão na bacia : alguns resultados, IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza.
- TUCCI, C. E. M., BRAGA, B. P. F., 1989, Hydrodynamics analysis in floods in urban systems, Journal of Water Resources Planning and Management, v 115, n 4.
- TUCCI, C. E. M., BRAGA, B. P. F., SILVEIRA, A. L. L., 1989, Avaliação do impacto da urbanização nas cheias urbanas, Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, ABRH, vol. 6, n 1, pp 79-104.
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1973, HEC-1 Flood Hydrograph Package, Hydrologic Engineering Center, Davis, California
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1975, Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, vol. 5, Hypothetical Floods, Hydrologic Engineering Center, Davis, California.

- U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE, 1975, Urban Hydrology for Small Watersheds, Soil Conservation Service, Washington D.C..
- U. S. WEATHER BUREAU, 1957, Rainfall Intensity Frequency Regime, The Ohio valley, Technical Paper 29, U.S. Department of Commerce, Washington D.C..
- WAYMIRE, E., GUPTA, V. K., 1981, The mathematical structure of rainfall representations, 3, Some applications of the point process theory of rainfall processes, Water Resources Research, 17 (5), pp 1287-1294.
- WEIMER, G., 1993, A capital do positivismo, pp 119-132, in : PANIZZI, W. M., ROVATTI, J. F., ed., 1993, Estudos Urbanos : Porto Alegre e seu planejamento, Editora Universidade/UFRGS/Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 374 p.
- WEISS, L. L., 1964, Ratio of true to fixed-interval maximum rainfall, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, jan, pp 77-82.
- WILKEN, P. S., 1978, Engenharia de Drenagem Superficial, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, CETESB, São Paulo, 478 p.
- WRIGHT-McLAUGHLIN Eng., 1969, Urban Storm Drainage Criteria Manual, Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Regional Council of Governments, vol 1.
- YEN, B. C., CHOW, V. T., 1980, Design hyetographs for small drainage structures, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 106 (11), pp 1055-1076.
- ZOCH, R. T., 1934, 1936, 1937, On the relation between rainfall and streamflow, Monthly Weather Review, Part I, 62, pp 315-322, Part II, 64, pp 105-121, Part III, 65, pp 135-147.

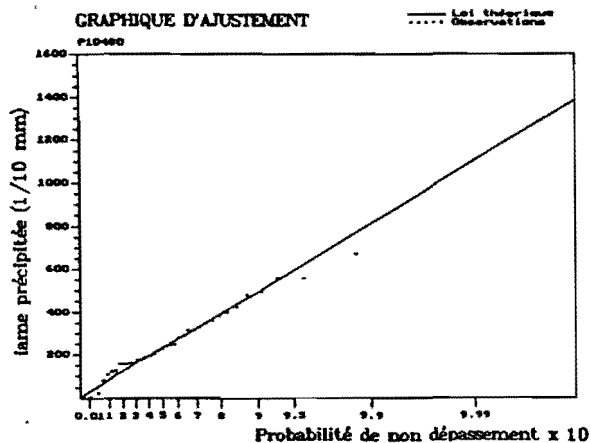
ANNEXES

Annexe A

Graphiques d'ajustement de la loi Gamma
aux précipitations des postes pluviographiques
du bassin du Diluvio



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Méthode: Maximum de vraisemblance



Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

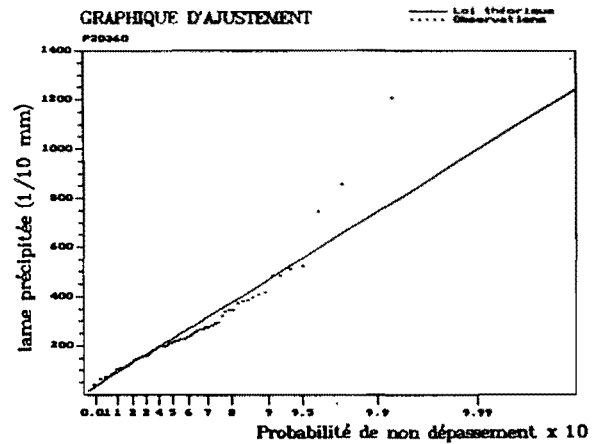
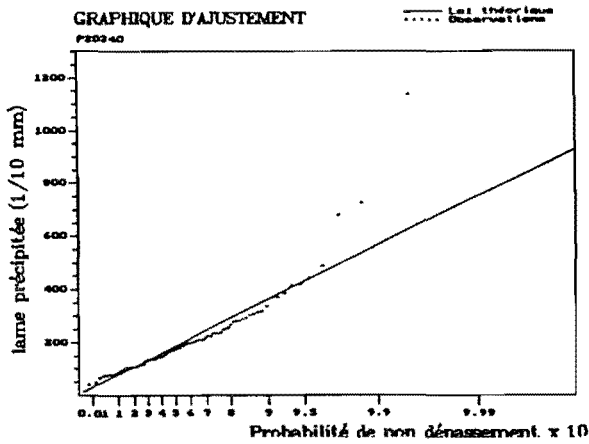
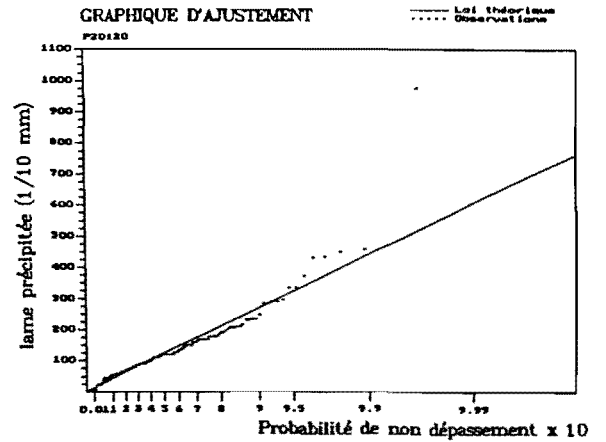
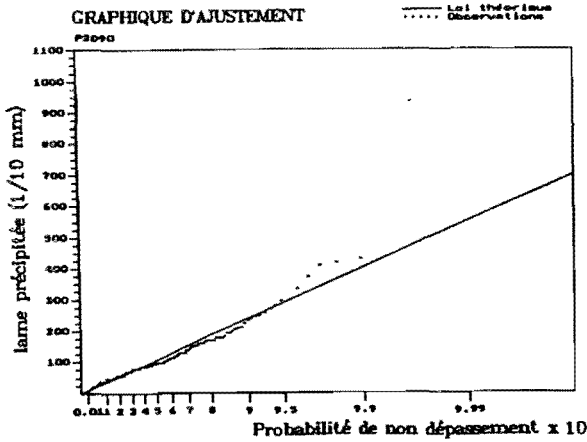
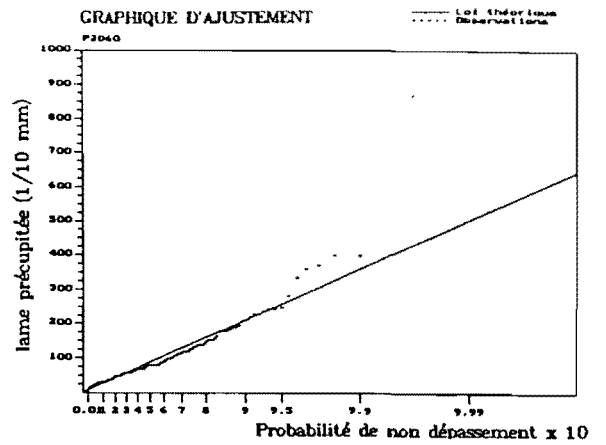
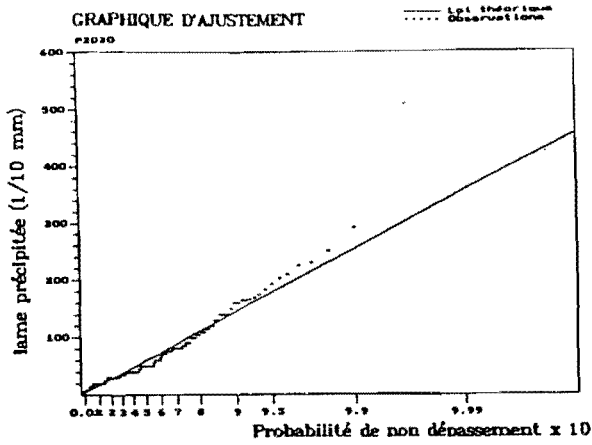
Poste P1

Lois Gamma des
lames précipitées

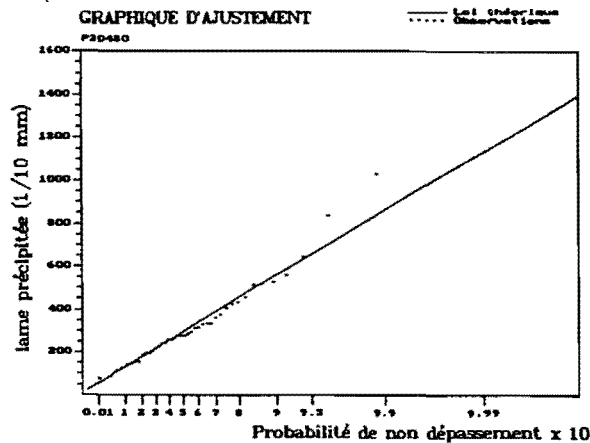
λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

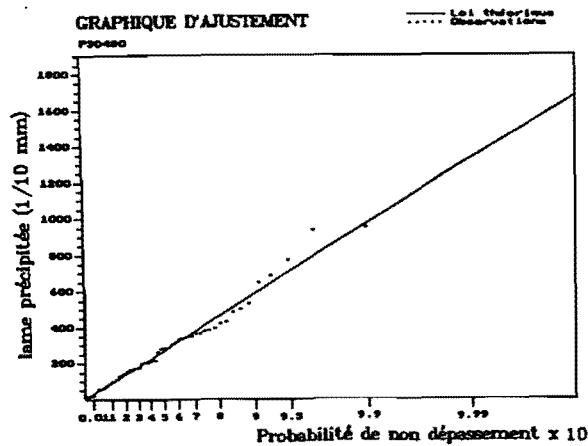
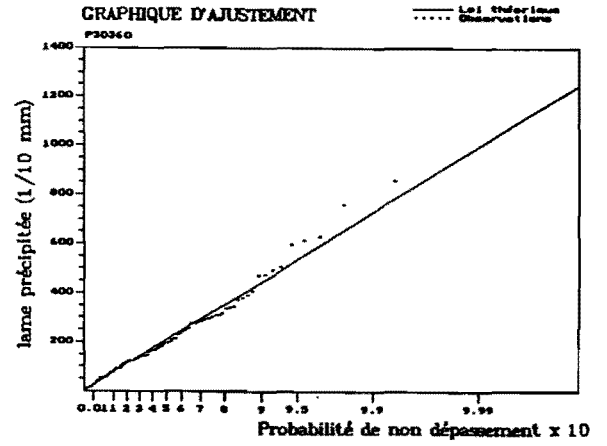
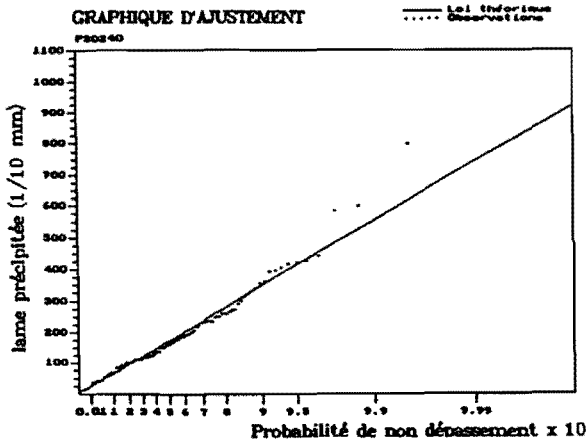
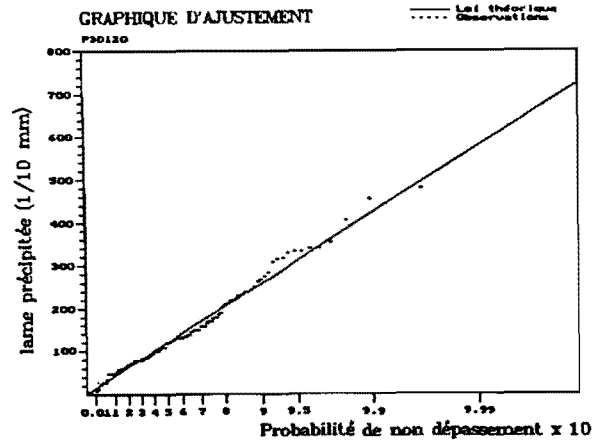
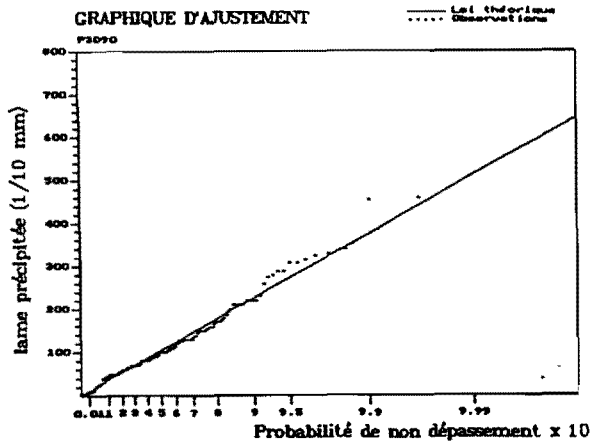
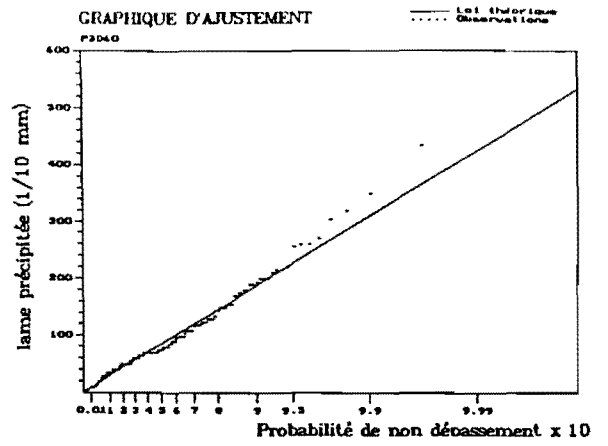
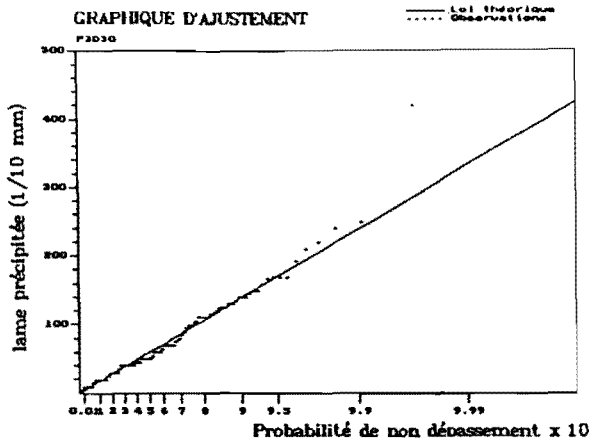


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

Poste P2

Lois Gamma des lames précipitées

probab. de non-dépas. = $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

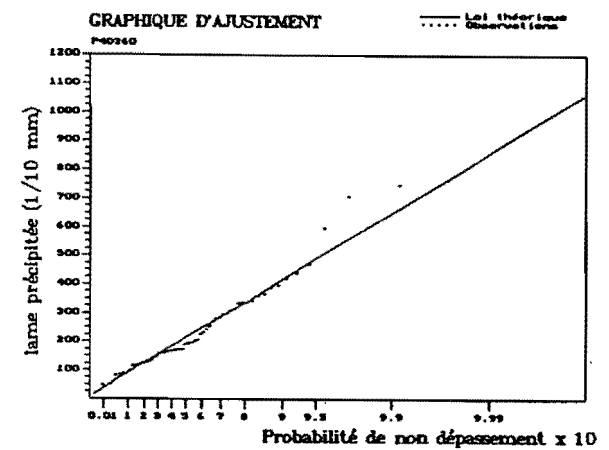
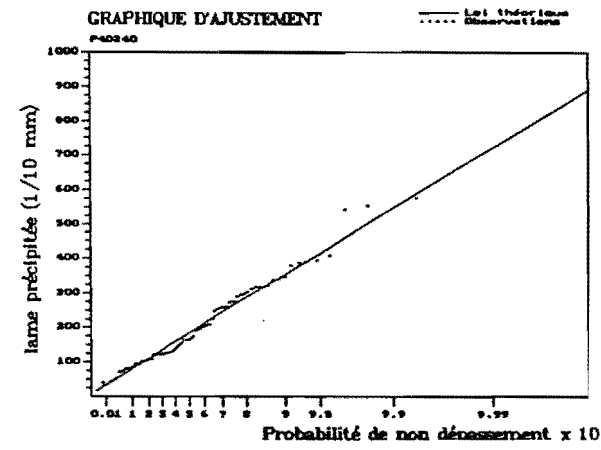
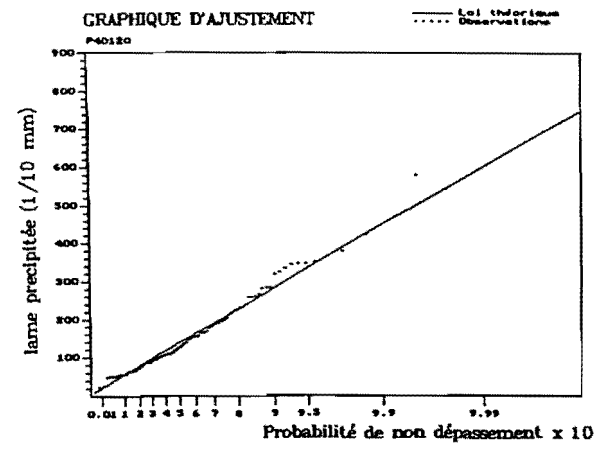
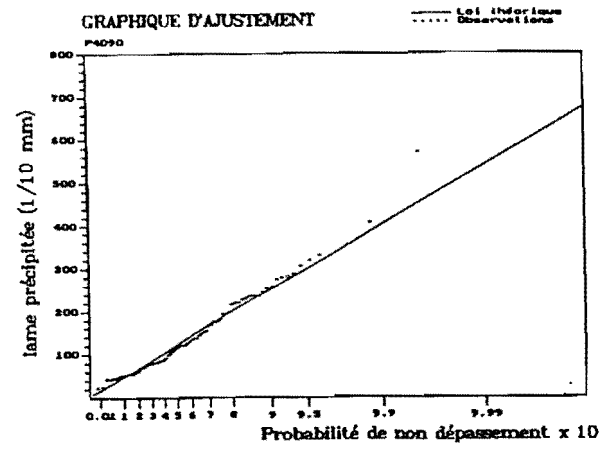
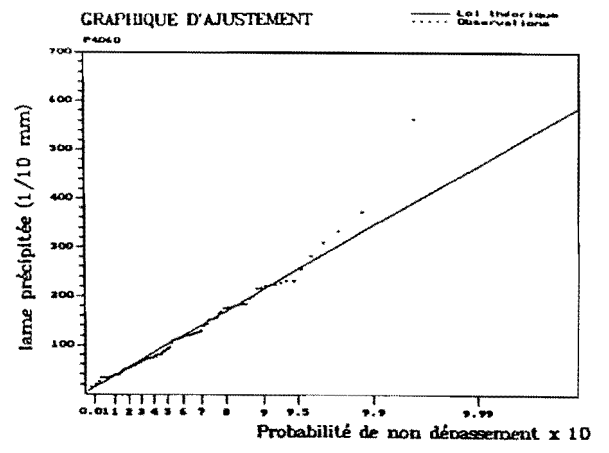
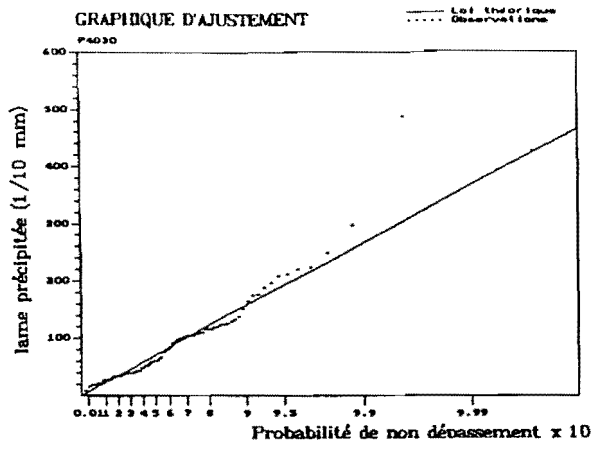
Poste P3

Lois Gamma des lames précipitées

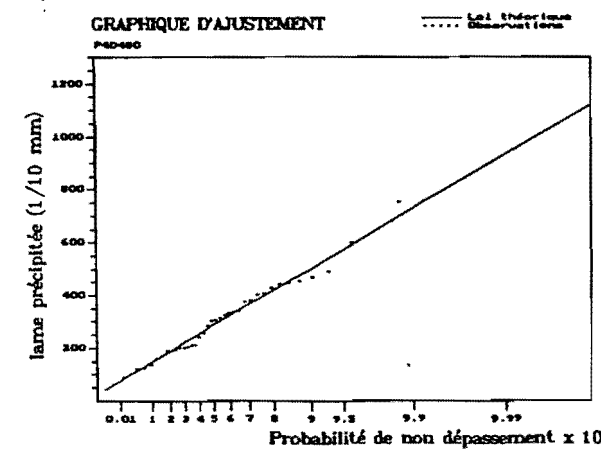
λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda \cdot T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

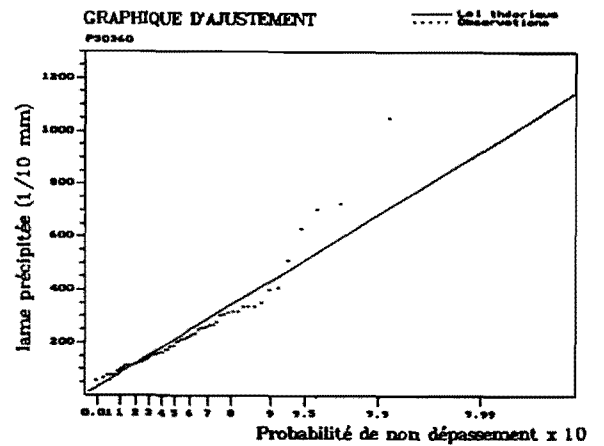
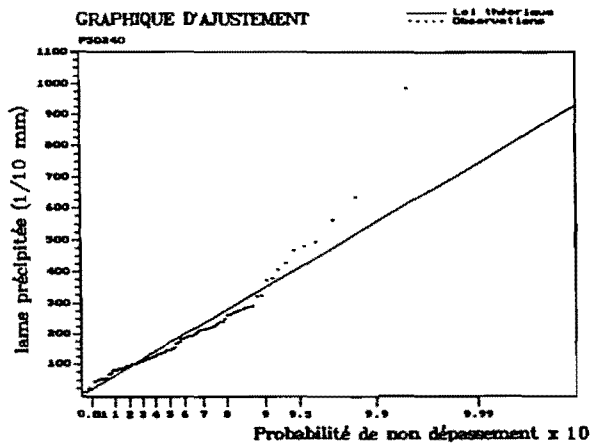
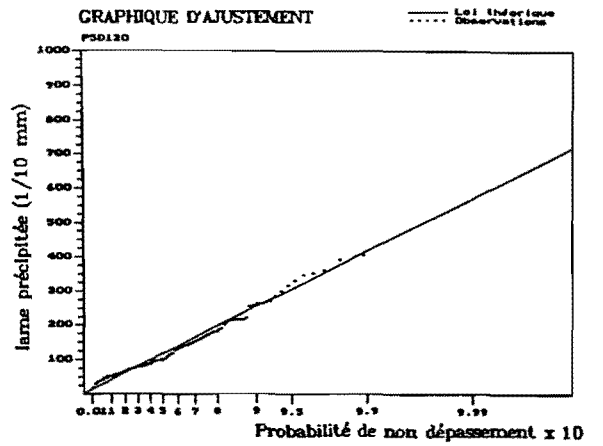
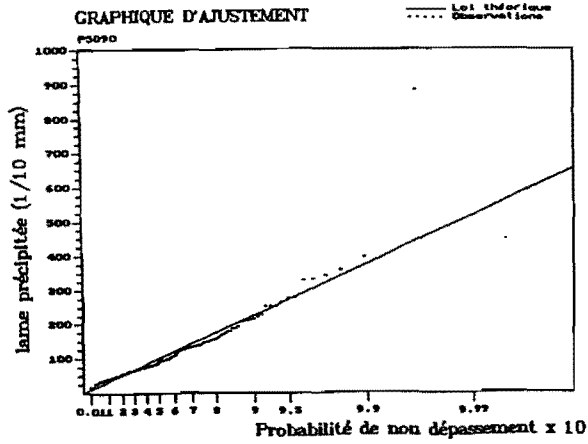
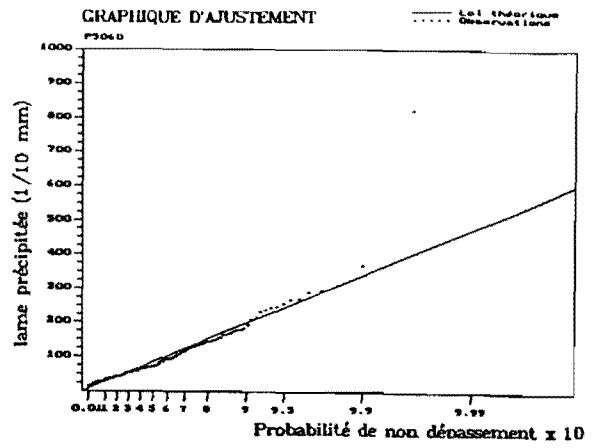
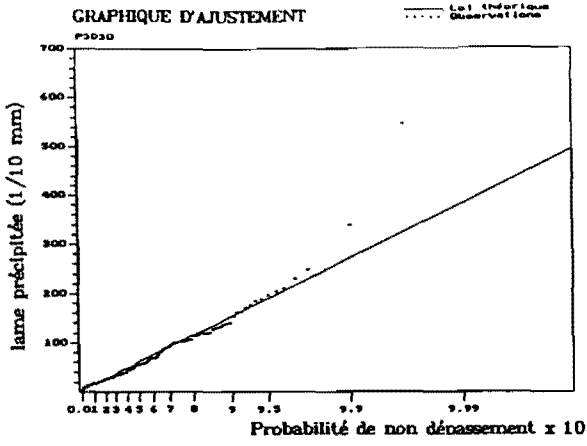


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

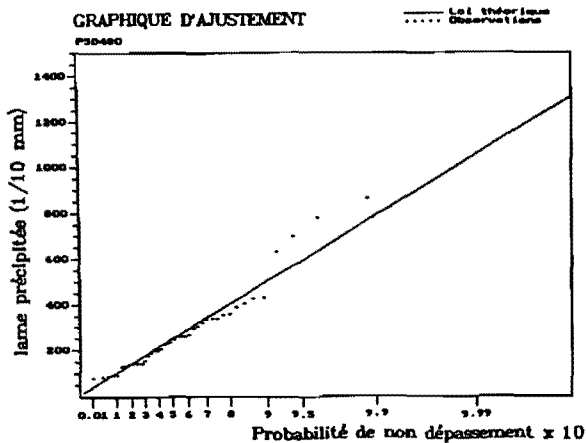
Poste P4

Lois Gamma des lames précipitées

probab. de non-dépas. = $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Méthode: Maximum de vraisemblance

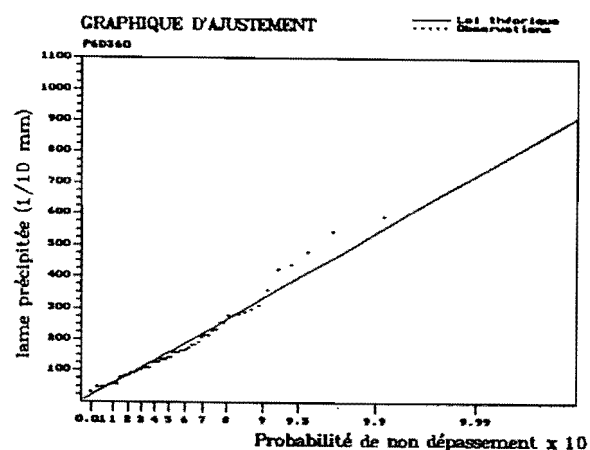
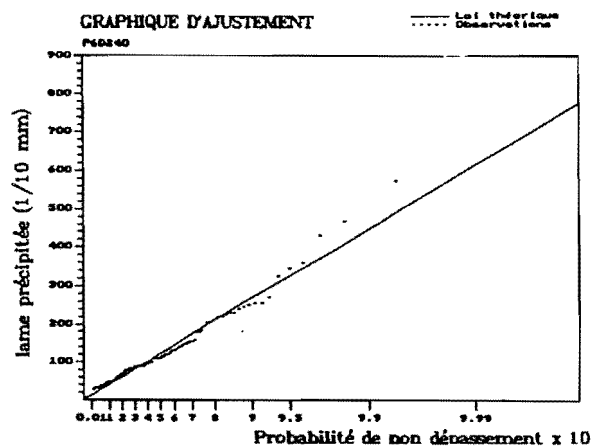
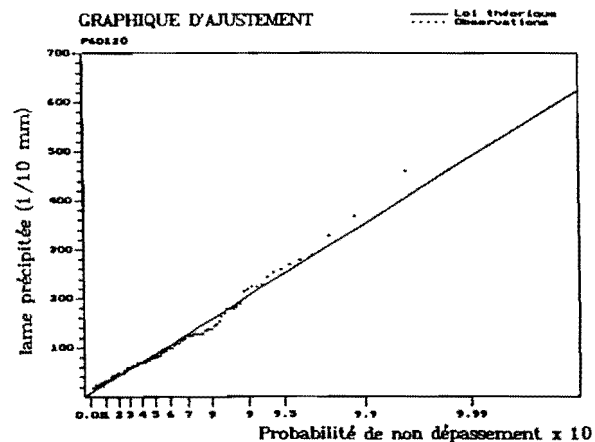
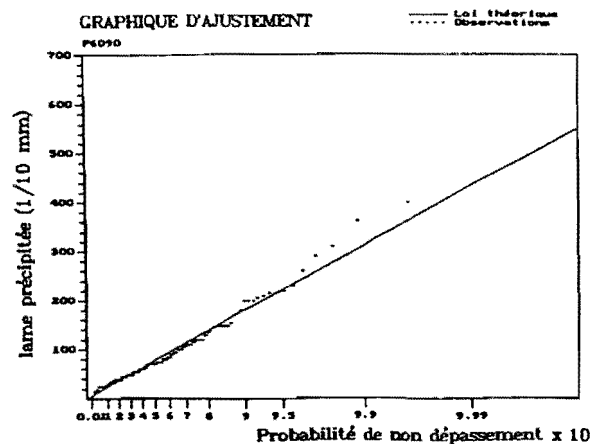
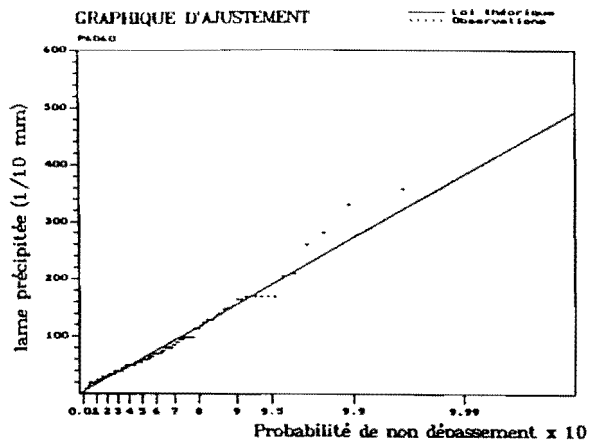
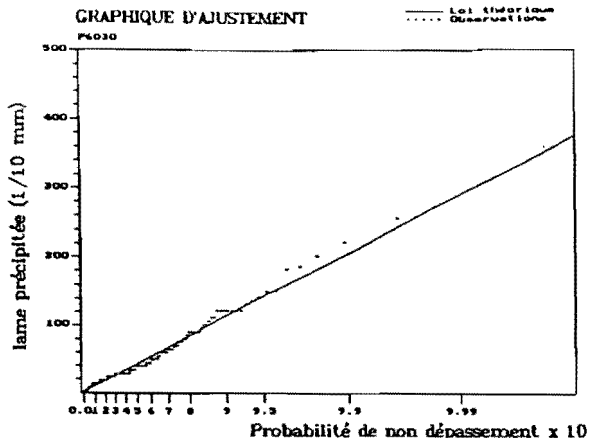


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

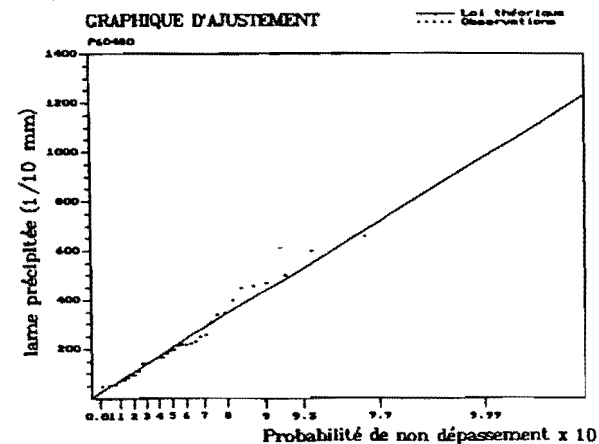
Poste P5

Lois Gamma des
lames précipitées

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T (\text{années}))$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

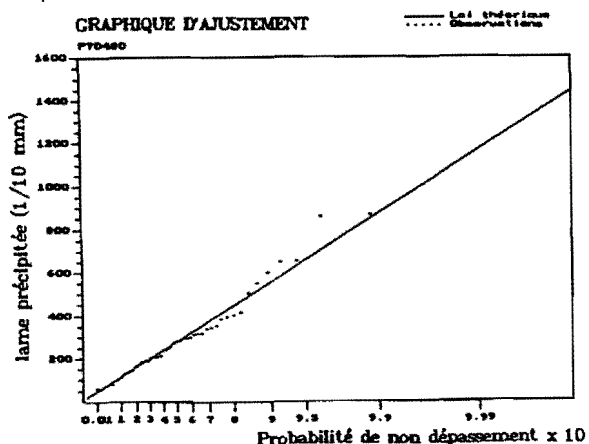
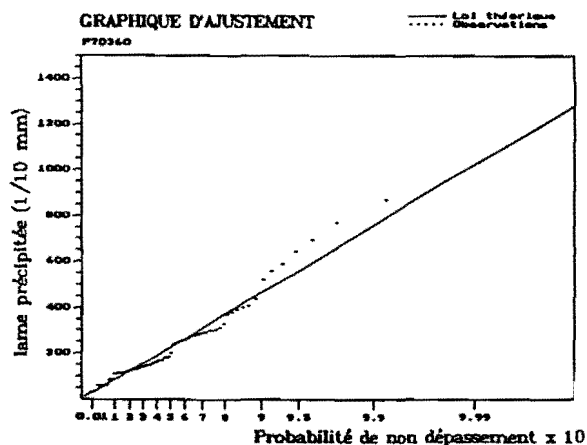
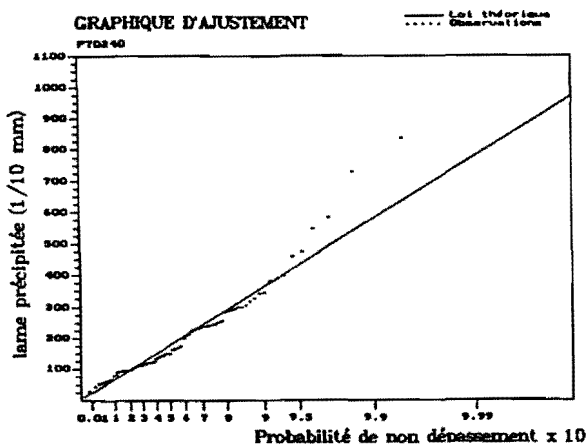
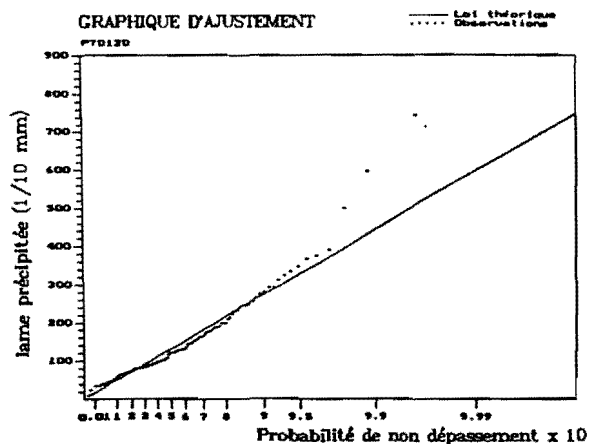
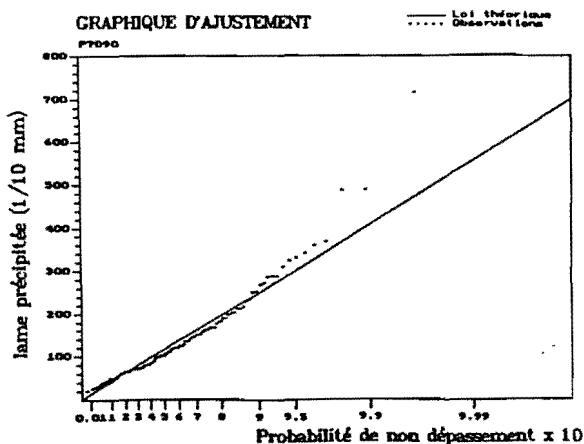
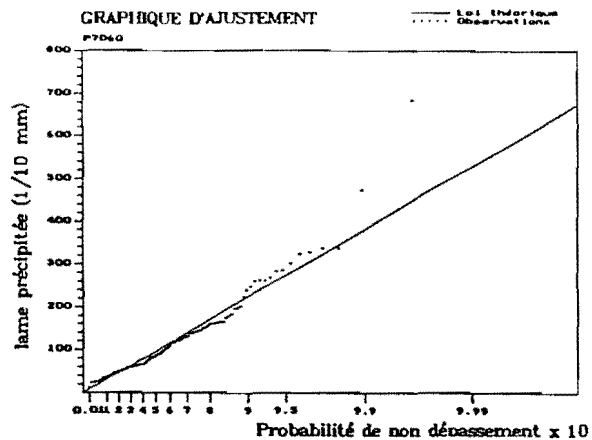
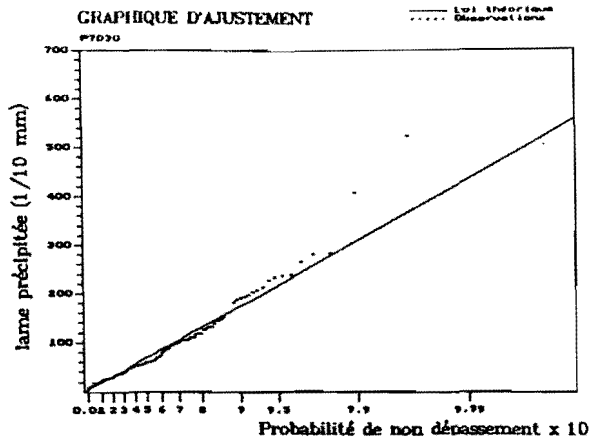


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

Poste P6

Lois Gamma des lames précipitées

probab. de non-dépas. = $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Méthode: Maximum de vraisemblance

Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

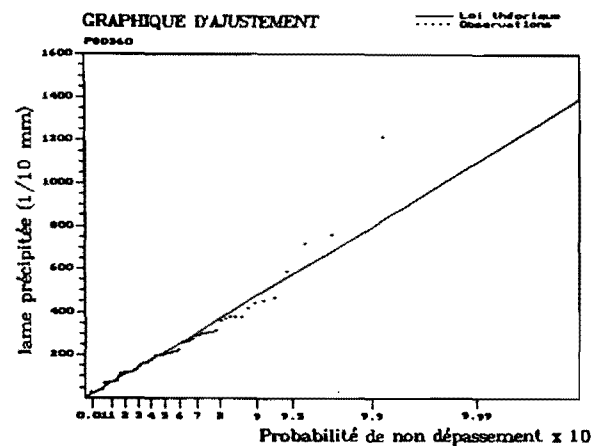
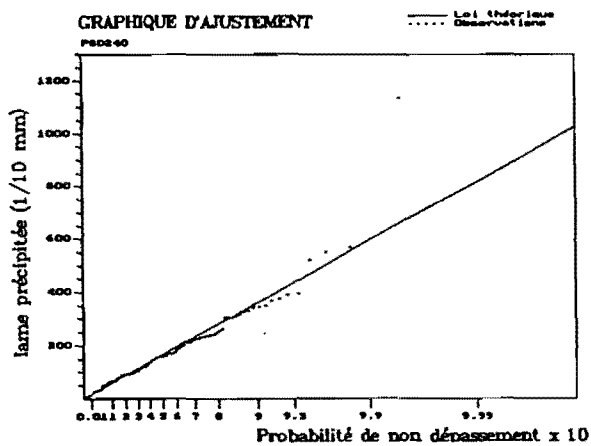
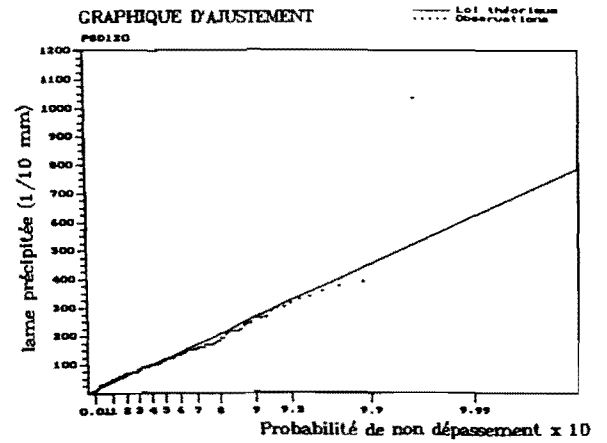
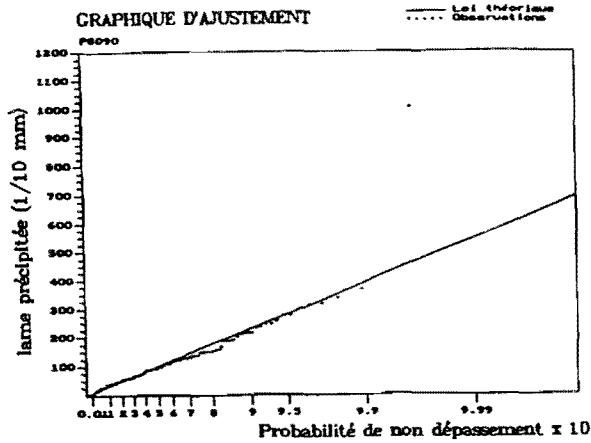
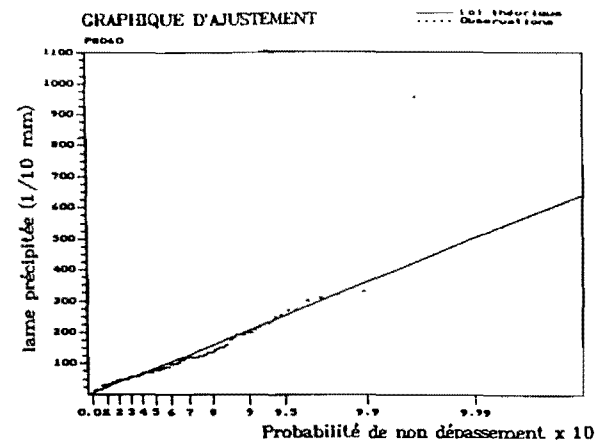
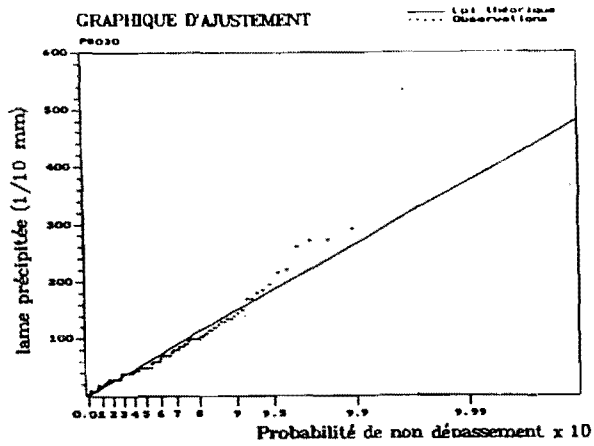
Poste P7

Lois Gamma des
lames précipitées

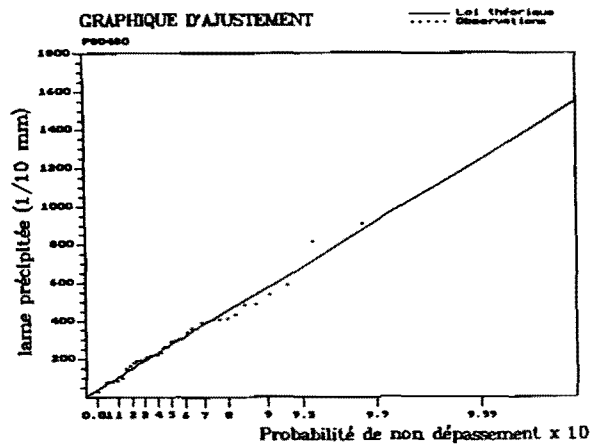
λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

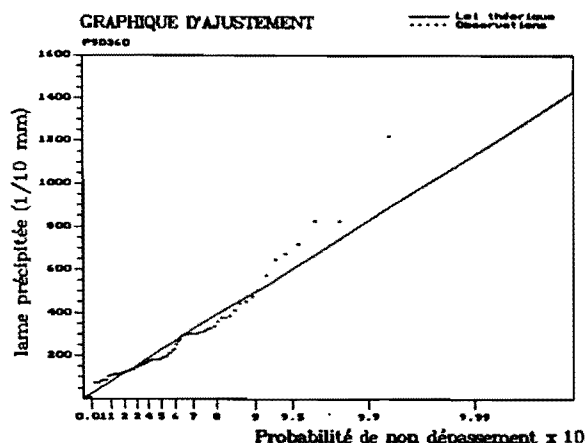
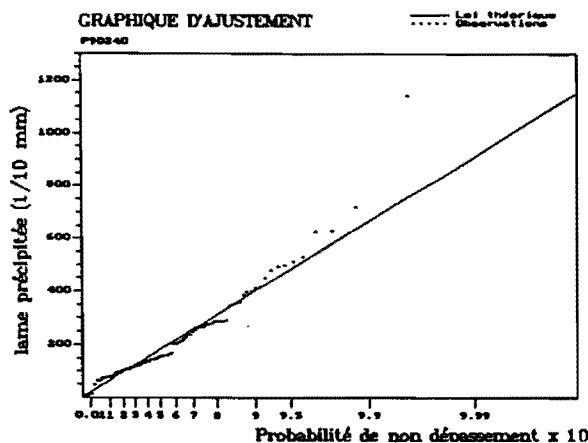
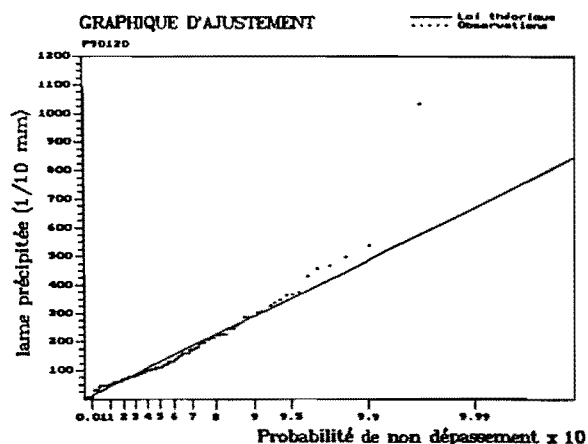
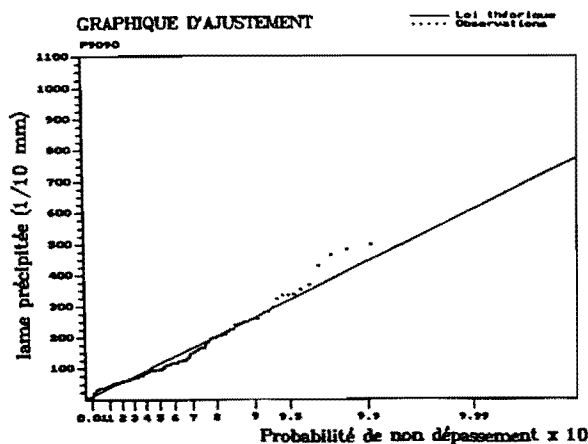
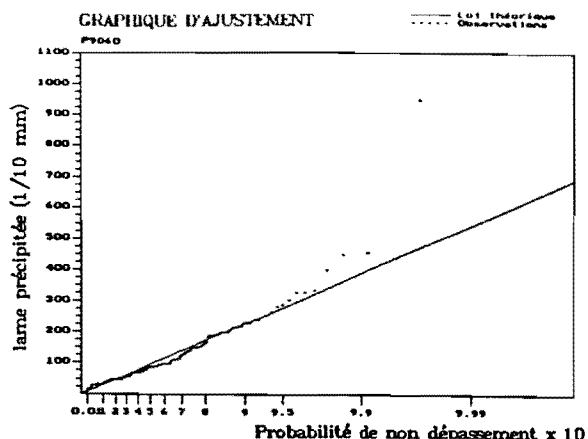
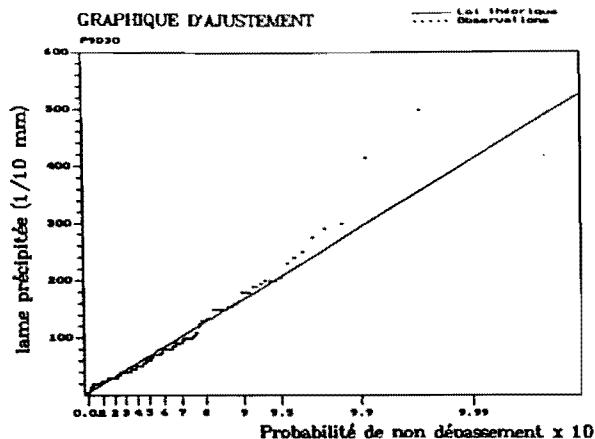


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

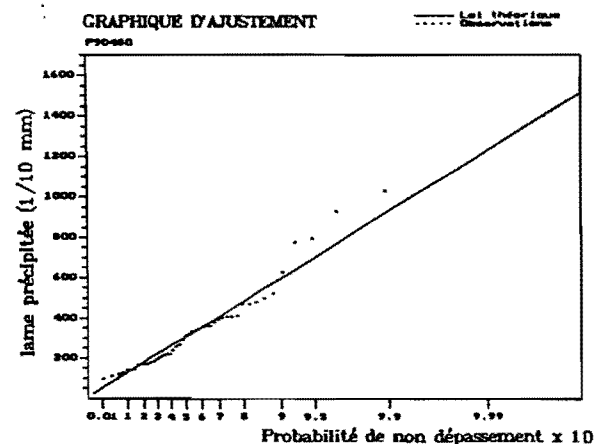
Poste P8

Lois Gamma des lames précipitées

probab. de non-dépas. = $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance



Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

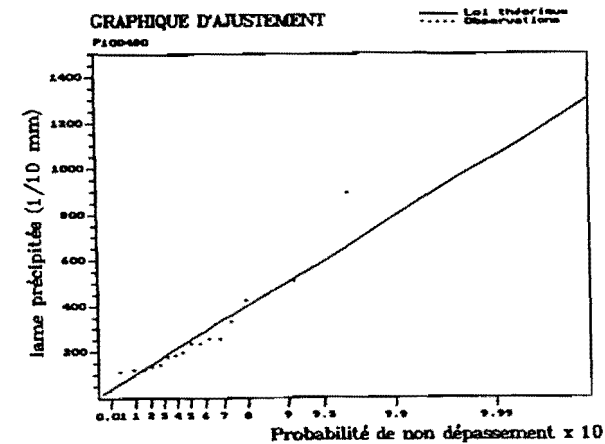
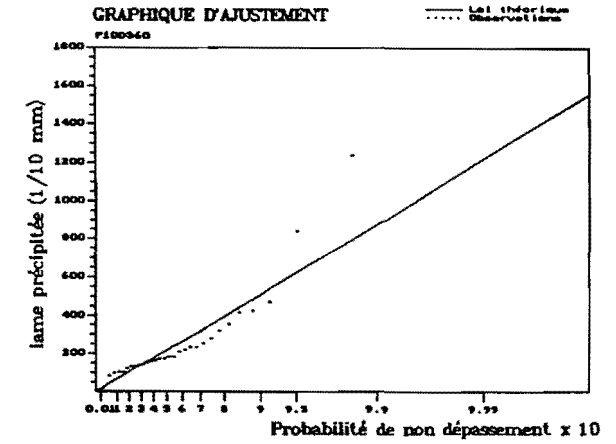
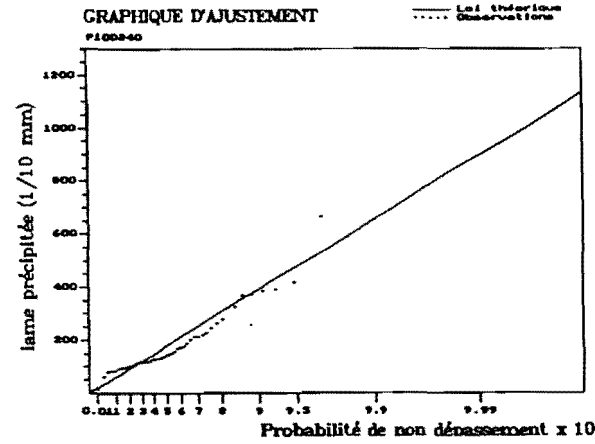
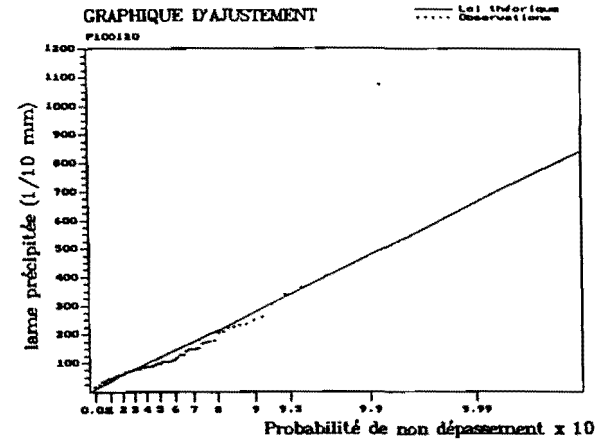
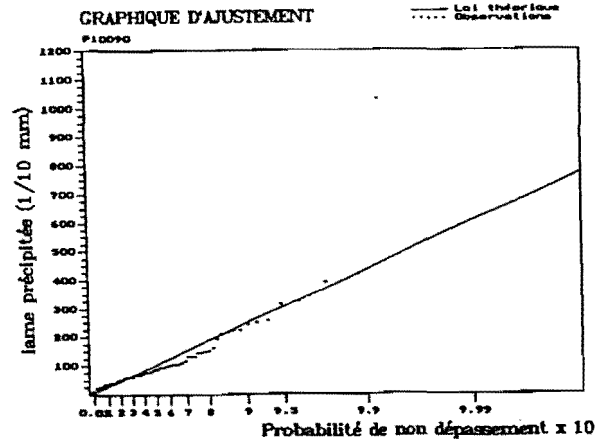
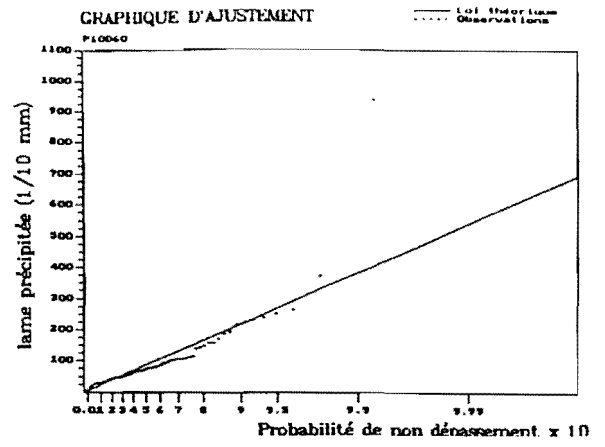
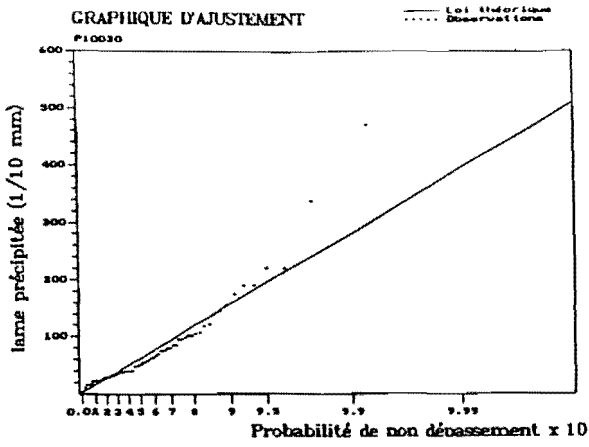
Poste P9

Lois Gamma des lames précipitées

λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



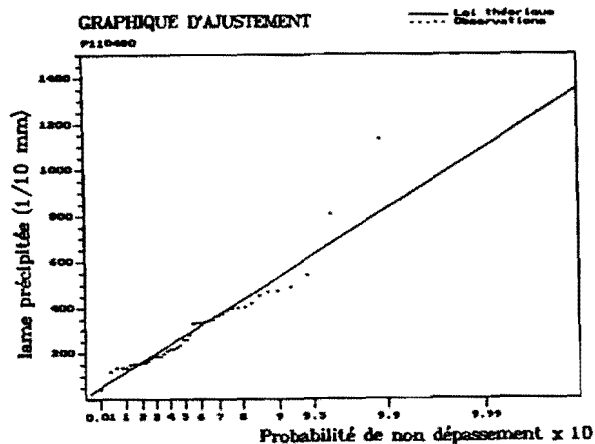
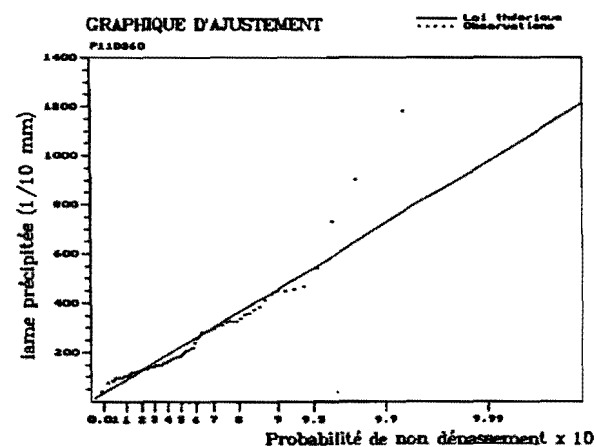
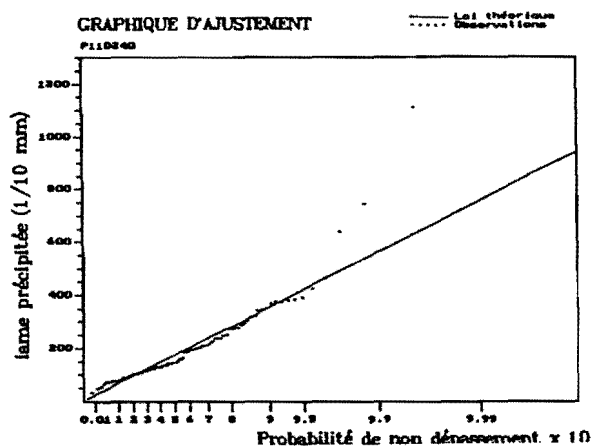
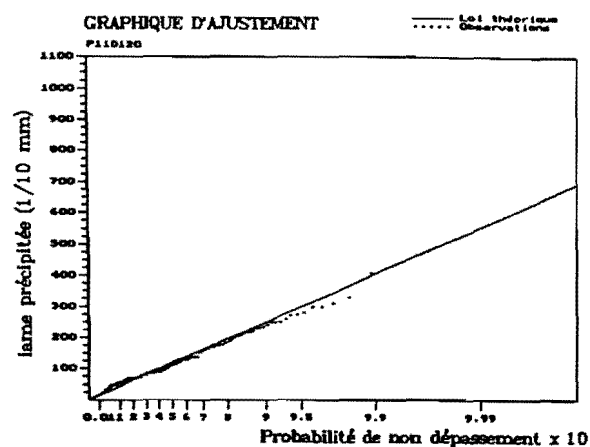
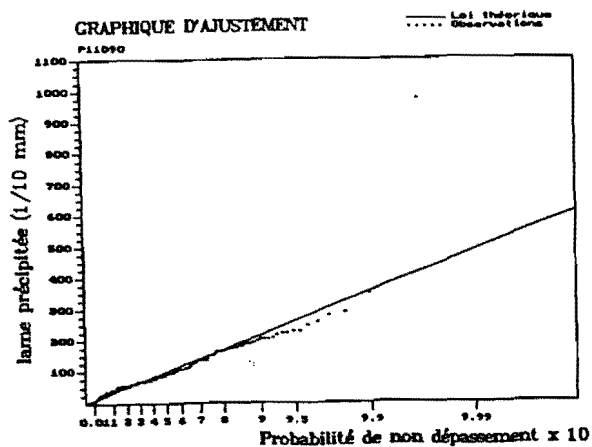
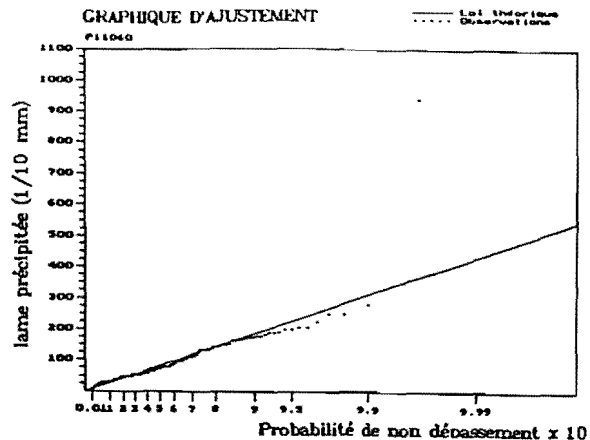
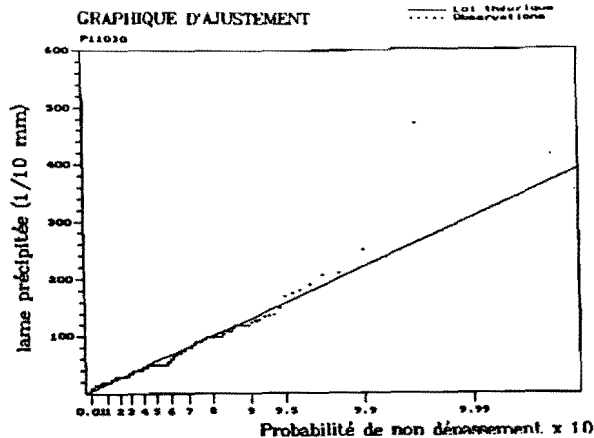
Loi: GAMMA INCOMPLETE
Methode: Maximum de vraisemblance

Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

Poste P10

Lois Gamma des lames précipitées

probab. de non-dépas. = $1 - 1/(\lambda \cdot T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

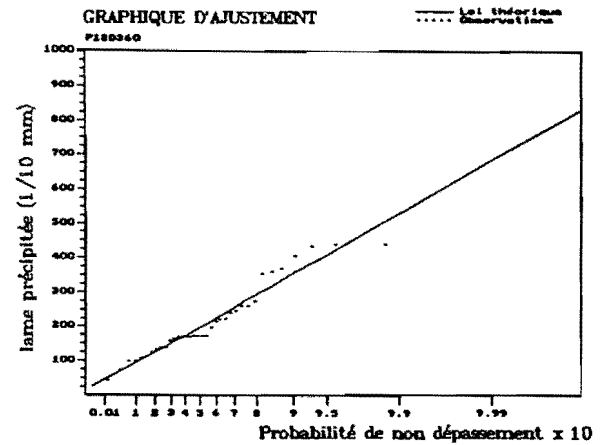
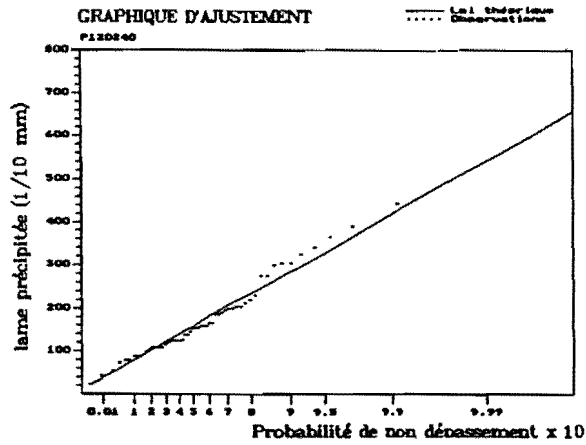
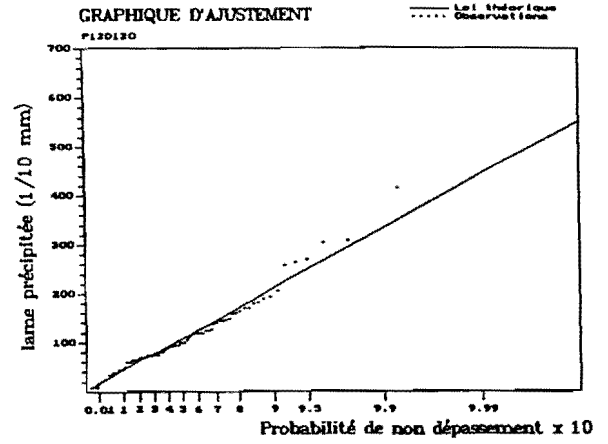
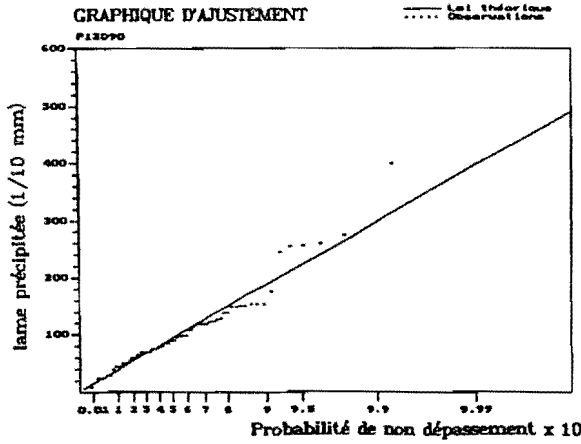
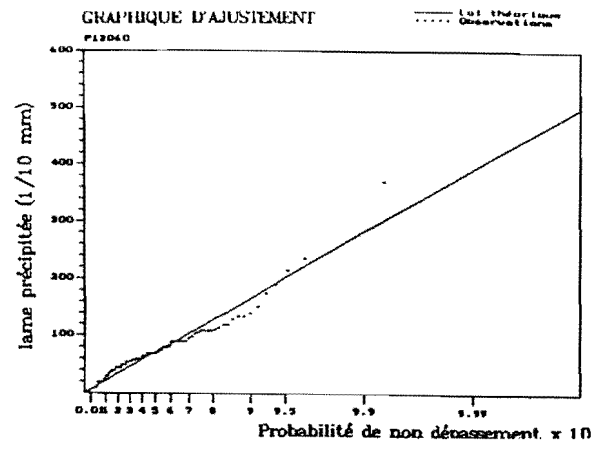
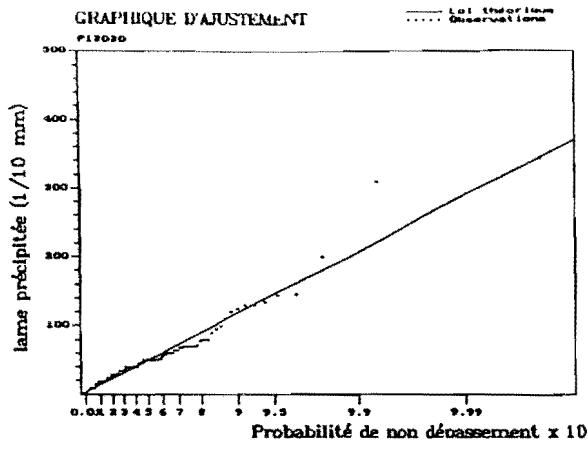
Poste P11

Lois Gamma des
lames précipitées

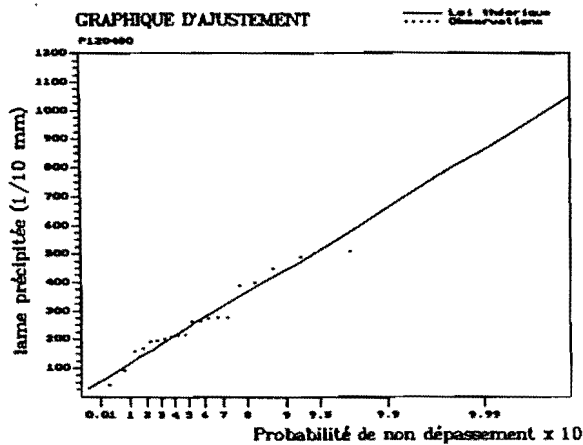
λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Méthode: Maximum de vraisemblance

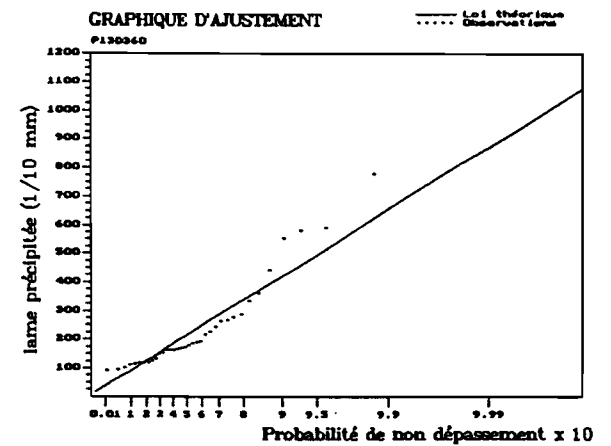
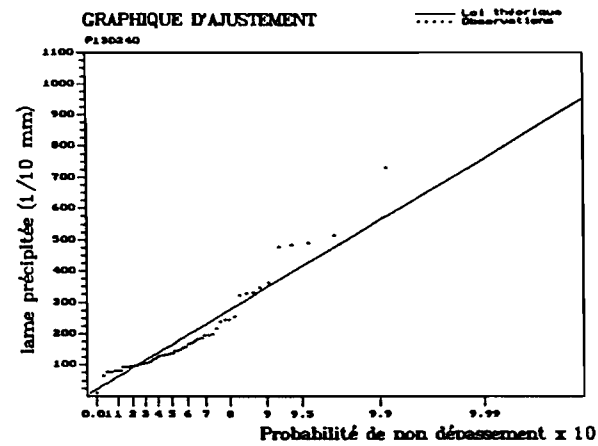
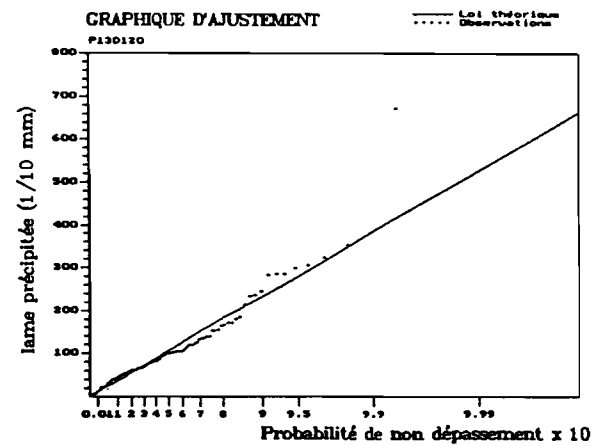
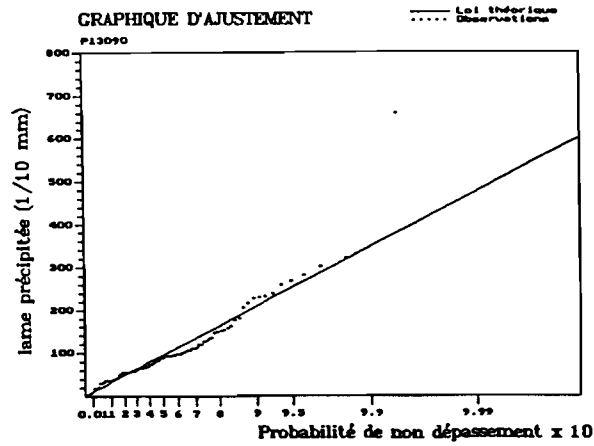
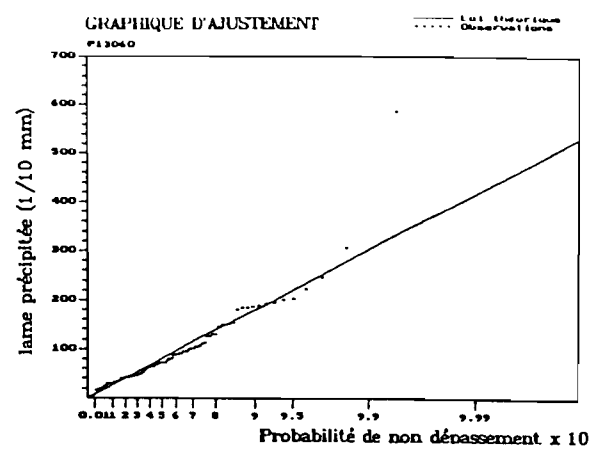
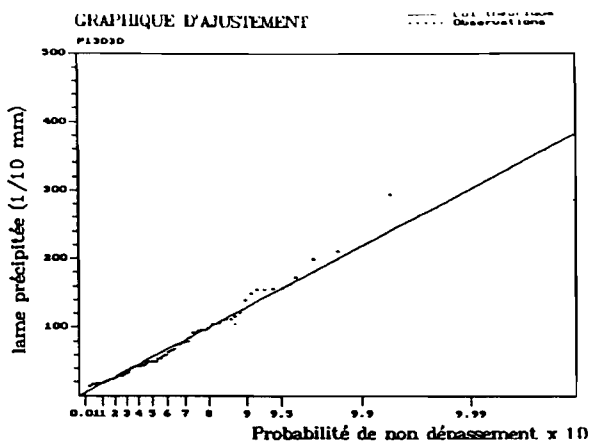


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

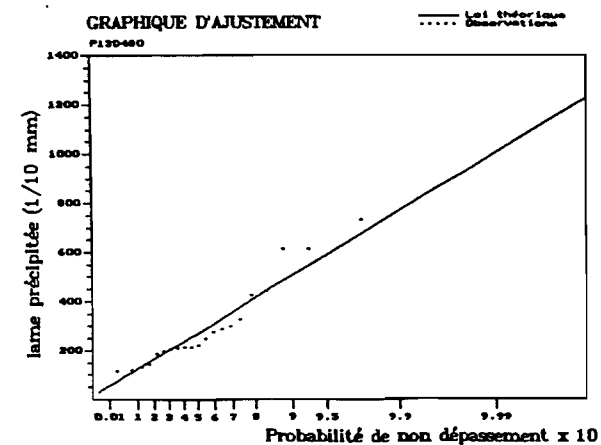
Poste P12

Lois Gamma des
lames précipitées

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Mthode: Maximum de vraisemblance

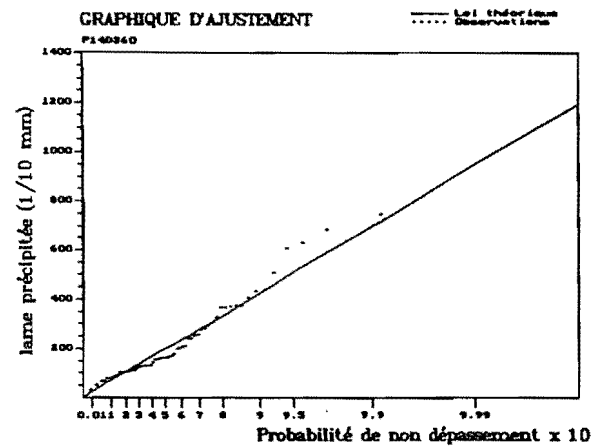
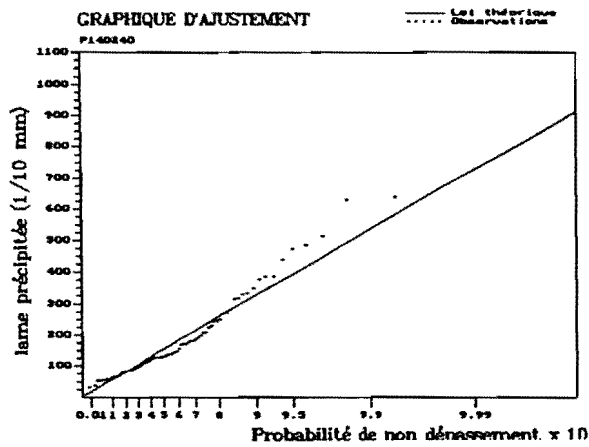
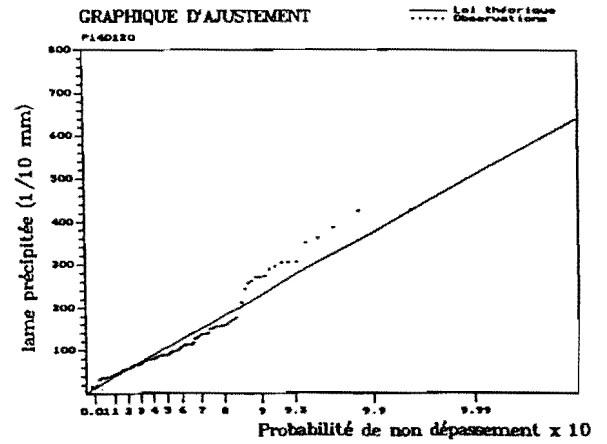
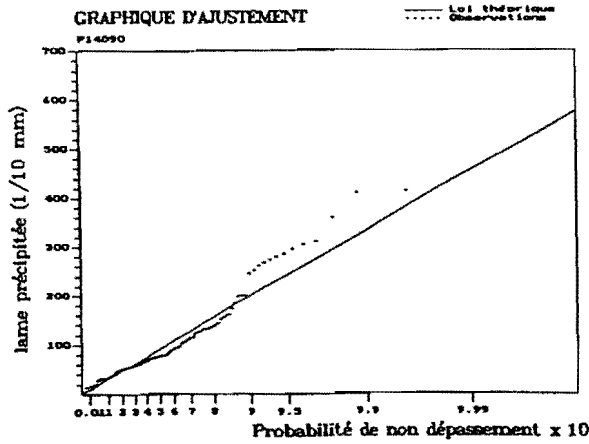
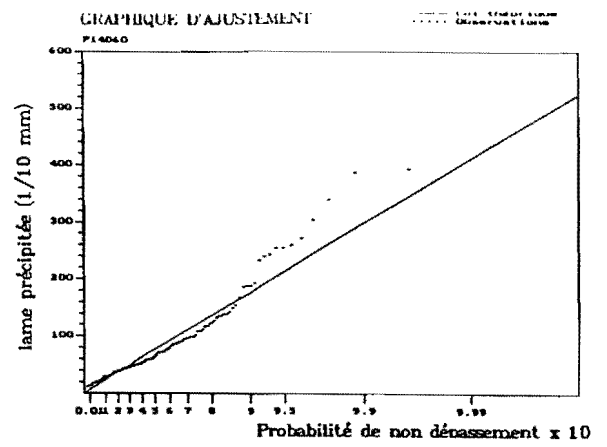
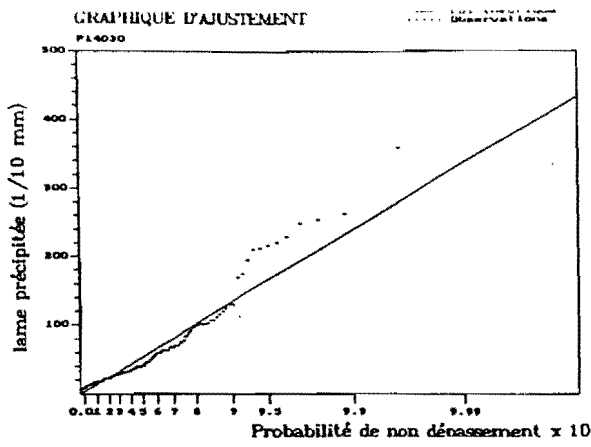


Durée (min)	
30	60
90	120
240	360
480	
λ (évén/an)	
42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

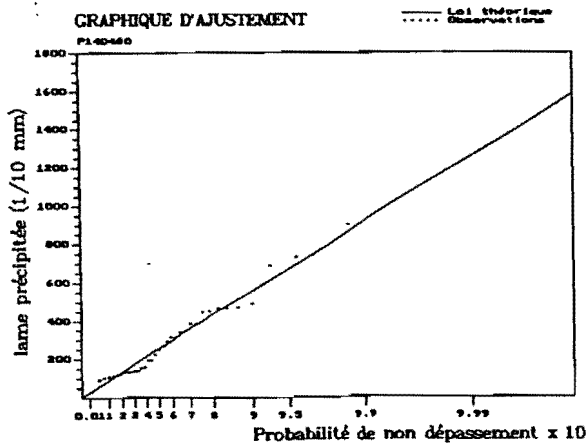
Poste P13

Lois Gamma des
lames précipitées

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$



Loi: GAMMA INCOMPLETE
Méthode: Maximum de vraisemblance



Durée (min)

30	60
90	120
240	360
480	

Poste P14

Lois Gamma des
lames précipitées

λ (évén/an)

42,7	42,4
40,9	38,0
28,4	19,3
11,6	

probab. de non-dépas. =
 $1 - 1/(\lambda T \text{ (années)})$

Annexe B

Evénements de précipitation au bassin du Diluvio

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

Préc. Moyenne (mm) Coef. de Variation Nbe Postes Pluviographes en fonctionnement (1)

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)														
			Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	
1	21/01/1978	14.0	27.9	26.9	30.8	0.63	0.69	0.68	8	6	2	1	1	1	0	1	0	1	1	0	0	1	0	0	1	
2	23/01/1978	6.5	20.1	18.9	22.5	0.55	0.57	0.69	6	4	2	0	1	1	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0	1	
3	24/01/1978	2.5	7.1	8.2	5.0	0.61	0.56	0.85	6	4	2	0	1	1	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0	1	
4	25/01/1978	2.5	14.6	14.0	16.3	0.49	0.51	0.59	7	5	2	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0	1	
5	16/02/1978	1.5	14.5	14.0	17.2	0.46	0.52		6	5	1	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	
6	11/03/1978	9.5	16.7	15.5	24.0	0.39	0.39		7	6	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	0	0	
7	21/03/1978	3.0	12.0	11.7	13.0	0.25	0.29	0.05	8	6	2	1	0	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	0	1	
8	26/03/1978	8.0	13.0	13.4	10.5	0.29	0.29		7	6	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	0	0	0	0	1	
9	15/05/1978	6.5	21.1	21.2	21.0	0.36	0.34	0.54	6	4	2	1	0	1	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	
10	18/06/1978	7.5	8.2	7.3	11.0	0.39	0.40	0.26	8	6	2	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	0	1	
11	19/06/1978	8.0	15.1	14.8	16.0	0.24	0.26	0.18	10	8	2	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	0	0	1	
12	24/06/1978	1.5	6.0	5.4	7.6	0.31	0.29	0.23	10	7	3	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1
13	25/06/1978	18.5	52.5	53.7	49.2	0.28	0.32	0.13	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
14	30/06/1978	8.0	10.8	11.3	9.7	0.38	0.30	0.62	9	6	3	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
15	02/07/1978	3.5	9.3	7.3	13.1	0.54	0.39	0.53	9	6	3	1	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	1	
16	15/07/1978	7.5	8.1	7.3	10.4	0.49	0.56	0.33	8	6	2	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	
17	17/07/1978	4.0	13.9	13.5	14.8	0.08	0.07	0.07	6	4	2	0	1	1	0	0	1	0	1	1	0	1	0	0	0	
18	19/07/1978	6.0	16.2	17.1	14.6	0.18	0.16	0.21	9	6	3	0	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
19	20/07/1978	5.0	12.7	14.2	9.7	0.26	0.21	0.14	9	6	3	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
20	21/07/1978	7.0	6.3	6.4	6.1	0.41	0.42	0.50	8	5	3	0	1	1	1	0	1	0	1	1	0	1	0	0	1	
21	23/07/1978	5.0	21.6	22.5	19.6	0.28	0.28	0.30	9	6	3	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
22	29/07/1978	1.5	7.7	7.4	8.5	0.31	0.22	0.51	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
23	10/08/1978	21.0	40.8	42.5	36.7	0.22	0.14	0.39	10	7	3	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
24	12/08/1978	7.0	11.1	11.8	9.6	0.34	0.32	0.42	10	7	3	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
25	14/08/1978	8.0	44.6	46.3	39.6	0.29	0.32	0.22	8	6	2	0	1	0	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	
26	19/08/1978	12.5	13.4	12.5	16.0	0.41	0.49	0.22	8	6	2	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	
27	20/08/1978	11.0	23.9	21.8	30.3	0.35	0.35	0.32	8	6	2	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	
28	29/08/1978	10.0	48.0	51.2	40.7	0.31	0.23	0.53	10	7	3	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	
29	08/09/1978	8.5	16.9	18.7	12.0	0.68	0.68	0.61	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	
30	13/09/1978	12.0	42.8	42.5	43.4	0.22	0.27	0.10	9	6	3	0	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	0	0	1	
31	14/09/1978	8.5	9.5	9.7	8.5	0.24	0.26		7	6	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	
32	28/09/1978	4.0	22.5	22.1	23.6	0.28	0.33	0.07	8	6	2	0	1	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	0	1	
33	03/10/1978	4.0	12.8	14.9	8.5	0.42	0.33	0.48	9	6	3	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1	
34	10/10/1978	10.0	23.3	24.1	20.3	0.19	0.19	0.12	10	8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	
35	13/10/1978	12.0	31.6	32.0	29.9	0.16	0.17	0.18	10	8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	
36	19/10/1978	6.5	10.2	10.4	9.8	0.23	0.26	0.04	9	7	2	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1	0	0	0	

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

Préc. Moyenne (mm) Coef. de Variation Nbe Postes Pluviographes en fonctionnement (1)

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)														
			Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	
37	20/10/1978	6.5	16.1	16.6	14.5	0.19	0.20	0.15	9	7	2	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1	0	0	0	
38	26/10/1978	3.0	31.2	30.4	36.8	0.15	0.14		8	7	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	
39	31/10/1978	5.5	13.7	13.7	13.8	0.20	0.18	0.29	10	7	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1
40	03/11/1978	10.5	50.0	49.3	52.7	0.08	0.09	0.00	9	7	2	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	1	
41	09/11/1978	7.0	27.3	27.3	27.3	0.21	0.24	0.09	10	8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0
42	18/11/1978	4.0	17.8	17.9	17.8	0.17	0.17	0.22	8	6	2	0	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0
43	21/11/1978	10.0	18.6	19.3	16.5	0.16	0.15	0.13	8	6	2	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	0	0	0	
44	03/12/1978	3.5	31.1	30.5	32.5	0.22	0.21	0.28	10	7	3	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1
45	06/12/1978	9.5	14.3	17.6	6.5	0.47	0.27	0.41	10	7	3	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1
46	14/12/1978	4.5	12.0	14.0	8.7	0.48	0.41	0.54	8	5	3	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1
47	31/12/1978	1.0	11.8	15.7	2.1	1.09	0.86	0.07	7	5	2	1	1	1	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	1	
48	07/02/1979	3.0	26.6	27.6	23.3	0.22	0.22	0.20	9	7	2	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1
49	12/02/1979	4.5	9.6	10.6	7.3	0.30	0.24	0.32	10	7	3	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1
50	19/02/1979	4.0	21.6	23.9	7.6	0.41	0.28		7	6	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	
51	28/02/1979	1.5	5.6	7.1	2.6	0.76	0.61	0.81	9	6	3	1	1	1	1	0	1	0	1	1	0	1	0	0	1	
52	24/03/1979	6.0	18.7	18.4	19.3	0.49	0.51	0.64	6	4	2	0	0	1	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0	
53	04/04/1979	14.5	38.0	37.0	40.5	0.17	0.18	0.18	10	7	3	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	1	
54	05/04/1979	2.0	8.4	8.3	8.5	0.11	0.07	0.18	8	5	3	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	0	1	
55	06/04/1979	6.5	18.0	18.0	18.0	0.23	0.19	0.34	8	5	3	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	0	1	
56	15/04/1979	16.5	70.7	68.9	75.3	0.10	0.11	0.02	7	5	2	1	1	1	0	0	1	0	1	1	0	1	0	0	0	
57	17/04/1979	3.5	7.6	7.3	8.5	0.40	0.46	0.25	8	6	2	1	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0	
58	29/04/1979	5.0	22.9	23.2	22.2	0.11	0.13	0.07	11	7	4	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1
59	09/05/1979	9.0	37.7	35.9	40.8	0.19	0.13	0.25	11	7	4	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1
60	12/05/1979	6.0	17.8	18.2	17.0	0.40	0.41	0.44	11	7	4	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1
61	18/05/1979	9.5	36.2	35.9	36.8	0.09	0.06	0.14	8	5	3	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	1	1	0	1	
62	21/05/1979	12.0	48.2	46.7	51.8	0.11	0.12	0.03	7	5	2	0	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0
63	11/06/1979	4.5	12.9	12.7	13.5	0.23	0.26	0.05	10	8	2	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0
64	24/06/1979	11.0	37.7	38.6	34.3	0.15	0.12	0.30	9	7	2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0
65	07/07/1979	7.0	20.0	20.5	19.0	0.24	0.28	0.16	9	6	3	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	1	1	0	1
66	07/07/1979	6.5	12.8	13.4	11.5	0.17	0.09	0.29	9	6	3	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	1	1	0	1
67	20/07/1979	9.5	55.2	58.1	45.0	0.20	0.17	0.28	9	7	2	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	0	1	0	1
68	25/07/1979	5.0	11.2	11.2	11.3	0.14	0.10	0.23	10	7	3	0	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
69	03/08/1979	6.5	41.1	42.1	38.8	0.12	0.05	0.23	10	7	3	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
70	06/08/1979	4.5	11.6	11.5	11.9	0.10	0.12	0.08	11	8	3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
71	08/08/1979	8.0	15.0	14.6	16.2	0.16	0.18	0.05	11	8	3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
72	25/08/1979	1.5	13.8	14.0	13.5	0.22	0.07	0.37	10	6	4	1	1	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	1	0	1

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

Préc. Moyenne (mm) Coef. de Variation Nbe Postes Pluviographes en fonctionnement (1)

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)													
			Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
73	31/08/1979	6.0	13.2	14.2	11.3	0.18	0.11	0.22	11	7	4	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
74	24/09/1979	1.0	17.3	19.6	9.3	0.46	0.28	1.40	9	7	2	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0
75	25/09/1979	4.0	34.0	33.9	34.3	0.12	0.13	0.01	9	7	2	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0
76	28/09/1979	8.0	13.3	13.6	12.4	0.25	0.28	0.20	10	7	3	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	1
77	29/09/1979	10.0	20.9	22.2	17.1	0.18	0.09	0.36	8	6	2	1	0	1	1	0	0	0	1	1	1	0	1	0	1
78	05/10/1979	6.5	12.0	12.2	11.6	0.13	0.07	0.22	8	5	3	1	0	0	1	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1
79	14/10/1979	3.0	11.9	11.3	13.3	0.74	0.93	0.29	7	5	2	0	1	1	1	0	1	1	0	1	0	1	0	0	0
80	22/10/1979	6.5	25.8	27.4	20.5	0.22	0.10	0.55	9	7	2	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0
81	07/11/1979	8.5	37.6	42.0	22.3	0.37	0.17	1.13	9	7	2	0	0	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	0
82	17/11/1979	5.0	30.2	33.9	24.0	0.27	0.11	0.44	8	5	3	0	0	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	0
83	06/12/1979	3.0	10.2	11.1	8.1	0.26	0.22	0.24	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1
84	06/12/1979	2.0	8.9	9.4	6.8	0.28	0.11	0.90	10	8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0
85	08/12/1979	1.5	16.2	17.9	9.6	0.30	0.14	0.82	10	8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0
86	12/12/1979	2.5	35.9	42.9	15.0	0.51	0.29	1.32	8	6	2	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0
87	13/12/1979	7.5	11.2	11.3	11.0	0.16	0.19		7	5	2	1	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1	0	0
88	14/12/1979	10.5	16.0	16.9	13.9	0.32	0.12	0.82	7	5	2	0	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	0	0
89	08/01/1980	2.5	8.8	10.7	3.2	0.55	0.38	0.07	8	6	2	1	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
90	09/01/1980	2.5	20.0	20.6	18.8	0.33	0.33	0.43	7	5	2	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
91	24/01/1980	4.0	8.0	9.3	1.3	1.22	1.10		6	5	1	1	0	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	1	0
92	24/01/1980	3.5	11.3	13.0	7.0	0.38	0.29	0.16	7	5	2	1	0	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	1	1
93	31/01/1980	3.0	12.1	16.1	6.7	0.72	0.61	0.43	7	4	3	1	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1
94	31/01/1980	6.5	24.7	30.7	16.6	0.33	0.09	0.27	7	4	3	1	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1
95	05/02/1980	1.0	15.9	14.3	17.5	0.33	0.11	0.48	4	2	2	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1
96	10/02/1980	1.5	10.5	11.2	9.4	0.17	0.10	0.28	5	3	2	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	1
97	16/02/1980	4.0	33.7	40.0	21.2	0.32	0.15	0.02	6	4	2	1	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	1
98	24/02/1980	3.5	14.9	20.0	9.9	0.46	0.21	0.44	4	2	2	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	1	0
99	03/03/1980	5.0	38.0	50.1	32.0	0.62		0.94	3	1	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1
100	11/03/1980	2.0	6.9	7.7	2.3	0.46	0.35		7	6	1	0	1	0	1	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0
101	25/03/1980	1.5	9.4	8.1	13.2	0.66	0.83	0.19	8	6	2	0	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0
102	10/04/1980	1.0	7.0	7.5	5.5	0.66	0.56	1.39	8	6	2	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0
103	11/04/1980	3.0	17.5	18.2	15.9	0.34	0.38	0.23	7	5	2	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
104	12/04/1980	10.0	79.1	86.8	66.4	0.24	0.20	0.22	8	5	3	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1
105	01/05/1980	13.5	36.7	38.6	31.6	0.27	0.25	0.35	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0
106	07/05/1980	7.5	12.3	13.0	11.0	0.15	0.16	0.05	11	7	4	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	0
107	09/05/1980	6.0	12.9	13.1	12.6	0.13	0.11	0.19	11	7	4	1	1	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1	0
108	18/05/1980	2.0	11.3	10.8	12.0	0.22	0.15	0.30	10	6	4	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	0

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)													
			Bsín	Urb	Rur	Bsín	Urb	Rur	Bsín	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
109	28/05/1980	5.0	11.5	13.4	8.5	0.65	0.59	0.75	10	6	4	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	
110	31/05/1980	1.5	23.2	26.9	18.0	0.28	0.22	0.16	12	7	5	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	
111	11/06/1980	7.5	20.1	21.5	18.1	0.14	0.06	0.19	12	7	5	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	
112	24/06/1980	5.5	12.5	12.8	12.2	0.15	0.12	0.19	12	7	5	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	1	1	1	
113	30/06/1980	2.5	8.1	9.0	6.3	0.31	0.21	0.41	11	7	4	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	
114	08/07/1980	7.0	19.5	19.3	19.8	0.12	0.10	0.19	10	7	3	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	1	1	
115	13/07/1980	4.0	35.3	32.8	38.9	0.28	0.34	0.20	12	7	5	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	1	1	1	
116	20/07/1980	7.5	48.0	50.7	43.8	0.38	0.37	0.41	13	8	5	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
117	26/07/1980	2.5	9.6	10.0	8.5	0.25	0.13	0.51	10	7	3	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	0	1	0	
118	28/07/1980	14.0	58.1	58.3	57.9	0.09	0.09	0.09	12	7	5	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
119	17/08/1980	3.0	27.4	29.5	20.9	0.26	0.19	0.38	12	9	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	
120	31/08/1980	4.0	17.4	18.9	14.5	0.22	0.17	0.25	12	8	4	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	
121	08/09/1980	3.5	10.5	10.6	10.2	0.23	0.27	0.12	11	8	3	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	
122	14/09/1980	6.0	16.7	15.6	19.6	0.29	0.26	0.34	11	8	3	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	
123	28/09/1980	6.5	17.3	17.0	17.8	0.15	0.16	0.14	12	8	4	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	1	
124	08/10/1980	5.0	12.9	12.8	13.2	0.12	0.12	0.15	12	9	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	
125	18/10/1980	2.5	5.6	7.2	2.5	0.84	0.72	0.18	12	8	4	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	1	
126	21/10/1980	5.0	10.5	10.9	9.8	0.08	0.07	0.07	14	9	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
127	27/10/1980	11.0	31.3	34.3	26.5	0.23	0.19	0.24	13	8	5	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	
128	06/11/1980	10.0	19.4	20.0	18.6	0.11	0.13	0.05	12	7	5	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	
129	08/11/1980	13.0	28.8	29.7	27.5	0.22	0.12	0.36	13	8	5	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	
130	19/11/1980	6.0	12.7	12.8	12.6	0.31	0.30	0.35	13	8	5	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	
131	22/11/1980	3.0	8.8	8.9	8.4	0.11	0.08	0.19	13	9	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	
132	29/11/1980	5.5	13.9	13.4	14.8	0.19	0.23	0.09	12	8	4	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
133	30/11/1980	5.0	20.9	23.1	16.7	0.38	0.36	0.31	12	8	4	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
134	02/12/1980	8.5	29.6	36.9	15.1	0.58	0.44	0.44	12	8	4	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	
135	02/12/1980	6.0	24.7	22.2	29.6	0.25	0.21	0.20	12	8	4	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	
136	04/12/1980	3.0	5.2	3.8	8.4	0.99	1.26	0.62	13	9	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
137	04/12/1980	13.0	17.6	17.4	18.3	0.49	0.53	0.45	13	9	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
138	09/12/1980	11.0	22.6	23.8	21.1	0.41	0.49	0.24	12	7	5	0	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	
139	11/12/1980	3.5	26.3	31.8	17.6	0.43	0.27	0.56	13	8	5	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	
140	14/12/1980	1.0	12.3	13.5	10.4	0.23	0.16	0.31	13	8	5	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	
141	18/12/1980	4.0	14.1	14.1	14.1	0.32	0.24	0.44	12	7	5	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	
142	27/12/1980	4.5	9.4	9.6	9.0	0.38	0.44	0.26	11	7	4	1	1	0	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	
143	06/01/1981	2.5	8.3	7.3	9.8	0.22	0.09	0.21	10	6	4	0	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	
144	12/01/1981	1.0	17.8	21.3	15.1	0.49	0.22	0.72	7	3	4	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

Préc. Moyenne (mm) Coef. de Variation Nbe Postes Pluviographes en fonctionnement (1)

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)																	
			Bsln	Urb	Rur	Bsln	Urb	Rur	Bsln	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14				
145	19/01/1981	4.0	39.7	42.1	33.4	0.19	0.13	0.31	11	8	3	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	1
146	24/01/1981	3.0	8.1	8.6	6.5	0.59	0.61	0.55	11	8	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0
147	29/01/1981	4.0	35.8	36.8	33.0	0.15	0.11	0.27	11	8	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	
148	29/01/1981	9.0	18.0	19.2	14.7	0.22	0.15	0.35	11	8	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	
149	01/02/1981	1.5	9.6	12.5	4.4	0.59	0.38	0.48	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
150	01/02/1981	2.0	16.4	17.1	15.1	0.16	0.15	0.15	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
151	02/02/1981	3.5	26.2	29.9	19.6	0.32	0.28	0.10	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
152	03/02/1981	3.5	15.2	16.1	13.8	0.14	0.14	0.09	10	6	4	1	1	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
153	13/02/1981	4.0	9.8	11.0	7.6	0.22	0.14	0.14	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
154	13/02/1981	6.5	98.1	114.6	69.1	0.34	0.12	0.56	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
155	18/02/1981	4.5	23.2	23.1	23.5	0.41	0.34	0.57	11	7	4	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	
156	02/03/1981	2.5	10.6	10.6	10.8	0.34	0.36	0.38	10	6	4	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1	0	1	
157	03/04/1981	2.5	13.7	15.0	11.8	0.18	0.17	0.04	10	6	4	0	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	1	
158	03/04/1981	1.0	11.9	14.8	4.2	0.65	0.48	0.35	11	8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	
159	25/04/1981	3.5	15.0	15.2	14.7	0.11	0.11	0.11	12	8	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	
160	28/04/1981	9.0	35.9	38.7	31.5	0.24	0.17	0.33	13	8	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	
161	05/05/1981	4.5	18.4	20.0	15.2	0.19	0.10	0.26	12	8	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	0	
162	02/06/1981	2.0	20.5	23.2	14.2	0.36	0.20	0.65	13	9	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
163	06/06/1981	29.5	58.2	63.1	49.4	0.20	0.16	0.21	14	9	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
164	23/06/1981	7.5	19.4	20.6	17.9	0.13	0.09	0.14	11	6	5	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
165	11/07/1981	4.0	13.9	15.2	11.9	0.36	0.33	0.41	12	7	5	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
166	11/07/1981	5.5	21.6	21.8	21.3	0.14	0.17	0.12	12	7	5	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
167	16/07/1981	4.0	11.6	12.1	11.1	0.17	0.22	0.12	10	5	5	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	1	1	1	1	1	
168	20/07/1981	9.5	18.6	17.6	19.6	0.17	0.21	0.14	10	5	5	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	1	1	1	1	1	
169	26/08/1981	9.0	25.4	26.5	23.9	0.19	0.13	0.28	12	7	5	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
170	01/09/1981	7.5	16.2	16.0	16.6	0.11	0.11	0.12	11	7	4	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	
171	11/09/1981	2.5	10.3	11.8	7.4	0.43	0.26	0.82	9	6	3	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	1	1	
172	12/09/1981	21.5	54.5	59.0	43.9	0.21	0.09	0.38	10	7	3	1	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	
173	14/09/1981	8.0	21.7	22.1	20.9	0.07	0.08	0.06	10	7	3	1	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	
174	14/09/1981	6.5	8.4	8.2	8.9	0.46	0.56	0.16	10	7	3	1	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	1	0	1	0	1	1	
175	20/09/1981	9.0	34.8	35.3	34.0	0.12	0.15	0.02	9	6	3	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	1	1	
176	28/09/1981	1.5	8.3	8.5	7.9	0.29	0.29	0.42	8	6	2	1	0	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	
177	06/11/1981	8.0	30.6	35.7	20.4	0.33	0.17	0.42	9	6	3	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	
178	05/12/1981	3.0	17.7	25.9	11.5	0.68	0.18	1.09	7	3	4	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1	1	
179	19/12/1981	1.5	15.5	17.1	13.3	0.35	0.41	0.10	7	4	3	1	0	1	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	
180	20/12/1981	2.0	14.8	16.6	12.9	0.51	0.08	0.89	6	3	3	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	

EVENEMENTS DE PRECIPITATION AU BASSIN DU DILUVIO

N	Date	Dur (h)	Préc. Moyenne (mm)			Coef. de Variation			Nbe Postes			Pluviographes en fonctionnement (1)													
			Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	Bsin	Urb	Rur	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
181	03/02/1982	9.5	66.8	78.0	51.9	0.24	0.12	0.16	7	4	3	0	0	1	0	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1
182	01/03/1982	1.5	14.1	16.1	6.9	0.48	0.36	0.82	9	7	2	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	1
183	21/03/1982	2.0	7.7	9.0	4.4	0.43	0.33	0.19	7	5	2	1	0	1	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	1
184	14/04/1982	4.0	9.5	9.9	8.7	0.34	0.34	0.38	10	7	3	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0
185	10/05/1982	4.5	19.7	20.4	17.7	0.14	0.04	0.30	7	5	2	0	1	1	0	1	0	1	1	0	0	1	0	0	1
186	14/05/1982	5.5	11.8	12.6	10.6	0.16	0.10	0.22	11	7	4	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	1	1
187	10/06/1982	7.5	36.5	36.7	36.1	0.15	0.12	0.24	10	7	3	1	1	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	1	1
188	12/06/1982	0.5	9.3	8.8	10.6	0.25	0.28	0.08	11	8	3	1	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1
189	14/06/1982	19.0	136.6	139.5	131.5	0.14	0.13	0.18	11	7	4	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	1	1
190	19/06/1982	4.0	21.4	21.7	20.0	0.17	0.18		6	5	1	0	1	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	1	0
191	20/06/1982	3.5	10.5	10.5		0.25	0.25		7	7	0	1	1	1	0	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0
192	27/06/1982	23.5	127.1	130.1	122.2	0.08	0.07	0.10	8	5	3	0	0	1	0	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1

961

Moyenne	6.1	22.1	23.3	19.9	0.31	0.26	0.33
Maximum	29.5	136.6	139.5	131.5	1.22	1.26	1.40
Minimum	0.5	5.2	3.8	1.3	0.07	0.04	0.00
Moy print	5.9	19.5	20.8	17.0	0.31	0.26	0.38
Moy été	3.8	19.7	21.9	15.9	0.43	0.34	0.38
Moy automne	6.8	25.2	25.9	24.2	0.26	0.24	0.28
Moy hiver	7.6	24.1	24.6	22.8	0.25	0.23	0.28
Moy print-été	5.0	19.6	21.3	16.5	0.36	0.29	0.38
Moy aut-hiver	7.2	24.6	25.2	23.4	0.26	0.23	0.28
Rapport urbain/rural année			1.17			0.80	
Rapport urbain/rural printemps			1.22			0.66	
Rapport urbain/rural été			1.38			0.89	
Rapport urbain/rural automne			1.07			0.87	
Rapport urbain/rural hiver			1.08			0.83	
Rapport urbain/rural print-été			1.29			0.76	
Rapport urbain/rural aut-hiver			1.08			0.85	

Annexe C

Résultats des simulations des modèles MR, MRPU et MRP5

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP5			
No.	Sél.	Date	Tsec (hrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Voi (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
1	(*)	07/02/1979	38.3	27.5	3.0	9.2	40.0	72.7	6.0	90	10	36.8	1.5	3.0	98.9	53.1	1.2	2.4	98.2	25.4	2.0	4.7	96.1
2		12/02/1979	4.9	9.9	4.5	2.2	10.4	52.5	2.0	98	2	10.4	0.9	5.2	83.1	9.9	1.0	5.3	82.3	10.8	1.3	7.6	92.6
3		19/02/1979	6.8	21.5	4.0	5.4	18.6	43.3	8.0	53	47	4.3	1.2	6.0	56.5	4.5	1.2	5.5	54.1	7.2	1.3	8.5	72.6
4	(*)	28/02/1979	8.4	7.2	1.0	7.2	13.0	90.3	1.9	71	29	10.0	1.1	3.2	97.1	8.9	1.2	4.7	93.9				
5		24/03/1979	23.9	20.3	4.5	4.5	7.6	18.7	3.9	100	0	14.6	1.2	5.7	76.6	14.6	1.2	5.7	75.9	2.7	2.1	5.1	97.1
6	(*)	04/04/1979	11.2	33.0	11.5	2.9	11.2	17.0	7.5	86	14	7.3	1.1	3.5	95.6	7.5	1.1	3.4	95.8	6.4	1.3	3.5	93.8
7	(*)	05/04/1979	0.5	8.6	2.0	4.3	8.6	50.0	2.2	75	25	6.0	1.7	4.8	97.3	6.0	1.7	4.8	97.5	5.2	1.2	3.6	73.3
8	(*)	06/04/1979	0.3	17.6	6.5	2.7	9.2	26.1	3.9	90	10	7.3	3.5	3.2	93.3	7.3	3.5	3.1	93.5	5.0	1.5	3.0	52.0
9		15/04/1979	8.7	68.5	16.5	4.2	14.6	10.7	25.2	53	47	3.0	1.4	4.8	82.4	3.6	1.3	3.6	81.7				
10		17/04/1979	1.7	8.9	3.5	2.5	3.8	21.3	1.7	100	0	4.9	21.0	38.0	27.3	5.0	1.3	36.8	30.3	6.7	0.4	5.2	63.3
11	(*)	29/04/1979	12.4	23.1	5.0	4.6	15.8	34.2	5.9	77	23	12.4	1.4	4.0	98.4	12.1	1.4	4.1	98.5	5.0	1.8	4.5	93.7
12	(*)	09/05/1979	9.1	36.5	9.0	4.1	16.6	22.7	12.2	59	41	5.6	1.3	4.7	95.2	5.6	1.3	4.7	95.9				
13	(*)	12/05/1979	2.9	18.5	6.0	3.1	5.8	15.7	5.9	61	39	2.4	2.3	4.0	93.2	2.1	30.2	4.9	96.1	2.3	3.7	6.7	88.6
14	(*)	18/05/1979	6.0	36.2	9.5	3.8	8.2	11.3	11.5	62	38	3.3	2.6	7.3	97.6	3.4	2.4	7.2	97.6				
15		21/05/1979	2.8	47.0	12.0	3.9	21.6	23.0	18.6	50	50	2.6	4.0	7.8	86.7	3.8	3.1	5.4	81.2				
16	(*)	11/06/1979	20.4	13.0	4.5	2.9	6.4	24.6	2.5	100	0	9.0	1.3	4.7	95.6	9.0	1.3	4.7	96.0	2.9	1.8	5.6	78.4
17		24/06/1979	12.1	37.2	11.0	3.4	7.2	9.7	11.4	64	36	3.3	0.5	4.0	85.9	3.4	0.6	4.8	85.0				
18-19	(*)	07/07/1979	12.8	35.1	13.0	2.7	9.4	13.4	12.8	53	47	1.9	4.2	5.9	89.2	1.8	3.5	5.7	88.7				
20		20/07/1979	12.7	54.3	9.5	5.7	12.6	11.6	29.5	36	64	0.5	2.3	3.5	90.9	0.5	2.2	3.4	90.9				
21	(*)	25/07/1979	4.5	11.3	5.0	2.3	6.8	30.1	2.8	80	20	3.9	1.1	4.0	97.5	3.9	1.1	4.0	97.6	1.3	2.3	8.3	85.8
22	(*)	03/08/1979	9.2	41.0	6.0	6.8	14.2	17.3	16.0	50	50	3.6	2.7	5.9	94.8	3.6	2.7	5.9	94.8				
23	(*)	06/08/1979	2.4	11.7	4.5	2.6	4.8	20.5	2.8	82	18	3.9	1.8	4.1	91.0	4.1	1.4	3.6	90.8				
24	(*)	08/08/1979	1.9	14.6	7.5	1.9	4.4	15.1	3.1	92	8	3.7	1.0	3.2	87.4	5.0	0.9	2.9	86.3				
25	(*)	25/08/1979	16.9	13.5	1.5	9.0	21.4	79.3	3.8	69	31	15.1	1.8	4.9	90.2	15.1	1.8	4.9	90.5				
26		31/08/1979	6.0	13.5	6.0	2.3	5.4	20.0	3.4	79	21	3.6	1.2	2.3	84.3	3.5	1.3	2.5	82.4				
27	(*)	24/09/1979	23.8	18.9	1.0	18.9	34.0	89.9	6.1	61	39	21.5	1.8	3.4	94.7	17.9	2.0	4.7	89.5				
28	(*)	25/09/1979	0.2	34.1	4.0	8.5	22.0	32.3	12.1	55	45	7.9	1.2	2.1	97.3	6.6	1.4	2.6	97.0				
29-30		28/09/1979	3.4	31.7	17.5	1.8	8.8	13.9	9.9	63	37	1.7	0.9	5.3	76.9	1.6	0.9	5.3	77.3				
31		05/10/1979	5.5	12.3	6.5	1.9	3.8	15.4	2.4	100	0	5.0	0.6	3.5	74.6	5.0	0.4	1.3	80.3				
32		14/10/1979	9.2	9.7	2.5	3.9	8.4	43.3	2.7	72	28	5.3	1.3	63.3	69.3	13.5	1.2	44.6	67.1				

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP5				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Orl Ur (%)	Orl Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
33	(*)	22/10/1979	8.1	26.2	6.5	4.0	9.0	17.2	5.1	100	0	53.1	0.9	5.3	95.7	53.1	0.9	5.3	95.5				
34	(*)	17/11/1979	9.8	30.4	5.0	6.1	18.2	29.9	11.5	51	49	4.7	2.3	4.1	97.7	4.7	2.3	4.1	97.7				
35	(*)	06/12/1979	18.5	10.3	2.5	4.1	14.6	70.9	2.4	85	16	12.7	1.3	4.7	93.8	12.6	1.2	4.7	94.1	5.0	1.5	3.0	77.4
36	(*)	06/12/1979	0.2	8.7	2.0	4.3	5.6	32.2	2.4	69	31	4.1	1.0	4.6	98.4	4.2	0.9	4.3	98.6	0.7	1.3	6.8	97.4
37	(*)	08/12/1979	1.9	17.3	1.5	11.5	31.8	91.9	4.6	73	27	25.4	1.7	3.8	94.4	25.4	1.7	3.9	93.9	7.6	1.7	3.6	95.4
38	(*)	12/12/1979	4.1	36.0	4.0	9.0	62.4	86.7	15.4	46	54	19.3	1.7	3.4	98.5	15.7	1.8	3.7	98.4				
39		13/12/1979	0.7	10.2	6.5	1.6	3.0	14.7	2.0	100	0	5.0	8.0	11.0	38.3	5.0	8.0	10.9	37.7	5.7	2.3	8.2	59.2
40	(*)	14/12/1979	0.8	16.0	10.5	1.5	7.8	24.4	3.7	85	15	4.9	1.1	2.5	93.9	5.1	1.0	2.3	93.9	5.0	1.3	3.6	66.7
41		08/01/1980	24.5	11.0	2.5	4.4	12.0	54.5	2.1	100	0	17.3	1.5	22.6	34.8	17.5	1.5	22.9	33.2	6.1	1.1	9.3	74.5
42	(*)	09/01/1980	0.6	21.0	2.5	8.4	31.8	75.7	7.3	56	44	15.1	1.8	2.6	97.3	14.8	1.8	2.6	97.4	4.6	1.9	2.7	98.0
43		24/01/1980	14.6	24.2	6.5	3.7	10.0	20.7	4.7	100	0	19.7	2.0	6.7	48.9	18.2	1.8	7.1	46.6	2.6	3.4	4.9	66.2
44		31/01/1980	6.7	47.2	9.5	5.0	31.0	32.8	9.1	100	0	72.1	1.1	2.9	80.0	46.8	1.3	3.3	81.3	13.6	1.6	5.1	82.8
45		05/02/1980	5.2	14.1	1.0	14.1	27.2	96.5	2.8	100	0	46.0	1.9	8.9	49.8	45.2	1.9	8.7	49.8				
46		10/02/1980	4.9	11.0	1.5	7.3	15.6	70.9	2.1	100	0	17.7	1.3	4.7	82.1	18.9	1.2	4.4	82.9	5.4	1.4	5.4	87.4
47	(*)	16/02/1980	6.1	38.6	4.0	9.6	47.2	61.1	10.6	71	29	30.9	1.9	2.9	97.4	32.0	1.9	2.7	97.4	27.3	2.0	3.2	95.1
48	(*)	24/02/1980	7.8	15.5	3.5	4.4	22.8	73.5	3.0	100	0	23.0	1.7	2.6	96.6	25.1	1.7	2.7	96.8	11.8	3.3	4.9	92.1
49	(*)	03/03/1980	7.5	41.8	5.0	8.4	19.0	22.7	18.9	43	57	3.4	3.6	3.5	94.6	3.3	3.6	3.5	94.6	5.5	3.4	4.5	91.6
50	(*)	11/03/1980	8.3	7.0	2.0	3.5	9.2	65.7	1.6	86	14	9.1	1.8	2.4	99.1	9.0	1.8	2.3	99.4	4.5	3.3	4.3	79.0
51		25/03/1980	13.8	9.3	1.5	6.2	14.8	79.6	1.8	100	0	18.2	3.3	10.1	42.7	20.7	3.3	10.1	42.6				
52		10/04/1980	15.9	7.3	1.0	7.3	13.0	89.0	1.4	100	0	20.0	2.0	4.7	88.1	20.0	2.0	4.7	88.0	16.0	1.9	5.5	79.3
53-54	(*)	11/04/1980	1.1	98.4	13.0	7.6	28.0	14.2	29.5	65	35	10.4	3.3	2.5	93.4	10.4	3.3	2.5	93.5	7.0	8.0	3.6	84.9
55	(*)	01/05/1980	18.6	39.2	13.5	2.9	7.0	8.9	9.8	77	23	3.8	10.4	8.1	91.9	3.7	10.1	8.1	91.8	3.7	2.5	8.4	86.8
56		07/05/1980	5.8	12.6	7.5	1.7	3.2	12.7	2.5	100	0	5.0	4.9	11.7	59.4	5.0	6.1	11.8	57.9	12.9	1.1	9.2	32.7
57	(*)	09/05/1980	2.1	12.9	6.0	2.1	3.8	14.7	2.6	100	0	5.0	0.7	2.9	96.5	5.0	0.7	2.9	96.6				
58		18/05/1980	8.9	11.1	2.0	5.6	13.8	62.2	2.2	100	0	31.3	1.2	4.7	83.1	14.2	1.2	4.7	82.6	5.0	1.5	3.0	40.0
59	(*)	28/05/1980	9.8	12.8	5.0	2.6	10.2	39.8	3.3	75	25	8.0	3.8	2.9	97.2	7.8	3.5	2.9	97.2	10.4	3.4	4.9	89.6
60	(*)	31/05/1980	2.8	24.3	1.5	16.2	43.2	88.9	11.8	40	60	5.9	1.9	4.7	97.4	5.8	1.9	4.7	97.6	8.9	1.9	4.6	98.5
61	(*)	11/06/1980	11.0	20.7	7.5	2.8	8.0	19.3	4.5	90	10	5.8	1.3	2.7	97.4	5.6	1.2	2.8	97.8	6.0	1.4	3.5	91.7
62	(*)	24/06/1980	12.6	12.3	5.5	2.2	4.8	19.5	2.5	98	2	4.6	1.0	4.7	96.9	5.0	0.9	4.1	97.4	2.5	1.1	5.9	64.2
63	(*)	30/06/1980	5.7	7.8	2.5	3.1	8.2	52.6	1.6	97	3	8.0	1.1	3.6	95.9	11.4	1.0	3.1	96.5	0.4	2.0	9.2	91.2

200

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP5				
No.	Séi.	Date	Tsec (Jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
64	(*)	08/07/1980	7.9	19.6	6.5	3.0	5.4	13.8	4.5	86	14	4.0	1.4	4.8	98.0	4.2	1.3	4.1	97.7	1.2	2.4	10.2	77.8
65	(*)	13/07/1980	4.5	31.3	4.0	7.8	14.0	22.4	10.1	62	38	6.8	3.2	2.3	89.3	6.9	3.1	2.2	89.4	4.9	3.6	3.0	77.3
66	(*)	20/07/1980	7.2	48.7	7.5	6.5	10.0	10.3	18.5	51	49	3.7	2.3	5.4	95.8	3.9	2.0	5.2	95.8	1.1	2.2	6.6	95.4
67	(*)	26/07/1980	5.9	9.4	2.5	3.8	8.6	45.7	1.9	98	2	8.5	1.2	3.2	95.3	51.9	1.0	3.9	96.5	3.5	1.7	4.9	87.8
68	(*)	28/07/1980	1.6	58.9	14.0	4.2	7.4	6.3	28.7	40	60	1.0	2.7	7.1	95.5	0.9	16.4	7.4	96.3	0.0	2.4	8.3	92.9
69	(*)	17/08/1980	19.0	28.9	3.0	9.6	21.8	37.7	11.3	50	50	6.9	1.5	2.7	97.6	6.8	1.6	2.7	97.6	2.3	1.7	3.4	93.0
70	(*)	31/08/1980	14.2	17.7	4.0	4.4	10.0	28.2	5.7	61	39	4.8	3.3	3.3	98.5	4.8	3.4	3.4	98.5	5.0	1.5	3.0	72.5
71	(*)	08/09/1980	8.4	10.2	3.5	2.9	4.8	23.5	2.0	100	0	6.5	4.8	3.6	90.1	5.0	4.6	3.5	89.7	5.0	1.5	3.0	0.0
72	(*)	14/09/1980	5.7	15.2	6.0	2.5	4.8	15.8	3.9	79	21	2.9	3.2	5.4	95.7	3.1	1.8	4.9	95.6	5.0	1.5	3.0	27.6
73	(*)	28/09/1980	13.2	16.3	6.5	2.5	5.2	16.0	3.2	100	0	5.5	1.4	6.0	95.6	7.3	1.2	5.7	95.4	4.3	0.9	5.2	95.0
74	(*)	08/10/1980	10.0	12.9	5.0	2.6	8.0	31.0	3.1	81	19	7.0	1.3	3.4	99.0	7.1	1.2	3.3	99.2	3.0	1.1	4.0	82.6
75		18/10/1980	10.3	7.8	2.5	3.1	10.2	65.4	1.5	100	0	18.0	1.7	24.7	48.9	12.0	1.6	23.8	45.5				
76	(*)	21/10/1980	2.5	10.6	5.0	2.1	3.6	17.0	2.1	100	0	5.0	0.7	2.2	94.4	5.0	0.6	2.2	95.9	5.0	0.5	2.2	35.1
77	(*)	27/10/1980	5.4	30.4	11.0	2.8	12.6	20.7	11.2	53	47	2.0	3.2	2.2	93.7	2.0	3.2	2.2	93.7	11.0	8.0	4.8	93.5
78		06/11/1980	10.1	20.3	9.5	2.1	5.6	13.8	4.0	100	0	5.6	1.3	4.7	89.2	6.0	1.3	4.6	89.8	2.6	1.7	5.6	62.9
79	(*)	08/11/1980	1.9	29.3	13.0	2.3	3.8	6.5	8.6	67	33	2.0	1.3	9.9	94.8	5.0	0.4	2.4	73.2	5.0	0.2	0.0	14.0
80	(*)	19/11/1980	9.9	12.7	6.0	2.1	5.6	22.0	2.5	100	0	10.0	1.3	4.7	92.7	6.4	1.3	4.7	92.2				
81		22/11/1980	3.3	8.7	3.0	2.9	8.6	49.4	1.7	100	0	9.1	1.7	10.2	60.2	9.4	1.7	10.2	59.5	5.5	1.4	8.3	95.3
82		29/11/1980	6.6	13.6	5.5	2.5	5.2	19.1	2.7	100	0	7.4	1.0	5.3	93.2	7.2	1.0	5.3	93.3	2.1	1.9	7.3	72.0
83	(*)	30/11/1980	1.0	22.2	4.5	4.9	19.4	43.7	6.6	65	35	8.5	2.8	2.6	96.8	8.5	2.8	2.6	96.9	15.2	2.9	3.0	94.9
84-85		02/12/1980	1.3	61.0	14.5	4.2	13.6	11.1	23.5	50	50	2.6	0.9	6.2	77.2	2.7	2.0	5.5	79.6	0.9	8.2	5.5	62.0
86		04/12/1980	1.5	4.0	2.5	1.6	5.4	67.5	0.8	100	0	8.5	2.0	17.0	42.5	3.4	2.3	23.5	46.1	5.0	0.3	1.5	40.0
87		04/12/1980	0.6	16.1	13.0	1.2	2.6	8.1	3.2	100	0	5.0	1.6	5.0	65.6	5.0	1.7	5.0	68.5	1.4	0.7	4.5	82.9
88		09/12/1980	4.3	23.3	10.0	2.3	7.0	15.0	5.2	88	12	5.1	1.6	3.3	82.9	5.2	1.4	2.9	75.5	16.1	1.3	4.8	82.4
89	(*)	11/12/1980	1.6	28.5	3.5	8.1	24.0	42.1	16.3	34	66	0.0	2.5	2.3	97.3	0.0	2.6	2.3	97.4	0.0	7.5	2.4	89.8
90	(*)	14/12/1980	2.1	12.7	1.0	12.7	23.8	93.7	7.1	35	65	0.4	1.7	4.0	95.6	0.4	1.7	4.0	96.2	5.0	1.5	3.0	76.1
91	(*)	18/12/1980	4.6	12.7	4.0	3.2	6.8	26.8	3.1	80	20	4.7	1.0	4.0	97.9	4.6	1.1	4.0	98.3	1.7	1.7	5.2	91.0
92	(*)	27/12/1980	8.6	8.8	4.5	2.0	3.6	20.5	1.7	100	0	3.1	1.3	2.2	95.8	5.0	1.2	1.9	94.7	4.2	2.3	6.2	49.3
93		06/01/1981	10.0	8.0	2.0	4.0	12.2	76.3	3.0	53	47	33.6	0.7	4.8	69.8	33.6	0.7	4.8	69.1	1.7	1.2	9.3	64.7
94	(*)	22/06/1981	15.3	20.2	7.5	2.7	6.6	16.3	5.1	77	23	3.6	3.5	5.7	90.6	3.5	3.4	5.3	90.3	3.2	2.0	6.5	62.2

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP5				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
95-96		11/07/1981	18.1	36.9	9.5	3.9	20.6	27.9	13.1	55	45	3.0	3.7	11.2	89.0	3.0	3.7	11.2	89.0	0.8	4.9	11.0	86.5
97	(*)	16/07/1981	4.8	12.1	4.0	3.0	5.8	24.0	3.3	73	27	3.4	1.9	3.9	89.1	3.4	1.9	3.9	89.5	5.0	1.5	3.0	0.0
98		20/07/1981	3.6	18.4	9.5	1.9	3.6	9.8	3.6	100	0	5.0	0.6	2.1	25.2	5.0	0.5	1.7	27.4	5.0	1.5	3.0	0.0
99		26/08/1981	36.6	25.0	9.0	2.8	8.2	16.4	9.9	50	51	1.5	18.5	5.0	84.6	1.5	7.1	5.0	84.6	1.8	5.6	6.5	90.7
100	(*)	01/09/1981	5.7	16.0	7.5	2.1	8.4	26.2	6.1	51	49	1.2	3.0	7.9	97.9	1.2	2.8	7.8	97.9	5.0	1.5	3.0	0.0
101	(*)	11/09/1981	9.4	10.5	1.0	10.5	14.4	68.6	4.4	47	53	4.5	3.3	7.2	95.9	4.5	3.3	7.2	96.0	5.0	1.5	3.0	0.0
102-104		12/09/1981	1.6	87.8	35.5	2.5	8.4	4.8	50.5	34	66	0.0	1.5	16.6	67.3	0.2	1.2	5.6	32.6	0.0	1.7	11.7	51.7
105		20/09/1981	5.3	32.9	9.0	3.7	8.8	13.4	19.1	34	66	0.0	1.8	8.8	84.2	0.4	1.1	5.5	73.5	0.0	1.5	9.2	68.8
106	(*)	28/09/1981	8.5	7.4	1.5	4.9	14.2	95.9	2.1	71	29	10.9	1.1	4.8	93.6	10.6	1.1	5.1	93.2	3.4	1.2	5.3	91.1
107		06/11/1981	1.6	31.8	8.0	4.0	16.8	26.4	12.0	51	49	2.5	1.2	2.6	88.8	2.4	1.2	2.6	88.7	2.7	1.3	3.1	90.6
108	(*)	05/12/1981	4.6	19.1	3.0	6.4	30.0	78.5	11.0	34	66	0.0	1.8	3.9	98.2	0.0	1.8	3.8	98.4	3.5	1.8	4.5	97.7
109	(*)	19/12/1981	13.7	14.2	1.5	9.5	23.0	81.0	5.1	56	44	11.3	1.2	3.5	93.7	11.2	1.2	3.5	93.7	2.4	1.7	4.2	91.9
110	(*)	20/12/1981	1.1	15.8	1.5	10.5	28.8	91.1	9.0	34	66	0.0	1.1	4.6	96.9	0.0	1.1	4.4	96.9	0.0	1.1	3.8	84.7
111	(*)	03/02/1982	44.3	70.0	9.5	7.4	34.8	24.9	26.7	51	49	6.7	1.7	4.3	97.9	6.7	1.7	4.3	98.0	2.9	1.7	4.7	95.9

Annexe D

Résultats des simulations des modèles MR, MRPU et MRP1P5

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP1P5				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
1	(*)	07/02/1979	38.3	27.5	3.0	9.2	40.0	72.7	6.0	90	10	36.8	1.5	3.0	98.9	53.1	1.2	2.4	98.2	97.0	1.6	4.1	93.1
2		12/02/1979	4.9	9.9	4.5	2.2	10.4	52.5	2.0	98	2	10.4	0.9	5.2	83.1	9.9	1.0	5.3	82.3	77.0	0.9	5.3	79.4
3		19/02/1979	6.8	21.5	4.0	5.4	18.6	43.3	8.0	53	47	4.3	1.2	6.0	56.5	4.5	1.2	5.5	54.1	9.1	0.5	5.0	53.7
4	(*)	28/02/1979	8.4	7.2	1.0	7.2	13.0	90.3	1.9	71	29	10.0	1.1	3.2	97.1	8.9	1.2	4.7	93.9				
5		24/03/1979	23.9	20.3	4.5	4.5	7.6	18.7	3.9	100	0	14.6	1.2	5.7	76.6	14.6	1.2	5.7	75.9				
6	(*)	04/04/1979	11.2	33.0	11.5	2.9	11.2	17.0	7.5	86	14	7.3	1.1	3.5	95.6	7.5	1.1	3.4	95.8	5.6	1.6	3.8	94.3
7	(*)	05/04/1979	0.5	8.6	2.0	4.3	8.6	50.0	2.2	75	25	6.0	1.7	4.8	97.3	6.0	1.7	4.8	97.5	7.8	1.3	3.5	97.7
8	(*)	06/04/1979	0.3	17.6	6.5	2.7	9.2	26.1	3.9	90	10	7.3	3.5	3.2	93.3	7.3	3.5	3.1	93.5	6.2	3.5	3.5	94.1
9		15/04/1979	8.7	68.5	16.5	4.2	14.6	10.7	25.2	53	47	3.0	1.4	4.8	82.4	3.6	1.3	3.6	81.7				
10		17/04/1979	1.7	8.9	3.5	2.5	3.8	21.3	1.7	100	0	4.9	21.0	38.0	27.3	5.0	1.3	36.8	30.3	5.0	1.4	37.5	29.6
11	(*)	29/04/1979	12.4	23.1	5.0	4.6	15.8	34.2	5.9	77	23	12.4	1.4	4.0	98.4	12.1	1.4	4.1	98.5				
12	(*)	09/05/1979	9.1	36.5	9.0	4.1	16.6	22.7	12.2	59	41	5.6	1.3	4.7	95.2	5.6	1.3	4.7	95.9				
13	(*)	12/05/1979	2.9	18.5	6.0	3.1	5.8	15.7	5.9	61	39	2.4	2.3	4.0	93.2	2.1	30.2	4.9	96.1				
14	(*)	18/05/1979	6.0	36.2	9.5	3.8	8.2	11.3	11.5	62	38	3.3	2.6	7.3	97.6	3.4	2.4	7.2	97.6				
15		21/05/1979	2.8	47.0	12.0	3.9	21.6	23.0	18.6	50	50	2.6	4.0	7.8	86.7	3.8	3.1	5.4	81.2				
16	(*)	11/06/1979	20.4	13.0	4.5	2.9	6.4	24.6	2.5	100	0	9.0	1.3	4.7	95.6	9.0	1.3	4.7	96.0	6.4	1.4	4.6	96.5
17		24/06/1979	12.1	37.2	11.0	3.4	7.2	9.7	11.4	64	36	3.3	0.5	4.0	85.9	3.4	0.6	4.8	85.0				
18-19	(*)	07/07/1979	12.8	35.1	13.0	2.7	9.4	13.4	12.8	53	47	1.9	4.2	5.9	89.2	1.8	3.5	5.7	88.7				
20		20/07/1979	12.7	54.3	9.5	5.7	12.6	11.6	29.5	36	64	0.5	2.3	3.5	90.9	0.5	2.2	3.4	90.9				
21	(*)	25/07/1979	4.5	11.3	5.0	2.3	6.8	30.1	2.8	80	20	3.9	1.1	4.0	97.5	3.9	1.1	4.0	97.6				
22	(*)	03/08/1979	9.2	41.0	6.0	6.8	14.2	17.3	16.0	50	50	3.6	2.7	5.9	94.8	3.6	2.7	5.9	94.8				
23	(*)	06/08/1979	2.4	11.7	4.5	2.6	4.8	20.5	2.8	82	18	3.9	1.8	4.1	91.0	4.1	1.4	3.6	90.8				
24	(*)	08/08/1979	1.9	14.6	7.5	1.9	4.4	15.1	3.1	92	8	3.7	1.0	3.2	87.4	5.0	0.9	2.9	86.3				
25	(*)	25/08/1979	16.9	13.5	1.5	9.0	21.4	79.3	3.8	69	31	15.1	1.8	4.9	90.2	15.1	1.8	4.9	90.5				
26		31/08/1979	6.0	13.5	6.0	2.3	5.4	20.0	3.4	79	21	3.6	1.2	2.3	84.3	3.5	1.3	2.5	82.4				
27	(*)	24/09/1979	23.8	18.9	1.0	18.9	34.0	89.9	6.1	61	39	21.5	1.8	3.4	94.7	17.9	2.0	4.7	89.5				
28	(*)	25/09/1979	0.2	34.1	4.0	8.5	22.0	32.3	12.1	55	45	7.9	1.2	2.1	97.3	6.6	1.4	2.6	97.0				
29-30		28/09/1979	3.4	31.7	17.5	1.8	8.8	13.9	9.9	63	37	1.7	0.9	5.3	76.9	1.6	0.9	5.3	77.3				
31		05/10/1979	5.5	12.3	6.5	1.9	3.8	15.4	2.4	100	0	5.0	0.6	3.5	74.6	5.0	0.4	1.3	80.3				
32		14/10/1979	9.2	9.7	2.5	3.9	8.4	43.3	2.7	72	28	5.3	1.3	63.3	69.3	13.5	1.2	44.6	67.1				

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR						Simulations MRPU				Simulations MRP1P5				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
33	(*)	22/10/1979	8.1	26.2	6.5	4.0	9.0	17.2	5.1	100	0	53.1	0.9	5.3	95.7	53.1	0.9	5.3	95.5				
34	(*)	17/11/1979	9.8	30.4	5.0	6.1	18.2	29.9	11.5	51	49	4.7	2.3	4.1	97.7	4.7	2.3	4.1	97.7				
35	(*)	06/12/1979	18.5	10.3	2.5	4.1	14.6	70.9	2.4	85	16	12.7	1.3	4.7	93.8	12.6	1.2	4.7	94.1	8.6	1.1	3.0	98.3
36	(*)	06/12/1979	0.2	8.7	2.0	4.3	5.6	32.2	2.4	69	31	4.1	1.0	4.6	98.4	4.2	0.9	4.3	98.6	4.3	0.9	4.2	98.6
37	(*)	08/12/1979	1.9	17.3	1.5	11.5	31.8	91.9	4.6	73	27	25.4	1.7	3.8	94.4	25.4	1.7	3.9	93.9	26.6	1.3	2.7	99.0
38	(*)	12/12/1979	4.1	36.0	4.0	9.0	62.4	86.7	15.4	46	54	19.3	1.7	3.4	98.5	15.7	1.8	3.7	98.4				
39		13/12/1979	0.7	10.2	6.5	1.6	3.0	14.7	2.0	100	0	5.0	8.0	11.0	38.3	5.0	8.0	10.9	37.7	5.0	8.0	9.2	39.4
40	(*)	14/12/1979	0.8	16.0	10.5	1.5	7.8	24.4	3.7	85	15	4.9	1.1	2.5	93.9	5.1	1.0	2.3	93.9				
41		08/01/1980	24.5	11.0	2.5	4.4	12.0	54.5	2.1	100	0	17.3	1.5	22.6	34.8	17.5	1.5	22.9	33.2				
42	(*)	09/01/1980	0.6	21.0	2.5	8.4	31.8	75.7	7.3	56	44	15.1	1.8	2.6	97.3	14.8	1.8	2.6	97.4				
43		24/01/1980	14.6	24.2	6.5	3.7	10.0	20.7	4.7	100	0	19.7	2.0	6.7	48.9	18.2	1.8	7.1	46.6	22.6	2.5	6.4	49.9
44		31/01/1980	6.7	47.2	9.5	5.0	31.0	32.8	9.1	100	0	72.1	1.1	2.9	80.0	46.8	1.3	3.3	81.3	44.0	1.3	4.3	89.0
45		05/02/1980	5.2	14.1	1.0	14.1	27.2	96.5	2.8	100	0	46.0	1.9	8.9	49.8	45.2	1.9	8.7	49.8				
46		10/02/1980	4.9	11.0	1.5	7.3	15.6	70.9	2.1	100	0	17.7	1.3	4.7	82.1	18.9	1.2	4.4	82.9	35.0	1.2	4.7	81.8
47	(*)	16/02/1980	6.1	38.6	4.0	9.6	47.2	61.1	10.6	71	29	30.9	1.9	2.9	97.4	32.0	1.9	2.7	97.4	41.2	1.8	2.6	97.2
48	(*)	24/02/1980	7.8	15.5	3.5	4.4	22.8	73.5	3.0	100	0	23.0	1.7	2.6	96.6	25.1	1.7	2.7	96.8				
49	(*)	03/03/1980	7.5	41.8	5.0	8.4	19.0	22.7	18.9	43	57	3.4	3.6	3.5	94.6	3.3	3.6	3.5	94.6				
50	(*)	11/03/1980	8.3	7.0	2.0	3.5	9.2	65.7	1.6	86	14	9.1	1.8	2.4	99.1	9.0	1.8	2.3	99.4				
51		25/03/1980	13.8	9.3	1.5	6.2	14.8	79.6	1.8	100	0	18.2	3.3	10.1	42.7	20.7	3.3	10.1	42.6				
52		10/04/1980	15.9	7.3	1.0	7.3	13.0	89.0	1.4	100	0	20.0	2.0	4.7	88.1	20.0	2.0	4.7	88.0				
53-54	(*)	11/04/1980	1.1	98.4	13.0	7.6	28.0	14.2	29.5	65	35	10.4	3.3	2.5	93.4	10.4	3.3	2.5	93.5				
55	(*)	01/05/1980	18.6	39.2	13.5	2.9	7.0	8.9	9.8	77	23	3.8	10.4	8.1	91.9	3.7	10.1	8.1	91.8	4.5	6.1	7.8	93.0
56		07/05/1980	5.8	12.6	7.5	1.7	3.2	12.7	2.5	100	0	5.0	4.9	11.7	59.4	5.0	6.1	11.8	57.9	5.0	6.1	10.5	68.0
57	(*)	09/05/1980	2.1	12.9	6.0	2.1	3.8	14.7	2.6	100	0	5.0	0.7	2.9	96.5	5.0	0.7	2.9	96.6				
58		18/05/1980	8.9	11.1	2.0	5.6	13.8	62.2	2.2	100	0	31.3	1.2	4.7	83.1	14.2	1.2	4.7	82.6				
59	(*)	28/05/1980	9.8	12.8	5.0	2.6	10.2	39.8	3.3	75	25	8.0	3.8	2.9	97.2	7.8	3.5	2.9	97.2				
60	(*)	31/05/1980	2.8	24.3	1.5	16.2	43.2	88.9	11.8	40	60	5.9	1.9	4.7	97.4	5.8	1.9	4.7	97.6	13.4	1.9	4.7	97.4
61	(*)	11/06/1980	11.0	20.7	7.5	2.8	8.0	19.3	4.5	90	10	5.8	1.3	2.7	97.4	5.6	1.2	2.8	97.8	7.3	1.2	3.5	97.1
62	(*)	24/06/1980	12.6	12.3	5.5	2.2	4.8	19.5	2.5	98	2	4.6	1.0	4.7	96.9	5.0	0.9	4.1	97.4	5.0	0.7	3.6	97.9
63	(*)	30/06/1980	5.7	7.8	2.5	3.1	8.2	52.6	1.6	97	3	8.0	1.1	3.6	95.9	11.4	1.0	3.1	96.5	13.4	1.0	3.7	92.0

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR						Simulations MRPU				Simulations MRP1P5				
No.	Sél.	Date	Tsec (hrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
64	(*)	08/07/1980	7.9	19.6	6.5	3.0	5.4	13.8	4.5	86	14	4.0	1.4	4.8	98.0	4.2	1.3	4.1	97.7	4.1	1.3	5.3	99.0
65	(*)	13/07/1980	4.5	31.3	4.0	7.8	14.0	22.4	10.1	62	38	6.8	3.2	2.3	89.3	6.9	3.1	2.2	89.4	4.1	3.0	2.5	83.4
66	(*)	20/07/1980	7.2	48.7	7.5	6.5	10.0	10.3	18.5	51	49	3.7	2.3	5.4	95.8	3.9	2.0	5.2	95.8				
67	(*)	26/07/1980	5.9	9.4	2.5	3.8	8.6	45.7	1.9	98	2	8.5	1.2	3.2	95.3	51.9	1.0	3.9	96.5	10.2	1.1	3.0	96.8
68	(*)	28/07/1980	1.6	58.9	14.0	4.2	7.4	6.3	28.7	40	60	1.0	2.7	7.1	95.5	0.9	16.4	7.4	96.3	0.8	7.8	7.2	96.2
69	(*)	17/08/1980	19.0	28.9	3.0	9.6	21.8	37.7	11.3	50	50	6.9	1.5	2.7	97.6	6.8	1.6	2.7	97.6	9.7	1.3	2.4	97.1
70	(*)	31/08/1980	14.2	17.7	4.0	4.4	10.0	28.2	5.7	61	39	4.8	3.3	3.3	98.5	4.8	3.4	3.4	98.5	4.0	3.3	3.7	97.4
71	(*)	08/09/1980	8.4	10.2	3.5	2.9	4.8	23.5	2.0	100	0	6.5	4.8	3.6	90.1	5.0	4.6	3.5	89.7	8.0	5.9	2.4	85.5
72	(*)	14/09/1980	5.7	15.2	6.0	2.5	4.8	15.8	3.9	79	21	2.9	3.2	5.4	95.7	3.1	1.8	4.9	95.6	3.3	5.1	4.5	91.3
73	(*)	28/09/1980	13.2	16.3	6.5	2.5	5.2	16.0	3.2	100	0	5.5	1.4	6.0	95.6	7.3	1.2	5.7	95.4	5.0	0.8	4.6	99.2
74	(*)	08/10/1980	10.0	12.9	5.0	2.6	8.0	31.0	3.1	81	19	7.0	1.3	3.4	99.0	7.1	1.2	3.3	99.2	5.1	1.2	3.6	98.9
75		18/10/1980	10.3	7.8	2.5	3.1	10.2	65.4	1.5	100	0	18.0	1.7	24.7	48.9	12.0	1.6	23.8	45.5				
76	(*)	21/10/1980	2.5	10.6	5.0	2.1	3.6	17.0	2.1	100	0	5.0	0.7	2.2	94.4	5.0	0.6	2.2	95.9	5.0	0.5	1.0	94.0
77	(*)	27/10/1980	5.4	30.4	11.0	2.8	12.6	20.7	11.2	53	47	2.0	3.2	2.2	93.7	2.0	3.2	2.2	93.7	2.6	3.5	2.5	95.4
78		06/11/1980	10.1	20.3	9.5	2.1	5.6	13.8	4.0	100	0	5.6	1.3	4.7	89.2	6.0	1.3	4.6	89.8	11.0	1.3	4.7	88.8
79	(*)	08/11/1980	1.9	29.3	13.0	2.3	3.8	6.5	8.6	67	33	2.0	1.3	9.9	94.8	5.0	0.4	2.4	73.2	2.5	0.5	5.0	85.1
80	(*)	19/11/1980	9.9	12.7	6.0	2.1	5.6	22.0	2.5	100	0	10.0	1.3	4.7	92.7	6.4	1.3	4.7	92.2				
81		22/11/1980	3.3	8.7	3.0	2.9	8.6	49.4	1.7	100	0	9.1	1.7	10.2	60.2	9.4	1.7	10.2	59.5	23.2	1.7	10.2	61.2
82		29/11/1980	6.6	13.6	5.5	2.5	5.2	19.1	2.7	100	0	7.4	1.0	5.3	93.2	7.2	1.0	5.3	93.3	5.0	1.1	4.3	95.4
83	(*)	30/11/1980	1.0	22.2	4.5	4.9	19.4	43.7	6.6	65	35	8.5	2.8	2.6	96.8	8.5	2.8	2.6	96.9	16.0	2.6	2.7	98.5
84-85		02/12/1980	1.3	61.0	14.5	4.2	13.6	11.1	23.5	50	50	2.6	0.9	6.2	77.2	2.7	2.0	5.5	79.6	3.0	3.7	7.7	58.6
86		04/12/1980	1.5	4.0	2.5	1.6	5.4	67.5	0.8	100	0	8.5	2.0	17.0	42.5	3.4	2.3	23.5	46.1	5.0	1.9	2.5	40.9
87		04/12/1980	0.6	16.1	13.0	1.2	2.6	8.1	3.2	100	0	5.0	1.6	5.0	65.6	5.0	1.7	5.0	68.5	5.0	0.8	2.4	72.3
88		09/12/1980	4.3	23.3	10.0	2.3	7.0	15.0	5.2	88	12	5.1	1.6	3.3	82.9	5.2	1.4	2.9	75.5				
89	(*)	11/12/1980	1.6	28.5	3.5	8.1	24.0	42.1	16.3	34	66	0.0	2.5	2.3	97.3	0.0	2.6	2.3	97.4	0.0	3.2	2.3	97.0
90	(*)	14/12/1980	2.1	12.7	1.0	12.7	23.8	93.7	7.1	35	65	0.4	1.7	4.0	95.6	0.4	1.7	4.0	96.2	1.8	1.7	4.1	95.9
91	(*)	18/12/1980	4.6	12.7	4.0	3.2	6.8	26.8	3.1	80	20	4.7	1.0	4.0	97.9	4.6	1.1	4.0	98.3	3.3	1.2	4.1	98.5
92	(*)	27/12/1980	8.6	8.8	4.5	2.0	3.6	20.5	1.7	100	0	3.1	1.3	2.2	95.8	5.0	1.2	1.9	94.7	5.0	1.2	2.0	95.9
93		06/01/1981	10.0	8.0	2.0	4.0	12.2	76.3	3.0	53	47	33.6	0.7	4.8	69.8	33.6	0.7	4.8	69.1				
94	(*)	22/06/1981	15.3	20.2	7.5	2.7	6.6	16.3	5.1	77	23	3.6	3.5	5.7	90.6	3.5	3.4	5.3	90.3				

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations MRPU				Simulations MRP1P5				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)
95-96		11/07/1981	18.1	36.9	9.5	3.9	20.6	27.9	13.1	55	45	3.0	3.7	11.2	89.0	3.0	3.7	11.2	89.0	3.9	3.5	11.9	86.0
97	(*)	16/07/1981	4.8	12.1	4.0	3.0	5.8	24.0	3.3	73	27	3.4	1.9	3.9	89.1	3.4	1.9	3.9	89.5	3.2	2.6	6.2	96.5
98		20/07/1981	3.6	18.4	9.5	1.9	3.6	9.8	3.6	100	0	5.0	0.6	2.1	25.2	5.0	0.5	1.7	27.4	5.0	0.5	1.7	26.2
99		26/08/1981	36.6	25.0	9.0	2.8	8.2	16.4	9.9	50	51	1.5	18.5	5.0	84.6	1.5	7.1	5.0	84.6	1.5	5.6	6.1	80.8
100	(*)	01/09/1981	5.7	16.0	7.5	2.1	8.4	26.2	6.1	51	49	1.2	3.0	7.9	97.9	1.2	2.8	7.8	97.9	0.9	2.0	7.9	96.8
101	(*)	11/09/1981	9.4	10.5	1.0	10.5	14.4	68.6	4.4	47	53	4.5	3.3	7.2	95.9	4.5	3.3	7.2	96.0	3.6	3.3	6.6	94.1
102-104		12/09/1981	1.6	87.8	35.5	2.5	8.4	4.8	50.5	34	66	0.0	1.5	16.6	67.3	0.2	1.2	5.6	32.6	0.0	1.2	7.0	45.2
105		20/09/1981	5.3	32.9	9.0	3.7	8.8	13.4	19.1	34	66	0.0	1.8	8.8	84.2	0.4	1.1	5.5	73.5	0.4	0.8	4.5	59.9
106	(*)	28/09/1981	8.5	7.4	1.5	4.9	14.2	95.9	2.1	71	29	10.9	1.1	4.8	93.6	10.6	1.1	5.1	93.2	8.3	1.0	3.5	97.5
107		06/11/1981	1.6	31.8	8.0	4.0	16.8	26.4	12.0	51	49	2.5	1.2	2.6	88.8	2.4	1.2	2.6	88.7	2.6	1.2	2.5	92.3
108	(*)	05/12/1981	4.6	19.1	3.0	6.4	30.0	78.5	11.0	34	66	0.0	1.8	3.9	98.2	0.0	1.8	3.8	98.4	3.8	1.8	4.1	97.6
109	(*)	19/12/1981	13.7	14.2	1.5	9.5	23.0	81.0	5.1	56	44	11.3	1.2	3.5	93.7	11.2	1.2	3.5	93.7	3.1	1.8	4.8	97.2
110	(*)	20/12/1981	1.1	15.8	1.5	10.5	28.8	91.1	9.0	34	66	0.0	1.1	4.6	96.9	0.0	1.1	4.4	96.9	0.7	1.0	4.3	96.6
111	(*)	03/02/1982	44.3	70.0	9.5	7.4	34.8	24.9	26.7	51	49	6.7	1.7	4.3	97.9	6.7	1.7	4.3	98.0				

Annexe E

Résultats des simulations des modèles MR, TRAS et RLSS

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR						Simulations TRAS			Simulations RLSS				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Orl Ur (%)	Orl Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
1	(*)	07/02/1979	38.3	27.5	3.0	9.2	40.0	72.7	6.0	90	10	36.8	1.5	3.0	98.9	56.2	0.59	92.9	34.5	5.0	81.3
2		12/02/1979	4.9	9.9	4.5	2.2	10.4	52.5	2.0	98	2	10.4	0.9	5.2	83.1	20.7	0.36	78.0	16.7	8.7	56.8
3		19/02/1979	6.8	21.5	4.0	5.4	18.6	43.3	8.0	53	47	4.3	1.2	6.0	56.5	38.7	0.35	27.3	0.9	12.6	50.8
4	(*)	28/02/1979	8.4	7.2	1.0	7.2	13.0	90.3	1.9	71	29	10.0	1.1	3.2	97.1	19.1	0.51	86.0	5.6	10.1	59.8
5		24/03/1979	23.9	20.3	4.5	4.5	7.6	18.7	3.9	100	0	14.6	1.2	5.7	76.6	9.7	0.32	60.1	8.5	8.2	71.3
6	(*)	04/04/1979	11.2	33.0	11.5	2.9	11.2	17.0	7.5	86	14	7.3	1.1	3.5	95.6	27.0	0.44	92.8	6.1	6.5	90.3
7	(*)	05/04/1979	0.5	8.6	2.0	4.3	8.6	50.0	2.2	75	25	6.0	1.7	4.8	97.3	9.0	0.50	84.8	5.2	7.6	78.6
8	(*)	06/04/1979	0.3	17.6	6.5	2.7	9.2	26.1	3.9	90	10	7.3	3.5	3.2	93.3	18.0	0.77	85.4	7.2	3.3	93.4
9		15/04/1979	8.7	68.5	16.5	4.2	14.6	10.7	25.2	53	47	3.0	1.4	4.8	82.4	5.0	0.61	72.1	2.2	7.8	77.7
10		17/04/1979	1.7	8.9	3.5	2.5	3.8	21.3	1.7	100	0	4.9	21.0	38.0	27.3	15.1	0.03	4.5	42.2	38.4	27.3
11	(*)	29/04/1979	12.4	23.1	5.0	4.6	15.8	34.2	5.9	77	23	12.4	1.4	4.0	98.4	18.0	0.50	93.3	8.6	6.8	88.5
12	(*)	09/05/1979	9.1	36.5	9.0	4.1	16.6	22.7	12.2	59	41	5.6	1.3	4.7	95.2	9.6	0.57	93.8	3.1	7.9	88.4
13	(*)	12/05/1979	2.9	18.5	6.0	3.1	5.8	15.7	5.9	61	39	2.4	2.3	4.0	93.2	3.3	0.63	81.3	2.1	4.9	96.0
14	(*)	18/05/1979	6.0	36.2	9.5	3.8	8.2	11.3	11.5	62	38	3.3	2.6	7.3	97.6	6.4	0.44	78.0	3.0	8.5	97.1
15		21/05/1979	2.8	47.0	12.0	3.9	21.6	23.0	18.6	50	50	2.6	4.0	7.8	86.7	15.9	0.87	39.2	2.1	8.5	87.2
16	(*)	11/06/1979	20.4	13.0	4.5	2.9	6.4	24.6	2.5	100	0	9.0	1.3	4.7	95.6	8.6	0.42	90.4	14.4	5.7	87.8
17		24/06/1979	12.1	37.2	11.0	3.4	7.2	9.7	11.4	64	36	3.3	0.5	4.0	85.9	3.9	0.34	93.8	2.5	8.6	72.3
18-19	(*)	07/07/1979	12.8	35.1	13.0	2.7	9.4	13.4	12.8	53	47	1.9	4.2	5.9	89.2	17.7	0.67	47.7	1.7	6.5	89.6
20		20/07/1979	12.7	54.3	9.5	5.7	12.6	11.6	29.5	36	64	0.5	2.3	3.5	90.9	1.8	0.91	83.6	0.1	4.4	89.2
21	(*)	25/07/1979	4.5	11.3	5.0	2.3	6.8	30.1	2.8	80	20	3.9	1.1	4.0	97.5	8.5	0.51	88.7	2.7	7.8	84.0
22	(*)	03/08/1979	9.2	41.0	6.0	6.8	14.2	17.3	16.0	50	50	3.6	2.7	5.9	94.8	18.1	0.70	53.0	3.0	7.1	92.2
23	(*)	06/08/1979	2.4	11.7	4.5	2.6	4.8	20.5	2.8	82	18	3.9	1.8	4.1	91.0	6.0	0.51	86.4	3.2	5.2	91.0
24	(*)	08/08/1979	1.9	14.6	7.5	1.9	4.4	15.1	3.1	92	8	3.7	1.0	3.2	87.4	4.3	0.51	81.1	2.8	7.0	72.3
25	(*)	25/08/1979	16.9	13.5	1.5	9.0	21.4	79.3	3.8	69	31	15.1	1.8	4.9	90.2	45.0	0.63	94.2	16.6	5.7	64.7
26		31/08/1979	6.0	13.5	6.0	2.3	5.4	20.0	3.4	79	21	3.6	1.2	2.3	84.3	8.5	0.68	82.2	9.4	3.3	65.6
27	(*)	24/09/1979	23.8	18.9	1.0	18.9	34.0	89.9	6.1	61	39	21.5	1.8	3.4	94.7	45.0	0.80	77.0	17.3	5.8	69.9
28	(*)	25/09/1979	0.2	34.1	4.0	8.5	22.0	32.3	12.1	55	45	7.9	1.2	2.1	97.3	11.2	0.86	90.4	27.3	5.5	73.6
29-30		28/09/1979	3.4	31.7	17.5	1.8	8.8	13.9	9.9	63	37	1.7	0.9	5.3	76.9	4.4	0.45	58.1	1.2	9.8	57.1
31		05/10/1979	5.5	12.3	6.5	1.9	3.8	15.4	2.4	100	0	5.0	0.6	3.5	74.6	5.0	0.32	80.5	5.0	6.3	51.4
32		14/10/1979	9.2	9.7	2.5	3.9	8.4	43.3	2.7	72	28	5.3	1.3	63.3	69.3	22.3	0.01	15.2	24.5	50.0	55.8

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR						Simulations TRAS			Simulations RLSS				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
33	(*)	22/10/1979	8.1	26.2	6.5	4.0	9.0	17.2	5.1	100	0	53.1	0.9	5.3	95.7	15.7	0.35	85.0	11.2	7.6	83.6
34	(*)	17/11/1979	9.8	30.4	5.0	6.1	18.2	29.9	11.5	51	49	4.7	2.3	4.1	97.7	10.3	0.75	78.9	3.5	5.4	93.4
35	(*)	06/12/1979	18.5	10.3	2.5	4.1	14.6	70.9	2.4	85	16	12.7	1.3	4.7	93.8	18.0	0.50	95.0	12.9	6.7	58.6
36	(*)	06/12/1979	0.2	8.7	2.0	4.3	5.6	32.2	2.4	69	31	4.1	1.0	4.6	98.4	5.0	0.44	91.8	2.6	10.6	59.8
37	(*)	08/12/1979	1.9	17.3	1.5	11.5	31.8	91.9	4.6	73	27	25.4	1.7	3.8	94.4	44.8	0.59	93.5	24.2	6.4	62.5
38	(*)	12/12/1979	4.1	36.0	4.0	9.0	62.4	86.7	15.4	46	54	19.3	1.7	3.4	98.5	47.3	0.71	80.0	8.5	6.7	72.9
39		13/12/1979	0.7	10.2	6.5	1.6	3.0	14.7	2.0	100	0	5.0	8.0	11.0	38.3	5.0	0.56	0.0	5.0	11.1	37.6
40	(*)	14/12/1979	0.8	16.0	10.5	1.5	7.8	24.4	3.7	85	15	4.9	1.1	2.5	93.9	11.8	0.56	89.2	3.1	5.7	83.0
41		08/01/1980	24.5	11.0	2.5	4.4	12.0	54.5	2.1	100	0	17.3	1.5	22.6	34.8	9.5	0.00	0.0	19.9	25.2	29.9
42	(*)	09/01/1980	0.6	21.0	2.5	8.4	31.8	75.7	7.3	56	44	15.1	1.8	2.6	97.3	45.0	0.76	80.5	12.9	4.6	76.7
43		24/01/1980	14.6	24.2	6.5	3.7	10.0	20.7	4.7	100	0	19.7	2.0	6.7	48.9	17.8	0.56	27.2	18.3	7.6	47.8
44		31/01/1980	6.7	47.2	9.5	5.0	31.0	32.8	9.1	100	0	72.1	1.1	2.9	80.0	43.9	0.66	75.3	24.8	6.6	67.8
45		05/02/1980	5.2	14.1	1.0	14.1	27.2	96.5	2.8	100	0	46.0	1.9	8.9	49.8	46.0	0.50	0.0	58.1	11.9	40.3
46		10/02/1980	4.9	11.0	1.5	7.3	15.6	70.9	2.1	100	0	17.7	1.3	4.7	82.1	18.0	0.50	71.1	17.6	6.7	57.7
47	(*)	16/02/1980	6.1	38.6	4.0	9.6	47.2	61.1	10.6	71	29	30.9	1.9	2.9	97.4	57.9	0.98	88.5	26.8	4.7	81.6
48	(*)	24/02/1980	7.8	15.5	3.5	4.4	22.8	73.5	3.0	100	0	23.0	1.7	2.6	96.6	45.0	0.59	88.0	31.5	3.9	86.5
49	(*)	03/03/1980	7.5	41.8	5.0	8.4	19.0	22.7	18.9	43	57	3.4	3.6	3.5	94.6	7.1	1.19	78.5	2.7	4.2	93.9
50	(*)	11/03/1980	8.3	7.0	2.0	3.5	9.2	65.7	1.6	86	14	9.1	1.8	2.4	99.1	18.0	0.83	92.4	8.4	3.4	91.0
51		25/03/1980	13.8	9.3	1.5	6.2	14.8	79.6	1.8	100	0	18.2	3.3	10.1	42.7	18.0	0.00	0.0	24.0	11.0	42.0
52		10/04/1980	15.9	7.3	1.0	7.3	13.0	89.0	1.4	100	0	20.0	2.0	4.7	88.1	19.3	0.67	62.1	25.9	5.1	75.3
53-54	(*)	11/04/1980	1.1	98.4	13.0	7.6	28.0	14.2	29.5	65	35	10.4	3.3	2.5	93.4	17.6	1.25	89.6	8.3	3.5	92.6
55	(*)	01/05/1980	18.6	39.2	13.5	2.9	7.0	8.9	9.8	77	23	3.8	10.4	8.1	91.9	9.0	0.50	71.7	3.7	8.1	91.9
56		07/05/1980	5.8	12.6	7.5	1.7	3.2	12.7	2.5	100	0	5.0	4.9	11.7	59.4	5.0	0.36	0.0	5.0	11.7	58.2
57	(*)	09/05/1980	2.1	12.9	6.0	2.1	3.8	14.7	2.6	100	0	5.0	0.7	2.9	96.5	5.0	0.39	94.7	5.0	5.8	82.4
58		18/05/1980	8.9	11.1	2.0	5.6	13.8	62.2	2.2	100	0	31.3	1.2	4.7	83.1	18.0	0.48	65.3	23.9	6.8	65.3
59	(*)	28/05/1980	9.8	12.8	5.0	2.6	10.2	39.8	3.3	75	25	8.0	3.8	2.9	97.2	17.6	1.11	86.8	7.9	3.2	96.4
60	(*)	31/05/1980	2.8	24.3	1.5	16.2	43.2	88.9	11.8	40	60	5.9	1.9	4.7	97.4	32.4	0.68	72.1	0.0	7.3	71.3
61	(*)	11/06/1980	11.0	20.7	7.5	2.8	8.0	19.3	4.5	90	10	5.8	1.3	2.7	97.4	11.4	0.59	96.6	4.2	5.6	89.1
62	(*)	24/06/1980	12.6	12.3	5.5	2.2	4.8	19.5	2.5	98	2	4.6	1.0	4.7	96.9	5.0	0.39	86.0	5.0	6.4	81.2
63	(*)	30/06/1980	5.7	7.8	2.5	3.1	8.2	52.6	1.6	97	3	8.0	1.1	3.6	95.9	11.0	0.47	95.5	10.1	5.3	76.6

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR						Simulations TRAS			Simulations RLSS			
No.	Sél.	Date	Tsec (Jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
64	(*)	08/07/1980	7.9	19.6	6.5	3.0	5.4	13.8	4.5	86	14	4.0	1.4	4.8	98.0	7.4	0.44	94.6	3.7	6.8	96.0
65	(*)	13/07/1980	4.5	31.3	4.0	7.8	14.0	22.4	10.1	62	38	6.8	3.2	2.3	89.3	9.1	1.25	85.6	6.0	3.1	88.0
66	(*)	20/07/1980	7.2	48.7	7.5	6.5	10.0	10.3	18.5	51	49	3.7	2.3	5.4	95.8	7.2	0.62	79.9	3.2	6.4	94.7
67	(*)	26/07/1980	5.9	9.4	2.5	3.8	8.6	45.7	1.9	98	2	8.5	1.2	3.2	95.3	18.1	0.55	92.7	7.9	5.3	73.7
68	(*)	28/07/1980	1.6	58.9	14.0	4.2	7.4	6.3	28.7	40	60	1.0	2.7	7.1	95.5	2.8	0.51	80.0	0.9	7.4	96.3
69	(*)	17/08/1980	19.0	28.9	3.0	9.6	21.8	37.7	11.3	50	50	6.9	1.5	2.7	97.6	13.1	0.79	91.2	3.1	5.7	81.3
70	(*)	31/08/1980	14.2	17.7	4.0	4.4	10.0	28.2	5.7	61	39	4.8	3.3	3.3	98.5	7.2	0.87	90.1	4.5	3.9	97.4
71	(*)	08/09/1980	8.4	10.2	3.5	2.9	4.8	23.5	2.0	100	0	6.5	4.8	3.6	90.1	5.3	0.83	59.1	8.0	3.6	89.6
72	(*)	14/09/1980	5.7	15.2	6.0	2.5	4.8	15.8	3.9	79	21	2.9	3.2	5.4	95.7	6.0	0.50	85.0	2.9	6.1	95.1
73	(*)	28/09/1980	13.2	16.3	6.5	2.5	5.2	16.0	3.2	100	0	5.5	1.4	6.0	95.6	13.9	0.38	61.6	5.5	7.3	90.8
74	(*)	08/10/1980	10.0	12.9	5.0	2.6	8.0	31.0	3.1	81	19	7.0	1.3	3.4	99.0	9.0	0.50	97.1	5.5	5.5	90.0
75		18/10/1980	10.3	7.8	2.5	3.1	10.2	65.4	1.5	100	0	18.0	1.7	24.7	48.9	16.9	0.00	0.0	19.4	28.2	44.0
76	(*)	21/10/1980	2.5	10.6	5.0	2.1	3.6	17.0	2.1	100	0	5.0	0.7	2.2	94.4	5.0	0.42	96.5	5.0	4.9	79.6
77	(*)	27/10/1980	5.4	30.4	11.0	2.8	12.6	20.7	11.2	53	47	2.0	3.2	2.2	93.7	2.9	1.25	83.3	1.9	2.9	92.4
78		06/11/1980	10.1	20.3	9.5	2.1	5.6	13.8	4.0	100	0	5.6	1.3	4.7	89.2	8.6	0.40	89.2	8.4	5.8	80.7
79	(*)	08/11/1980	1.9	29.3	13.0	2.3	3.8	6.5	8.6	67	33	2.0	1.3	9.9	94.8	5.0	0.27	72.9	1.7	12.4	97.0
80	(*)	19/11/1980	9.9	12.7	6.0	2.1	5.6	22.0	2.5	100	0	10.0	1.3	4.7	92.7	10.6	0.41	84.1	10.9	5.9	85.0
81		22/11/1980	3.3	8.7	3.0	2.9	8.6	49.4	1.7	100	0	9.1	1.7	10.2	60.2	9.0	0.20	0.0	14.9	12.8	56.7
82		29/11/1980	6.6	13.6	5.5	2.5	5.2	19.1	2.7	100	0	7.4	1.0	5.3	93.2	5.9	0.36	83.1	6.8	7.1	85.3
83	(*)	30/11/1980	1.0	22.2	4.5	4.9	19.4	43.7	6.6	65	35	8.5	2.8	2.6	96.8	13.5	1.12	77.2	8.2	3.7	87.9
84-85		02/12/1980	1.3	61.0	14.5	4.2	13.6	11.1	23.5	50	50	2.6	0.9	6.2	77.2	6.5	0.79	56.9	2.2	7.4	73.4
86		04/12/1980	1.5	4.0	2.5	1.6	5.4	67.5	0.8	100	0	8.5	2.0	17.0	42.5	8.6	0.00	0.0	10.8	17.4	40.3
87		04/12/1980	0.6	16.1	13.0	1.2	2.6	8.1	3.2	100	0	5.0	1.6	5.0	65.6	5.0	0.27	65.8	5.0	5.6	67.5
88		09/12/1980	4.3	23.3	10.0	2.3	7.0	15.0	5.2	88	12	5.1	1.6	3.3	82.9	17.9	0.56	84.0	4.0	5.5	79.7
89	(*)	11/12/1980	1.6	28.5	3.5	8.1	24.0	42.1	16.3	34	66	0.0	2.5	2.3	97.3	4.9	1.24	77.3	0.0	3.2	90.1
90	(*)	14/12/1980	2.1	12.7	1.0	12.7	23.8	93.7	7.1	35	65	0.4	1.7	4.0	95.6	13.9	0.68	68.2	0.0	6.7	66.8
91	(*)	18/12/1980	4.6	12.7	4.0	3.2	6.8	26.8	3.1	80	20	4.7	1.0	4.0	97.9	9.4	0.46	94.2	9.1	5.0	67.6
92	(*)	27/12/1980	8.6	8.8	4.5	2.0	3.6	20.5	1.7	100	0	3.1	1.3	2.2	95.8	5.8	0.71	92.9	5.0	3.3	89.5
93		06/01/1981	10.0	8.0	2.0	4.0	12.2	76.3	3.0	53	47	33.6	0.7	4.8	69.8	22.4	0.31	41.7	30.3	11.8	58.0
94	(*)	22/06/1981	15.3	20.2	7.5	2.7	6.6	16.3	5.1	77	23	3.6	3.5	5.7	90.6	5.9	0.48	69.9	3.4	6.1	90.5

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations TRAS			Simulations RLSS			
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori Ur (%)	Ori Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
95-96		11/07/1981	18.1	36.9	9.5	3.9	20.6	27.9	13.1	55	45	3.0	3.7	11.2	89.0	15.2	0.35	24.3	2.8	11.8	88.4
97	(*)	16/07/1981	4.8	12.1	4.0	3.0	5.8	24.0	3.3	73	27	3.4	1.9	3.9	89.1	7.7	0.60	64.7	2.5	7.1	95.5
98		20/07/1981	3.6	18.4	9.5	1.9	3.6	9.8	3.6	100	0	5.0	0.6	2.1	25.2	5.0	0.43	26.5	5.0	4.7	11.6
99		26/08/1981	36.6	25.0	9.0	2.8	8.2	16.4	9.9	50	51	1.5	18.5	5.0	84.6	3.9	0.87	58.8	1.5	5.0	84.8
100	(*)	01/09/1981	5.7	16.0	7.5	2.1	8.4	26.2	6.1	51	49	1.2	3.0	7.9	97.9	20.6	0.35	54.2	1.1	8.9	95.7
101	(*)	11/09/1981	9.4	10.5	1.0	10.5	14.4	68.6	4.4	47	53	4.5	3.3	7.2	95.9	18.1	0.56	30.2	3.9	8.5	88.5
102-104		12/09/1981	1.6	87.8	35.5	2.5	8.4	4.8	50.5	34	66	0.0	1.5	16.6	67.3	1.2	0.00	0.0	0.0	14.3	63.8
105		20/09/1981	5.3	32.9	9.0	3.7	8.8	13.4	19.1	34	66	0.0	1.8	8.8	84.2	1.4	0.29	42.5	0.0	9.5	81.6
106	(*)	28/09/1981	8.5	7.4	1.5	4.9	14.2	95.9	2.1	71	29	10.9	1.1	4.8	93.6	18.0	0.42	89.8	9.2	10.0	46.7
107		06/11/1981	1.6	31.8	8.0	4.0	16.8	26.4	12.0	51	49	2.5	1.2	2.6	88.8	3.0	0.73	79.5	1.1	7.1	70.8
108	(*)	05/12/1981	4.6	19.1	3.0	6.4	30.0	78.5	11.0	34	66	0.0	1.8	3.9	98.2	15.0	0.68	65.0	0.0	5.7	79.0
109	(*)	19/12/1981	13.7	14.2	1.5	9.5	23.0	81.0	5.1	56	44	11.3	1.2	3.5	93.7	17.3	0.56	80.4	2.4	9.0	71.0
110	(*)	20/12/1981	1.1	15.8	1.5	10.5	28.8	91.1	9.0	34	66	0.0	1.1	4.6	96.9	13.1	0.50	65.3	0.0	9.1	57.2
111	(*)	03/02/1982	44.3	70.0	9.5	7.4	34.8	24.9	26.7	51	49	6.7	1.7	4.3	97.9	14.7	0.62	80.7	4.5	6.5	88.8

Annexe F

Résultats des simulations des modèles MR, RLSK1K2 et RLS2K

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations RLSK1K2				Simul. RLS2K				
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Orl (%)	Ur (%)	Orl Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K1 (30 mn)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
1	(*)	07/02/1979	38.3	27.5	3.0	9.2	40.0	72.7	6.0	90	10	36.8	1.5	3.0	98.9	35.9	2.0	2.3	96.8	35.9	2.2	96.9	
2		12/02/1979	4.9	9.9	4.5	2.2	10.4	52.5	2.0	98	2	10.4	0.9	5.2	83.1	26.3	3.5	3.5	76.6	18.6	3.5	76.6	
3		19/02/1979	6.8	21.5	4.0	5.4	18.6	43.3	8.0	53	47	4.3	1.2	6.0	56.5	3.2	4.8	4.2	65.1	3.3	4.5	65.1	
4	(*)	28/02/1979	8.4	7.2	1.0	7.2	13.0	90.3	1.9	71	29	10.0	1.1	3.2	97.1	8.9	2.9	3.0	86.6	8.9	2.9	86.6	
5		24/03/1979	23.9	20.3	4.5	4.5	7.6	18.7	3.9	100	0	14.6	1.2	5.7	76.6	8.7	3.3	3.3	71.4	7.9	3.3	71.4	
6	(*)	04/04/1979	11.2	33.0	11.5	2.9	11.2	17.0	7.5	86	14	7.3	1.1	3.5	95.6	6.9	2.8	2.8	96.5	6.9	2.8	96.5	
7	(*)	05/04/1979	0.5	8.6	2.0	4.3	8.6	50.0	2.2	75	25	6.0	1.7	4.8	97.3	6.5	2.7	2.5	95.0	6.4	2.6	95.0	
8	(*)	06/04/1979	0.3	17.6	6.5	2.7	9.2	26.1	3.9	90	10	7.3	3.5	3.2	93.3	7.5	2.2	1.2	93.2	7.6	1.7	93.0	
9		15/04/1979	8.7	68.5	16.5	4.2	14.6	10.7	25.2	53	47	3.0	1.4	4.8	82.4	2.7	4.3	2.3	81.2	2.9	3.2	81.2	
10		17/04/1979	1.7	8.9	3.5	2.5	3.8	21.3	1.7	100	0	4.9	21.0	38.0	27.3	74.2	36.6	1.0	29.1	9.0	15.3	0.0	
11	(*)	29/04/1979	12.4	23.1	5.0	4.6	15.8	34.2	5.9	77	23	12.4	1.4	4.0	98.4	12.1	2.4	2.9	96.7	12.2	2.6	96.7	
12	(*)	09/05/1979	9.1	36.5	9.0	4.1	16.6	22.7	12.2	59	41	5.6	1.3	4.7	95.2	5.1	3.1	3.1	95.7	5.1	3.1	95.7	
13	(*)	12/05/1979	2.9	18.5	6.0	3.1	5.8	15.7	5.9	61	39	2.4	2.3	4.0	93.2	2.2	0.6	4.4	95.8	2.4	2.4	96.0	
14	(*)	18/05/1979	6.0	36.2	9.5	3.8	8.2	11.3	11.5	62	38	3.3	2.6	7.3	97.6	4.0	3.4	3.3	94.8	4.0	3.3	94.8	
15		21/05/1979	2.8	47.0	12.0	3.9	21.6	23.0	18.6	50	50	2.6	4.0	7.8	86.7	4.3	2.1	3.6	74.2	4.2	3.0	73.3	
16	(*)	11/06/1979	20.4	13.0	4.5	2.9	6.4	24.6	2.5	100	0	9.0	1.3	4.7	95.6	9.6	2.8	2.8	97.7	8.0	2.8	97.2	
17		24/06/1979	12.1	37.2	11.0	3.4	7.2	9.7	11.4	64	36	3.3	0.5	4.0	85.9	2.9	4.1	4.1	80.9	2.9	4.1	80.9	
18-19	(*)	07/07/1979	12.8	35.1	13.0	2.7	9.4	13.4	12.8	53	47	1.9	4.2	5.9	89.2	2.3	1.5	3.7	85.6	2.4	2.4	84.0	
20		20/07/1979	12.7	54.3	9.5	5.7	12.6	11.6	29.5	36	64	0.5	2.3	3.5	90.9	0.5	1.6	2.8	90.2	0.5	2.2	90.2	
21	(*)	25/07/1979	4.5	11.3	5.0	2.3	6.8	30.1	2.8	80	20	3.9	1.1	4.0	97.5	3.4	3.2	2.8	93.3	3.4	3.0	93.3	
22	(*)	03/08/1979	9.2	41.0	6.0	6.8	14.2	17.3	16.0	50	50	3.6	2.7	5.9	94.8	3.9	5.0	1.4	93.5	4.2	2.9	92.1	
23	(*)	06/08/1979	2.4	11.7	4.5	2.6	4.8	20.5	2.8	82	18	3.9	1.8	4.1	91.0	3.6	1.5	3.5	92.9	3.8	2.4	92.9	
24	(*)	08/08/1979	1.9	14.6	7.5	1.9	4.4	15.1	3.1	92	8	3.7	1.0	3.2	87.4	3.3	2.8	2.7	82.7	3.3	2.7	82.7	
25	(*)	25/08/1979	16.9	13.5	1.5	9.0	21.4	79.3	3.8	69	31	15.1	1.8	4.9	90.2	17.5	2.4	2.2	90.8	17.6	2.3	90.8	
26		31/08/1979	6.0	13.5	6.0	2.3	5.4	20.0	3.4	79	21	3.6	1.2	2.3	84.3	3.2	2.2	2.1	81.5	3.2	2.2	81.5	
27	(*)	24/09/1979	23.8	18.9	1.0	18.9	34.0	89.9	6.1	61	39	21.5	1.8	3.4	94.7	21.0	2.2	2.2	93.5	21.1	2.2	93.5	
28	(*)	25/09/1979	0.2	34.1	4.0	8.5	22.0	32.3	12.1	55	45	7.9	1.2	2.1	97.3	4.5	2.3	2.3	87.7	4.5	2.3	87.7	
29-30		28/09/1979	3.4	31.7	17.5	1.8	8.8	13.9	9.9	63	37	1.7	0.9	5.3	76.9	1.2	4.9	4.3	69.5	1.2	4.6	69.5	
31		05/10/1979	5.5	12.3	6.5	1.9	3.8	15.4	2.4	100	0	5.0	0.6	3.5	74.6	5.0	3.3	3.3	67.1	5.0	3.3	67.1	
32		14/10/1979	9.2	9.7	2.5	3.9	8.4	43.3	2.7	72	28	5.3	1.3	63.3	69.3	73.3	45.9	1.3	62.6	4.8	21.7	22.0	

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR						Simulations RLSK1K2				Simul. RLS2K			
No.	Sél.	Date	Tsec (Jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Orl Ur (%)	Orl Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K1 (30 mn)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
33	(*)	22/10/1979	8.1	26.2	6.5	4.0	9.0	17.2	5.1	100	0	53.1	0.9	5.3	95.7	21.5	3.5	3.5	94.5	16.0	3.5	94.5
34	(*)	17/11/1979	9.8	30.4	5.0	6.1	18.2	29.9	11.5	51	49	4.7	2.3	4.1	97.7	5.0	1.9	2.7	97.4	5.1	2.3	97.4
35	(*)	06/12/1979	18.5	10.3	2.5	4.1	14.6	70.9	2.4	85	16	12.7	1.3	4.7	93.8	13.4	2.7	2.7	89.1	13.4	2.7	89.1
36	(*)	06/12/1979	0.2	8.7	2.0	4.3	5.6	32.2	2.4	69	31	4.1	1.0	4.6	98.4	3.8	3.5	3.4	89.2	3.8	3.4	89.2
37	(*)	08/12/1979	1.9	17.3	1.5	11.5	31.8	91.9	4.6	73	27	25.4	1.7	3.8	94.4	26.3	2.4	2.4	90.0	26.3	2.4	90.0
38	(*)	12/12/1979	4.1	36.0	4.0	9.0	62.4	86.7	15.4	46	54	19.3	1.7	3.4	98.5	16.1	2.5	2.5	91.7	16.1	2.5	91.7
39		13/12/1979	0.7	10.2	6.5	1.6	3.0	14.7	2.0	100	0	5.0	8.0	11.0	38.3	5.0	0.0	11.1	37.6	5.0	2.6	0.0
40	(*)	14/12/1979	0.8	16.0	10.5	1.5	7.8	24.4	3.7	85	15	4.9	1.1	2.5	93.9	3.9	2.4	2.4	92.5	3.9	2.4	92.5
41		08/01/1980	24.5	11.0	2.5	4.4	12.0	54.5	2.1	100	0	17.3	1.5	22.6	34.8	18.6	22.9	0.9	32.2	21.3	5.7	0.0
42	(*)	09/01/1980	0.6	21.0	2.5	8.4	31.8	75.7	7.3	56	44	15.1	1.8	2.6	97.3	13.6	2.0	2.0	93.9	13.6	2.0	93.9
43		24/01/1980	14.6	24.2	6.5	3.7	10.0	20.7	4.7	100	0	19.7	2.0	6.7	48.9	30.4	6.8	0.8	47.7	17.1	3.0	41.2
44		31/01/1980	6.7	47.2	9.5	5.0	31.0	32.8	9.1	100	0	72.1	1.1	2.9	80.0	29.8	2.6	2.5	76.9	28.5	2.5	76.7
45		05/02/1980	5.2	14.1	1.0	14.1	27.2	96.5	2.8	100	0	46.0	1.9	8.9	49.8	97.8	0.7	9.8	44.2	32.0	3.1	17.6
46		10/02/1980	4.9	11.0	1.5	7.3	15.6	70.9	2.1	100	0	17.7	1.3	4.7	82.1	17.0	2.6	2.6	76.6	17.6	2.6	76.7
47	(*)	16/02/1980	6.1	38.6	4.0	9.6	47.2	61.1	10.6	71	29	30.9	1.9	2.9	97.4	30.5	1.8	2.1	92.4	30.6	1.9	92.4
48	(*)	24/02/1980	7.8	15.5	3.5	4.4	22.8	73.5	3.0	100	0	23.0	1.7	2.6	96.6	52.7	1.9	1.8	96.2	23.0	1.8	96.2
49	(*)	03/03/1980	7.5	41.8	5.0	8.4	19.0	22.7	18.9	43	57	3.4	3.6	3.5	94.6	4.0	1.5	2.3	93.3	4.2	1.9	93.1
50	(*)	11/03/1980	8.3	7.0	2.0	3.5	9.2	65.7	1.6	86	14	9.1	1.8	2.4	99.1	9.2	1.6	1.6	98.8	9.2	1.6	98.8
51		25/03/1980	13.8	9.3	1.5	6.2	14.8	79.6	1.8	100	0	18.2	3.3	10.1	42.7	21.1	10.3	0.3	42.0	21.0	2.8	0.0
52		10/04/1980	15.9	7.3	1.0	7.3	13.0	89.0	1.4	100	0	20.0	2.0	4.7	88.1	54.9	1.4	2.9	87.7	15.2	2.0	87.4
53-54	(*)	11/04/1980	1.1	98.4	13.0	7.6	28.0	14.2	29.5	65	35	10.4	3.3	2.5	93.4	10.1	2.4	0.8	93.4	10.6	1.5	93.6
55	(*)	01/05/1980	18.6	39.2	13.5	2.9	7.0	8.9	9.8	77	23	3.8	10.4	8.1	91.9	4.3	5.7	1.3	88.9	4.5	3.2	85.0
56		07/05/1980	5.8	12.6	7.5	1.7	3.2	12.7	2.5	100	0	5.0	4.9	11.7	59.4	5.0	11.7	0.0	58.2	5.0	4.0	32.6
57	(*)	09/05/1980	2.1	12.9	6.0	2.1	3.8	14.7	2.6	100	0	5.0	0.7	2.9	96.5	5.0	2.9	2.9	92.8	5.0	2.9	92.8
58		18/05/1980	8.9	11.1	2.0	5.6	13.8	62.2	2.2	100	0	31.3	1.2	4.7	83.1	16.9	2.8	2.8	81.7	18.7	2.8	81.7
59	(*)	28/05/1980	9.8	12.8	5.0	2.6	10.2	39.8	3.3	75	25	8.0	3.8	2.9	97.2	8.1	0.5	2.9	96.8	9.4	1.4	94.8
60	(*)	31/05/1980	2.8	24.3	1.5	16.2	43.2	88.9	11.8	40	60	5.9	1.9	4.7	97.4	9.3	2.5	2.5	92.3	9.3	2.3	92.3
61	(*)	11/06/1980	11.0	20.7	7.5	2.8	8.0	19.3	4.5	90	10	5.8	1.3	2.7	97.4	5.2	2.1	2.5	94.8	5.2	2.3	94.8
62	(*)	24/06/1980	12.6	12.3	5.5	2.2	4.8	19.5	2.5	98	2	4.6	1.0	4.7	96.9	4.6	3.2	3.0	94.5	4.6	3.1	94.5
63	(*)	30/06/1980	5.7	7.8	2.5	3.1	8.2	52.6	1.6	97	3	8.0	1.1	3.6	95.9	41.3	2.5	2.5	93.5	7.8	2.6	93.7

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

Crues			Carac. des précipitations						Simulations MR						Simulations RLSK1K2				Simul. RLS2K					
No.	Sél.	Date	Tsec (hrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori (%)	Ur (%)	Orl (%)	Ru (mm/h)	INF (m/s)	v0 (30 mn)	K (%)	R2	INF (mm/h)	K1 (30 mn)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)
64	(*)	08/07/1980	7.9	19.6	6.5	3.0	5.4	13.8	4.5	86	14	4.0	1.4	4.8	98.0	4.1	3.6	2.3	98.0	4.1	2.9	97.9		
65	(*)	13/07/1980	4.5	31.3	4.0	7.8	14.0	22.4	10.1	62	38	6.8	3.2	2.3	89.3	6.7	1.3	1.7	89.5	6.7	1.5	89.5		
66	(*)	20/07/1980	7.2	48.7	7.5	6.5	10.0	10.3	18.5	51	49	3.7	2.3	5.4	95.8	4.1	2.9	2.8	94.5	4.1	2.9	94.5		
67	(*)	26/07/1980	5.9	9.4	2.5	3.8	8.6	45.7	1.9	98	2	8.5	1.2	3.2	95.3	8.3	2.3	2.4	90.9	8.3	2.3	90.9		
68	(*)	28/07/1980	1.6	58.9	14.0	4.2	7.4	6.3	28.7	40	60	1.0	2.7	7.1	95.5	1.1	6.6	0.5	96.0	1.5	3.3	94.0		
69	(*)	17/08/1980	19.0	28.9	3.0	9.6	21.8	37.7	11.3	50	50	6.9	1.5	2.7	97.6	5.2	2.3	2.3	92.4	5.2	2.2	92.4		
70	(*)	31/08/1980	14.2	17.7	4.0	4.4	10.0	28.2	5.7	61	39	4.8	3.3	3.3	98.5	5.1	1.6	2.1	99.0	5.1	1.8	99.0		
71	(*)	08/09/1980	8.4	10.2	3.5	2.9	4.8	23.5	2.0	100	0	6.5	4.8	3.6	90.1	18.0	2.9	0.6	88.9	5.6	1.7	84.5		
72	(*)	14/09/1980	5.7	15.2	6.0	2.5	4.8	15.8	3.9	79	21	2.9	3.2	5.4	95.7	3.3	1.4	4.1	95.2	3.3	2.6	93.8		
73	(*)	28/09/1980	13.2	16.3	6.5	2.5	5.2	16.0	3.2	100	0	5.5	1.4	6.0	95.6	12.1	5.5	1.6	95.0	6.7	3.3	93.0		
74	(*)	08/10/1980	10.0	12.9	5.0	2.6	8.0	31.0	3.1	81	19	7.0	1.3	3.4	99.0	6.4	2.6	2.3	98.6	6.5	2.5	98.6		
75		18/10/1980	10.3	7.8	2.5	3.1	10.2	65.4	1.5	100	0	18.0	1.7	24.7	48.9	22.2	26.8	0.8	46.5	26.5	12.0	0.0		
76	(*)	21/10/1980	2.5	10.6	5.0	2.1	3.6	17.0	2.1	100	0	5.0	0.7	2.2	94.4	5.0	2.6	2.6	89.7	5.0	2.6	89.7		
77	(*)	27/10/1980	5.4	30.4	11.0	2.8	12.6	20.7	11.2	53	47	2.0	3.2	2.2	93.7	2.0	1.1	1.9	93.8	2.0	1.5	93.7		
78		06/11/1980	10.1	20.3	9.5	2.1	5.6	13.8	4.0	100	0	5.6	1.3	4.7	89.2	6.3	2.8	2.8	88.2	6.7	2.8	88.2		
79	(*)	08/11/1980	1.9	29.3	13.0	2.3	3.8	6.5	8.6	67	33	2.0	1.3	9.9	94.8	2.0	6.0	4.6	93.4	2.0	5.3	93.3		
80	(*)	19/11/1980	9.9	12.7	6.0	2.1	5.6	22.0	2.5	100	0	10.0	1.3	4.7	92.7	8.2	2.8	2.8	91.0	8.2	2.8	91.0		
81		22/11/1980	3.3	8.7	3.0	2.9	8.6	49.4	1.7	100	0	9.1	1.7	10.2	60.2	13.2	11.9	0.7	58.6	14.8	4.3	20.2		
82		29/11/1980	6.6	13.6	5.5	2.5	5.2	19.1	2.7	100	0	7.4	1.0	5.3	93.2	11.6	3.6	3.0	92.6	5.5	3.3	92.6		
83	(*)	30/11/1980	1.0	22.2	4.5	4.9	19.4	43.7	6.6	65	35	8.5	2.8	2.6	96.8	8.6	1.7	1.7	95.4	8.6	1.7	95.4		
84-85		02/12/1980	1.3	61.0	14.5	4.2	13.6	11.1	23.5	50	50	2.6	0.9	6.2	77.2	2.9	1.5	4.5	75.5	2.9	2.8	73.9		
86		04/12/1980	1.5	4.0	2.5	1.6	5.4	67.5	0.8	100	0	8.5	2.0	17.0	42.5	36.5	16.9	0.6	41.4					
87		04/12/1980	0.6	16.1	13.0	1.2	2.6	8.1	3.2	100	0	5.0	1.6	5.0	65.6	5.0	1.1	4.8	67.8					
88		09/12/1980	4.3	23.3	10.0	2.3	7.0	15.0	5.2	88	12	5.1	1.6	3.3	82.9	4.9	2.2	2.4	85.1	4.8	2.3	85.3		
89	(*)	11/12/1980	1.6	28.5	3.5	8.1	24.0	42.1	16.3	34	66	0.0	2.5	2.3	97.3	0.0	1.5	1.7	94.5	0.0	1.6	94.5		
90	(*)	14/12/1980	2.1	12.7	1.0	12.7	23.8	93.7	7.1	35	65	0.4	1.7	4.0	95.6	0.0	2.9	2.7	94.3	0.0	2.8	94.3		
91	(*)	18/12/1980	4.6	12.7	4.0	3.2	6.8	26.8	3.1	80	20	4.7	1.0	4.0	97.9	4.3	3.1	3.1	92.6	4.3	3.1	92.6		
92	(*)	27/12/1980	8.6	8.8	4.5	2.0	3.6	20.5	1.7	100	0	3.1	1.3	2.2	95.8	5.2	1.6	1.9	92.8	27.8	1.7	92.8		
93		06/01/1981	10.0	8.0	2.0	4.0	12.2	76.3	3.0	53	47	33.6	0.7	4.8	69.8	25.3	2.6	6.1	74.6					
94	(*)	22/06/1981	15.3	20.2	7.5	2.7	6.6	16.3	5.1	77	23	3.6	3.5	5.7	90.6	4.0	0.6	5.0	89.0	4.3	2.6	83.0		

SIMULATIONS DES CRUES A IPIRANGA - BASSIN DU DILUVIO

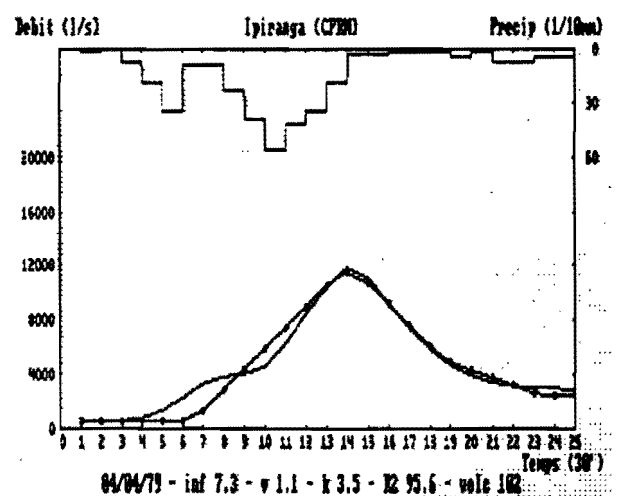
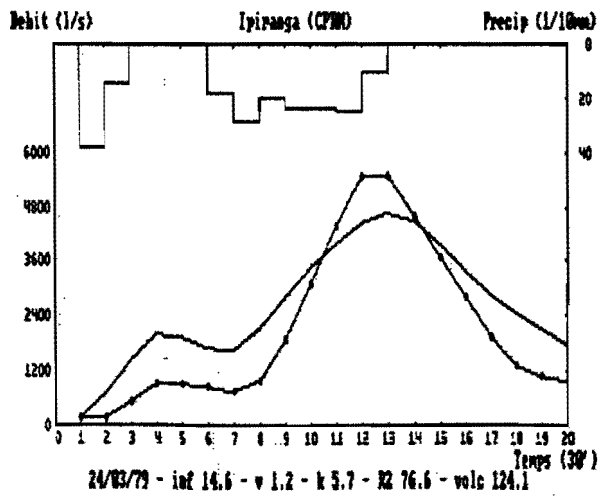
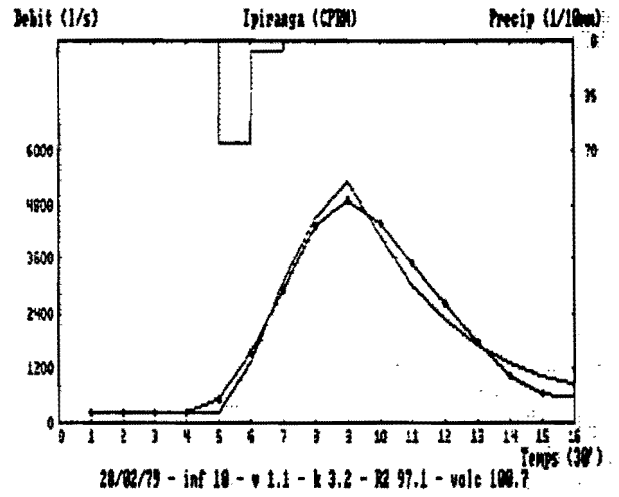
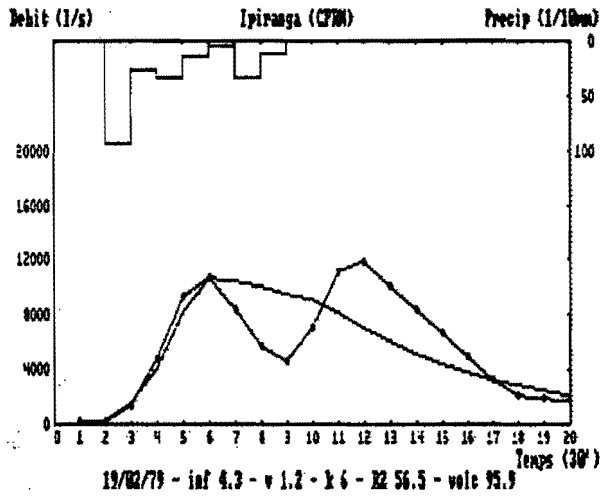
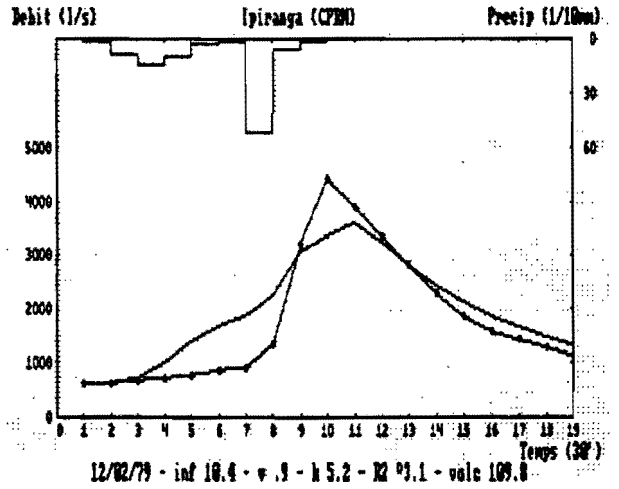
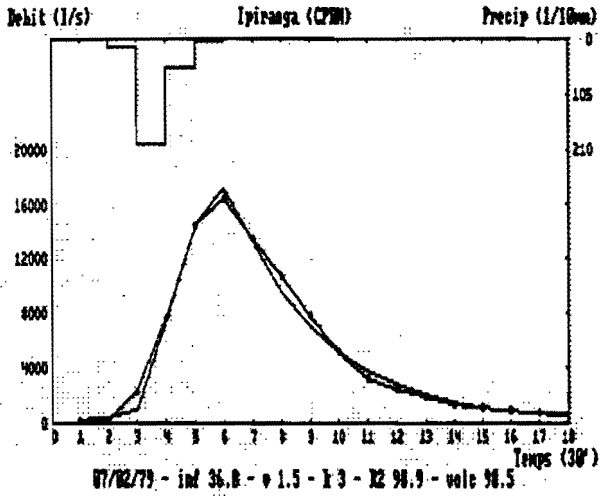
Crues			Carac. des précipitations					Simulations MR							Simulations RLSK1K2				Simul. RLS2K						
No.	Sél.	Date	Tsec (jrs)	P (mm)	Durée (h)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)	Vol (%)	Pnet (mm)	Ori (%)	Ur (%)	Ori (%)	Ru (%)	INF (mm/h)	v0 (m/s)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K1 (30 mn)	K (30 mn)	R2 (%)	INF (mm/h)	K (30 mn)	R2 (%)	
95-96		11/07/1981	18.1	36.9	9.5	3.9	20.6	27.9	13.1	55	45	3.0	3.7	11.2	89.0	2.9	11.0	0.5	88.8	4.8	4.3	77.0			
97	(*)	16/07/1981	4.8	12.1	4.0	3.0	5.8	24.0	3.3	73	27	3.4	1.9	3.9	89.1	2.7	0.7	6.3	95.6	3.2	2.7	87.3			
98		20/07/1981	3.6	18.4	9.5	1.9	3.6	9.8	3.6	100	0	5.0	0.6	2.1	25.2	5.0	2.7	2.7	18.8	5.0	2.7	18.8			
99		26/08/1981	36.6	25.0	9.0	2.8	8.2	16.4	9.9	50	51	1.5	18.5	5.0	84.6	1.5	5.0	0.1	84.8	1.9	2.2	81.3			
100	(*)	01/09/1981	5.7	16.0	7.5	2.1	8.4	26.2	6.1	51	49	1.2	3.0	7.9	97.9	1.5	4.0	3.3	98.0	1.5	3.7	98.0			
101	(*)	11/09/1981	9.4	10.5	1.0	10.5	14.4	68.6	4.4	47	53	4.5	3.3	7.2	95.9	5.5	5.7	1.4	94.4	5.8	3.2	90.0			
102-104		12/09/1981	1.6	87.8	35.5	2.5	8.4	4.8	50.5	34	66	0.0	1.5	16.6	67.3	0.0	11.5	2.7	61.8	0.0	8.2	56.8			
105		20/09/1981	5.3	32.9	9.0	3.7	8.8	13.4	19.1	34	66	0.0	1.8	8.8	84.2	0.0	7.6	2.2	82.8	0.0	4.7	80.4			
106	(*)	28/09/1981	8.5	7.4	1.5	4.9	14.2	95.9	2.1	71	29	10.9	1.1	4.8	93.6	11.1	3.1	3.3	82.4	11.1	3.2	82.5			
107		06/11/1981	1.6	31.8	8.0	4.0	16.8	26.4	12.0	51	49	2.5	1.2	2.6	88.8	1.8	2.9	2.8	82.4	1.8	2.9	82.4			
108	(*)	05/12/1981	4.6	19.1	3.0	6.4	30.0	78.5	11.0	34	66	0.0	1.8	3.9	98.2	0.0	2.4	2.6	96.4	0.0	2.5	96.4			
109	(*)	19/12/1981	13.7	14.2	1.5	9.5	23.0	81.0	5.1	56	44	11.3	1.2	3.5	93.7	7.5	3.0	3.0	95.1	7.5	3.0	95.1			
110	(*)	20/12/1981	1.1	15.8	1.5	10.5	28.8	91.1	9.0	34	66	0.0	1.1	4.6	96.9	0.0	3.4	3.5	88.9	0.0	3.5	88.9			
111	(*)	03/02/1982	44.3	70.0	9.5	7.4	34.8	24.9	26.7	51	49	6.7	1.7	4.3	97.9	6.6	2.8	2.7	96.5	6.6	2.8	96.5			

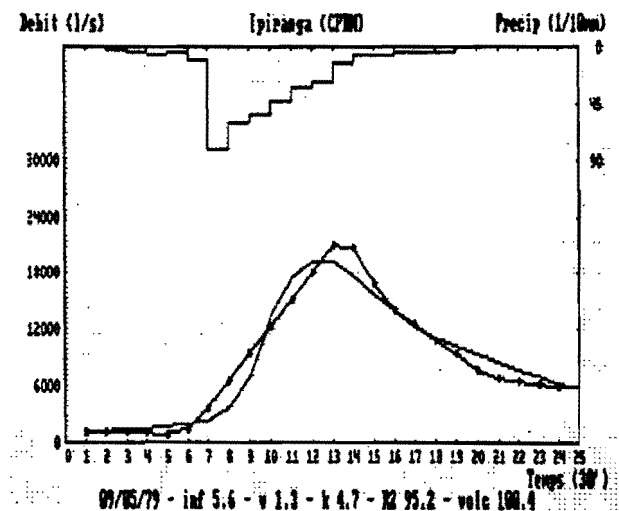
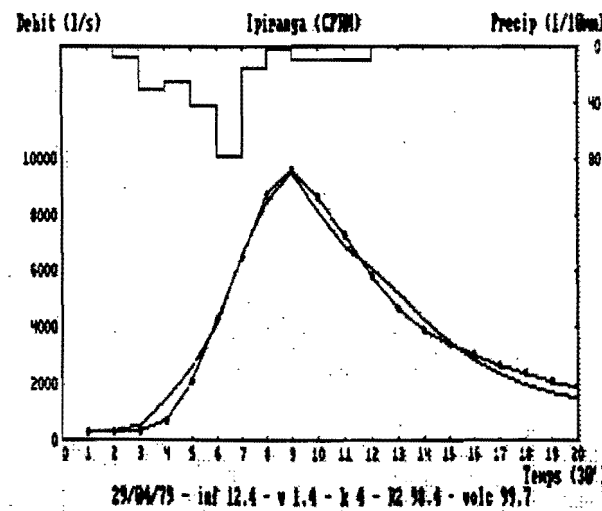
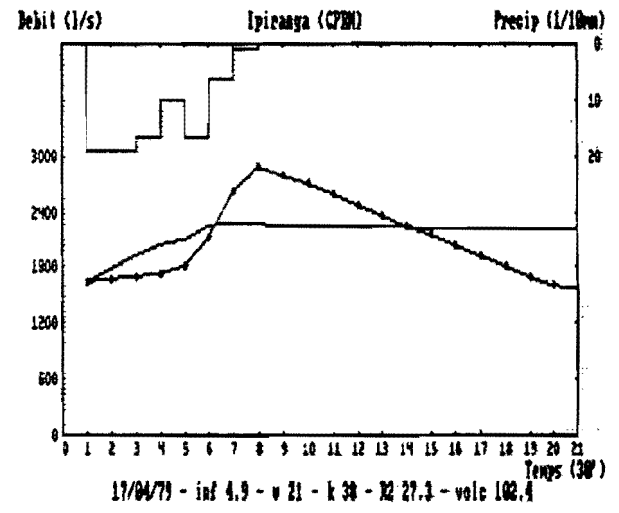
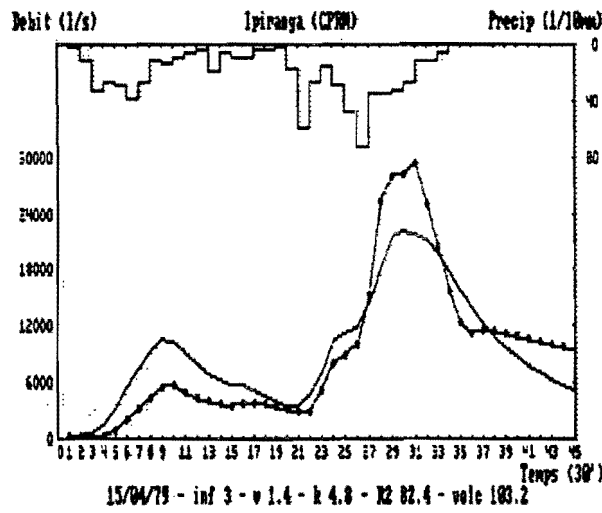
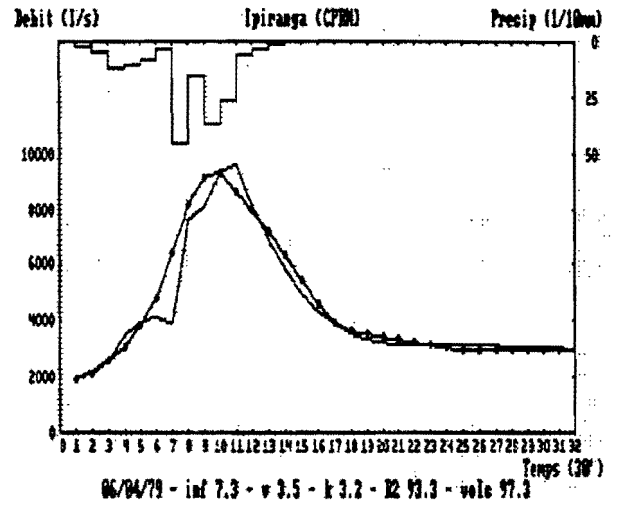
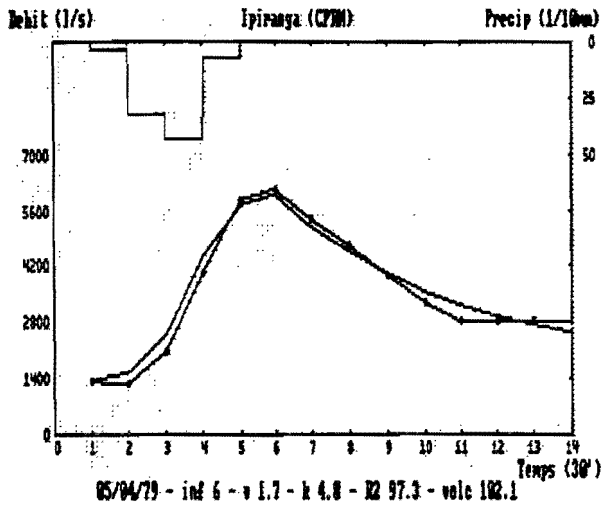
Annexe G

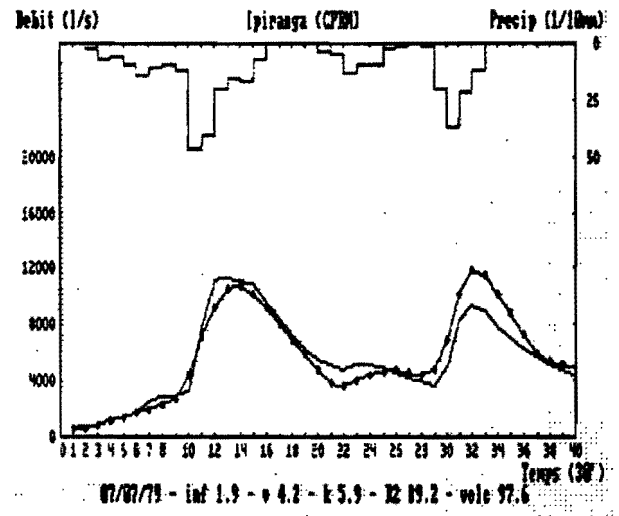
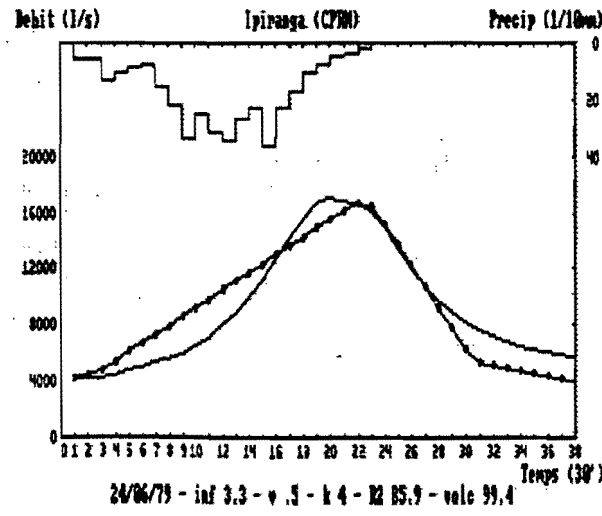
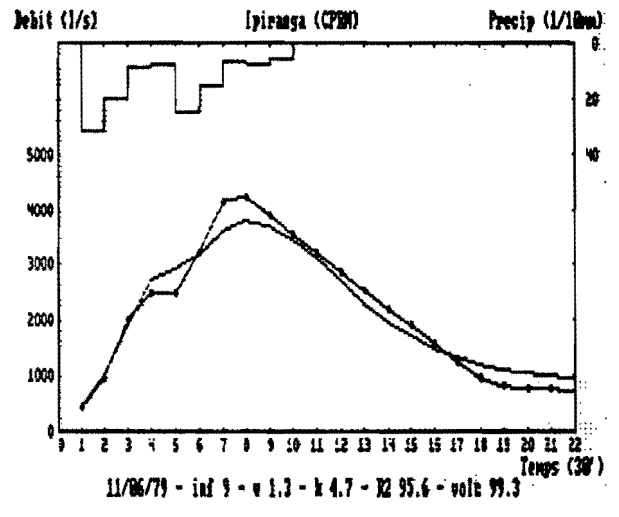
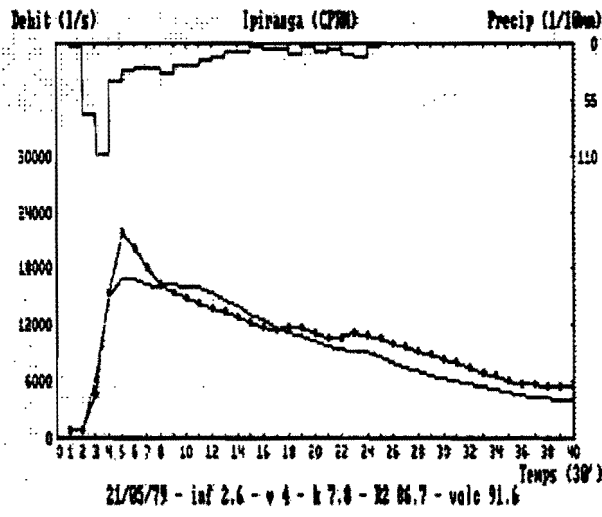
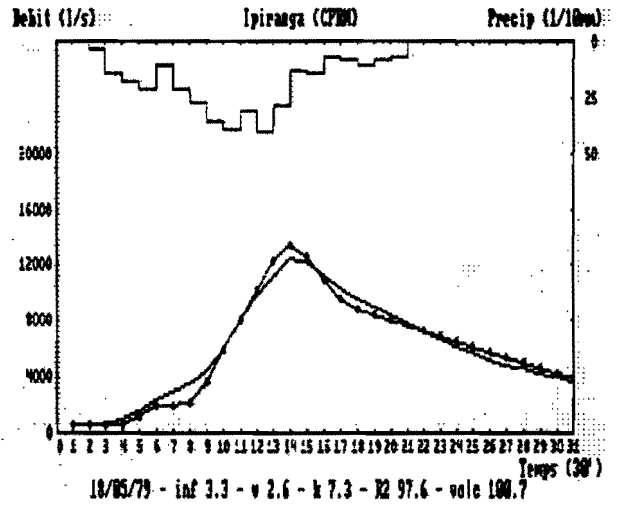
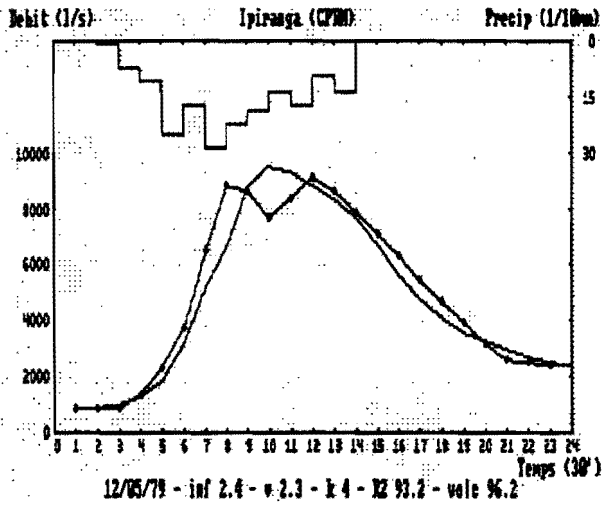
Hydrogrammes ajustés (modèle MR) et observés

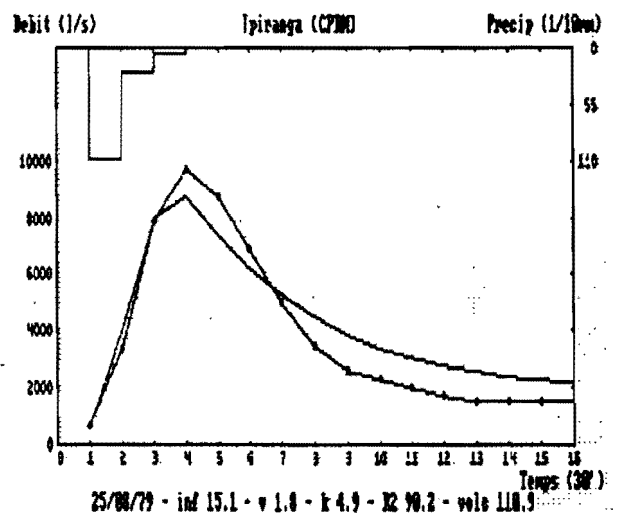
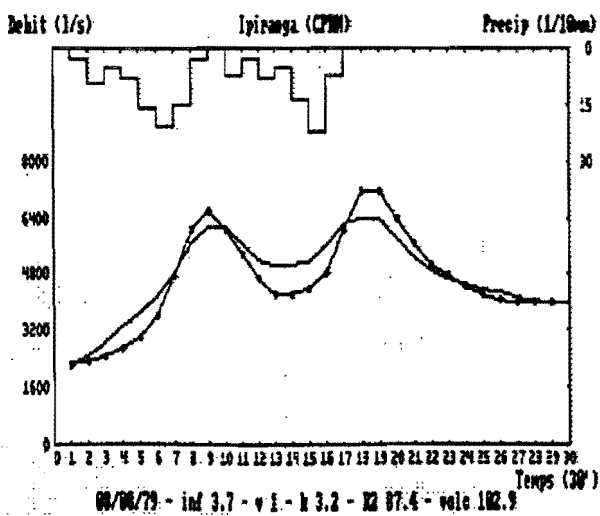
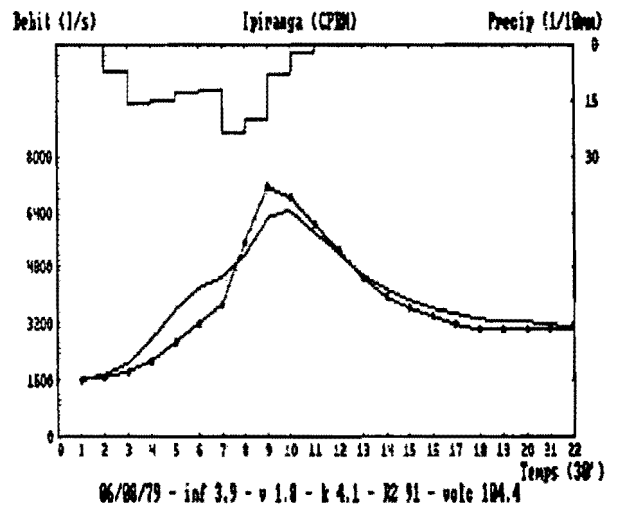
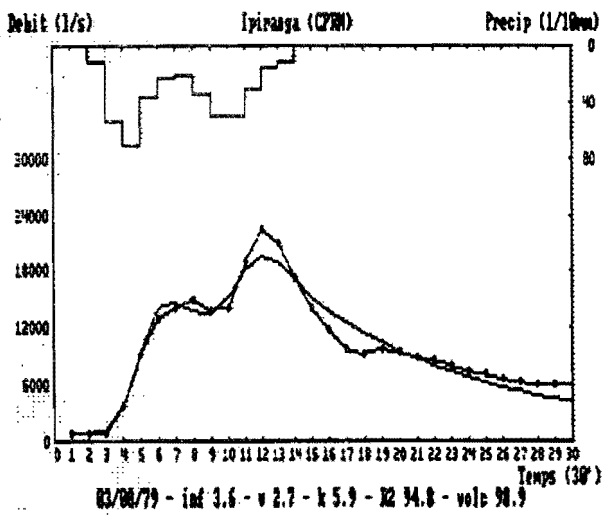
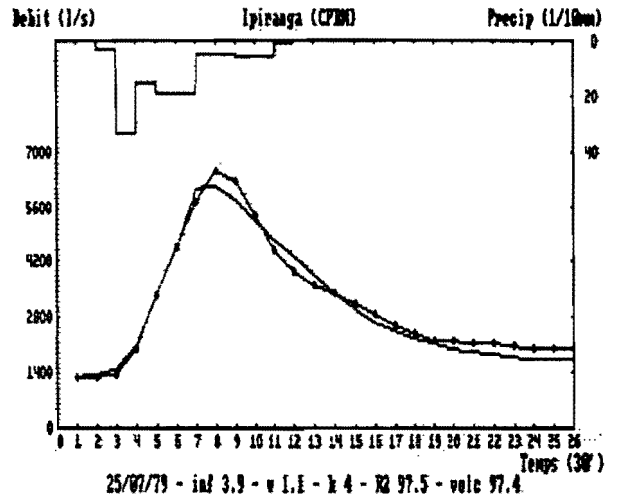
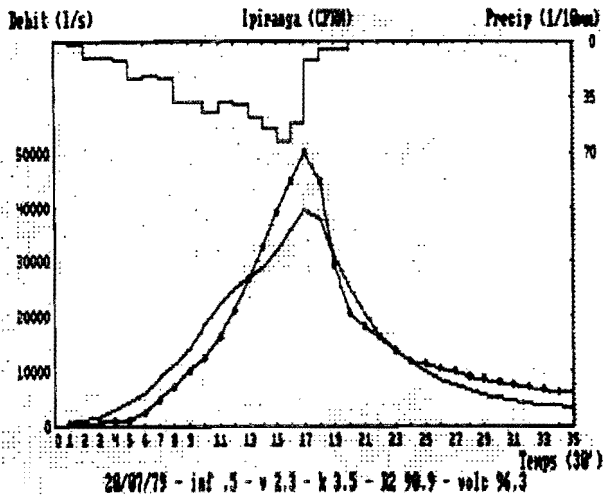
Station Ipiranga CPRM

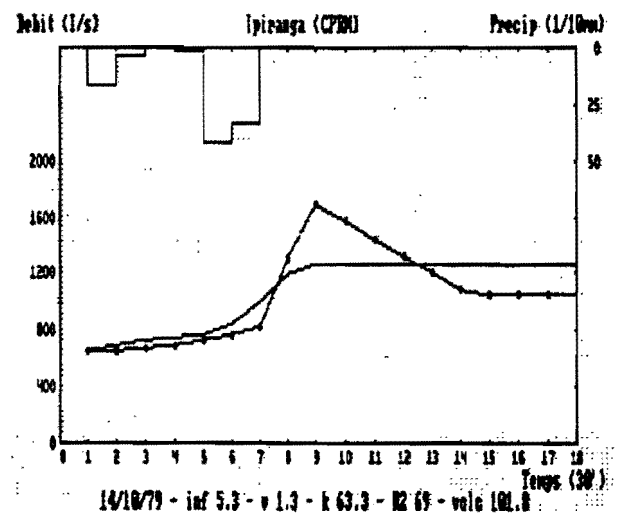
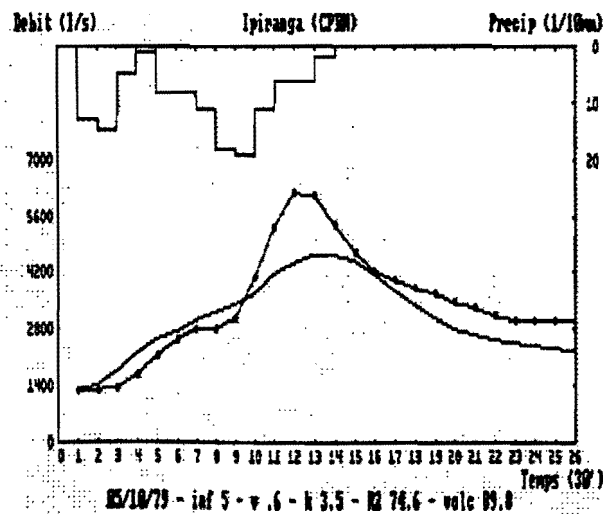
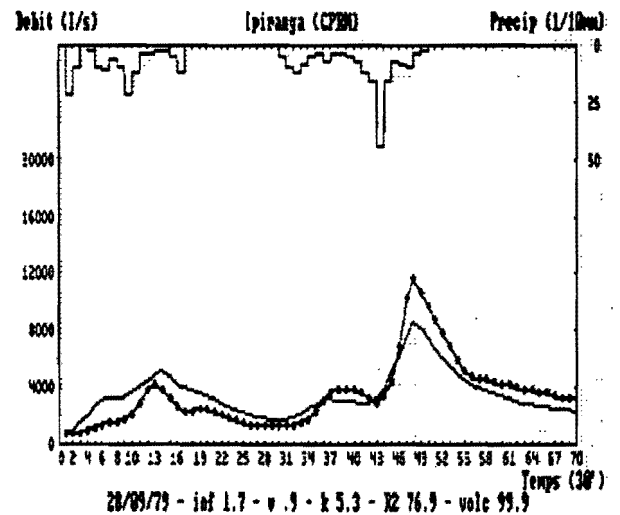
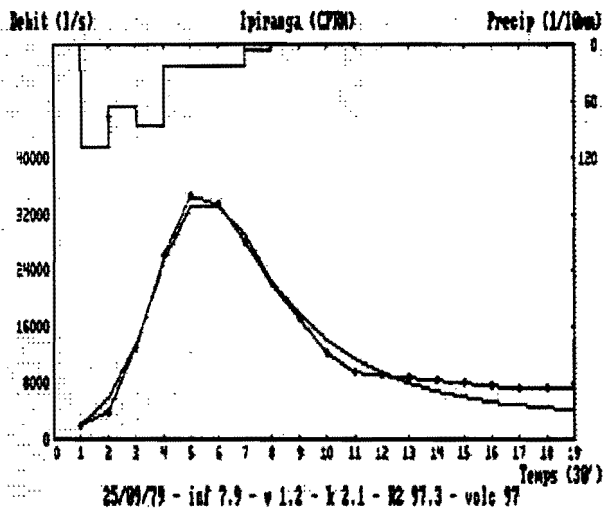
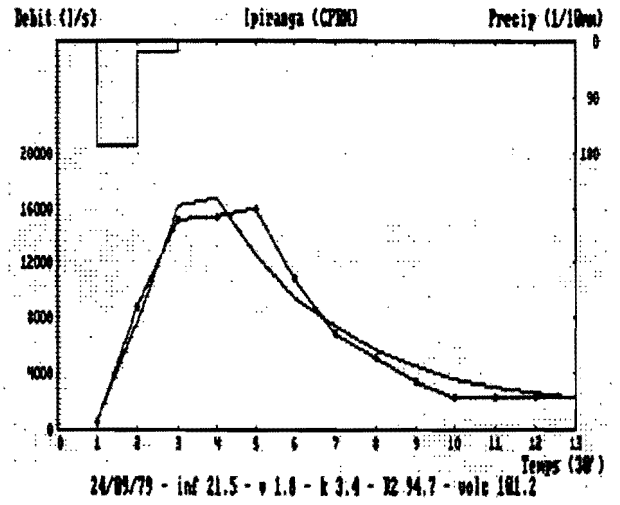
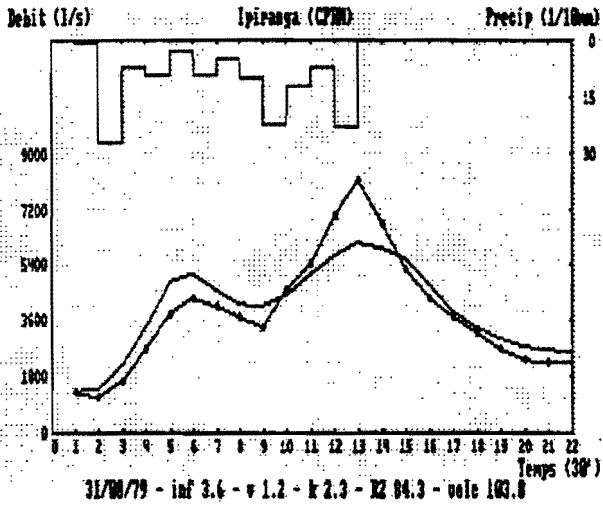
(trait simple : hydrogramme ajusté)

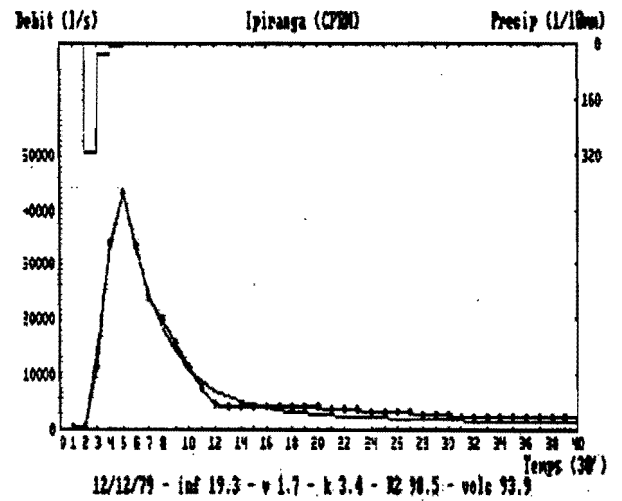
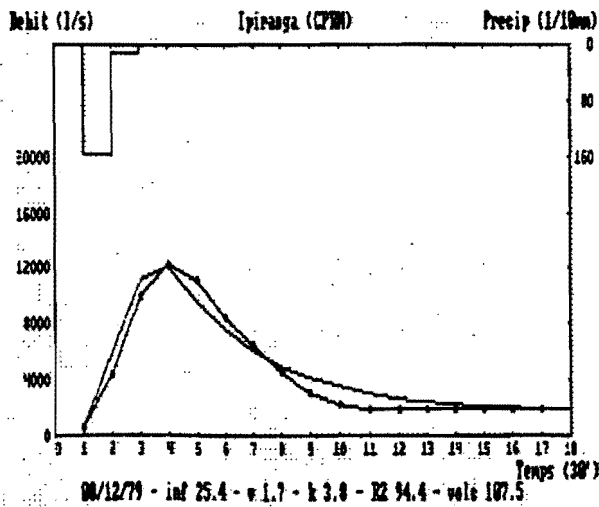
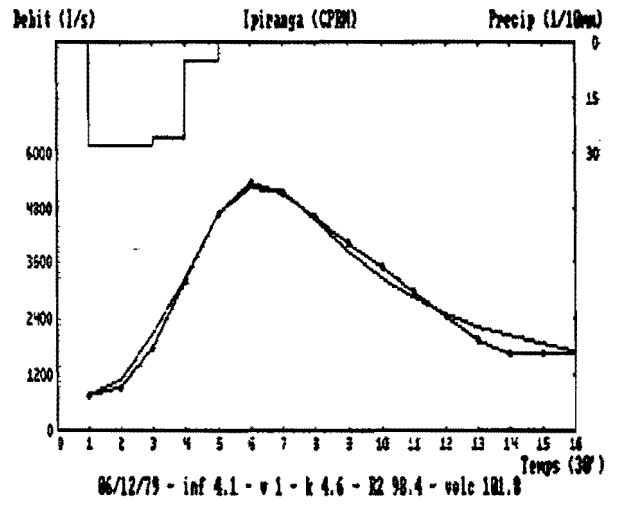
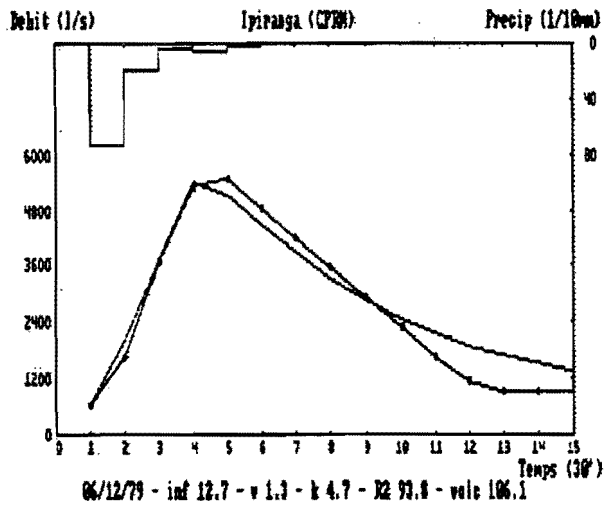
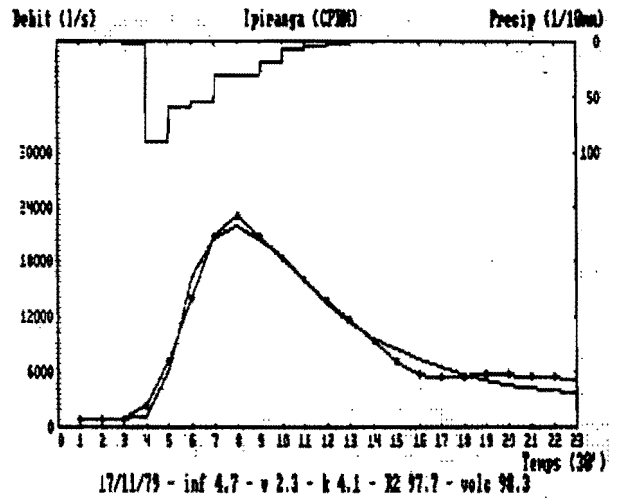
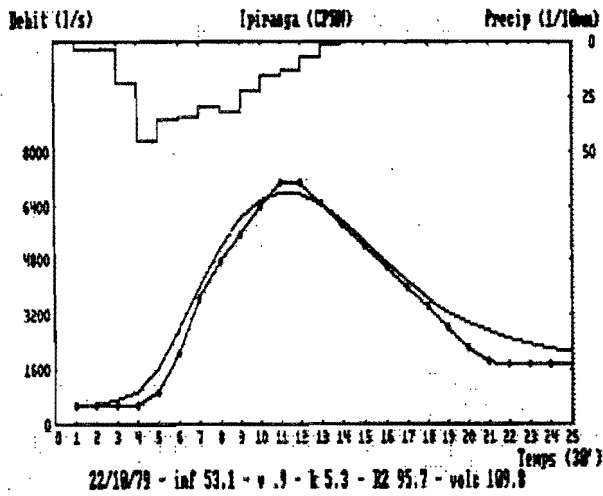




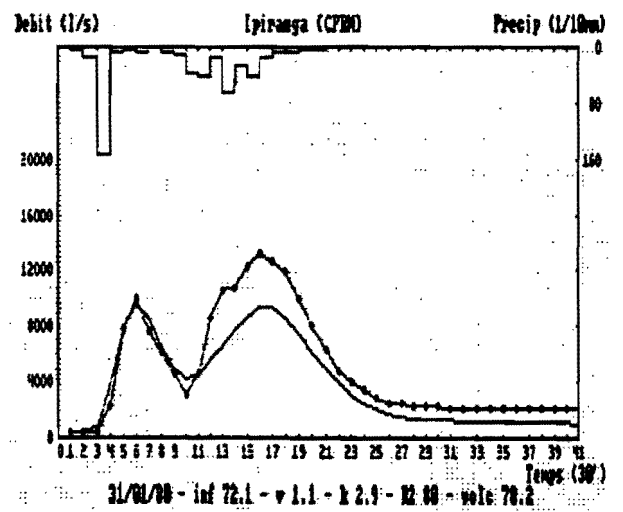
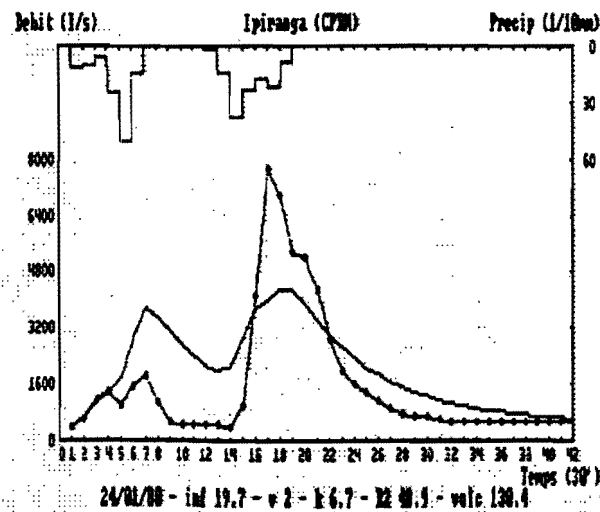
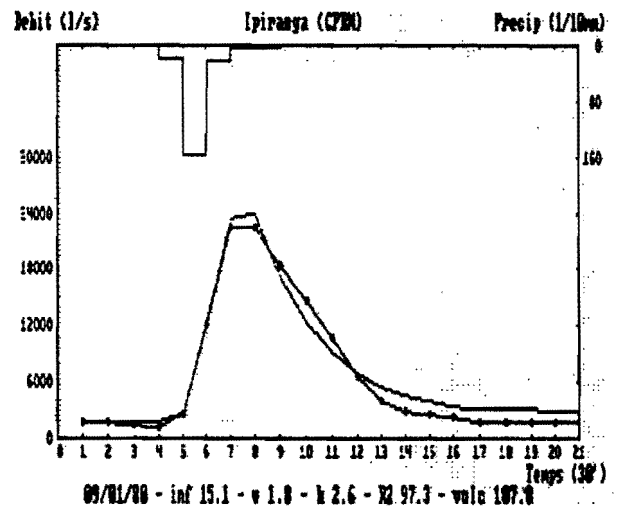
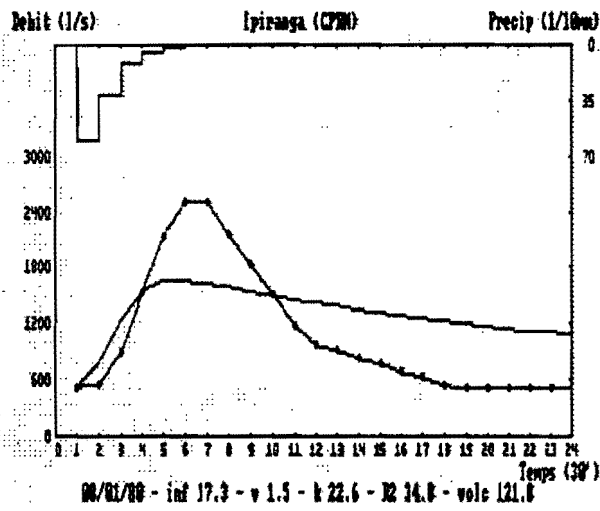
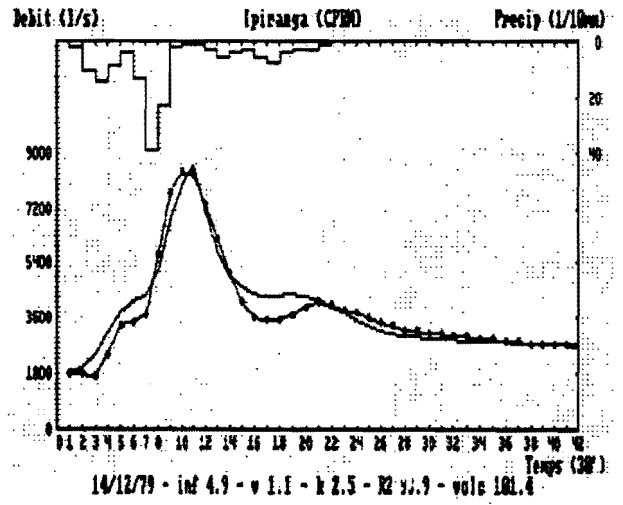
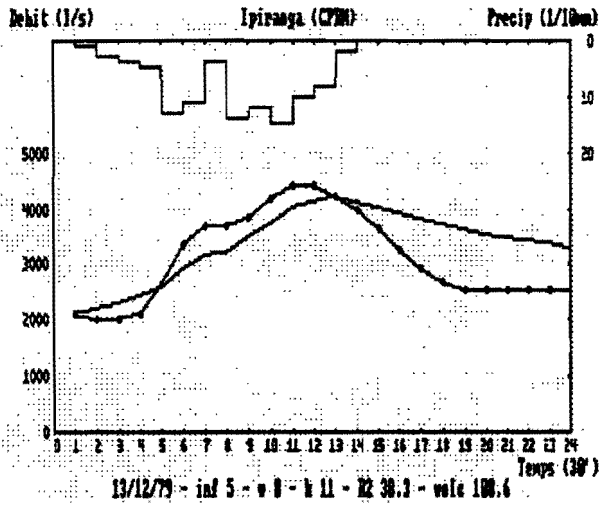


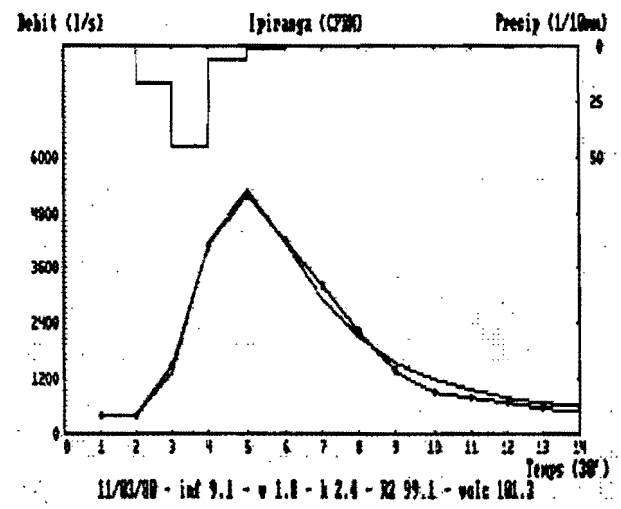
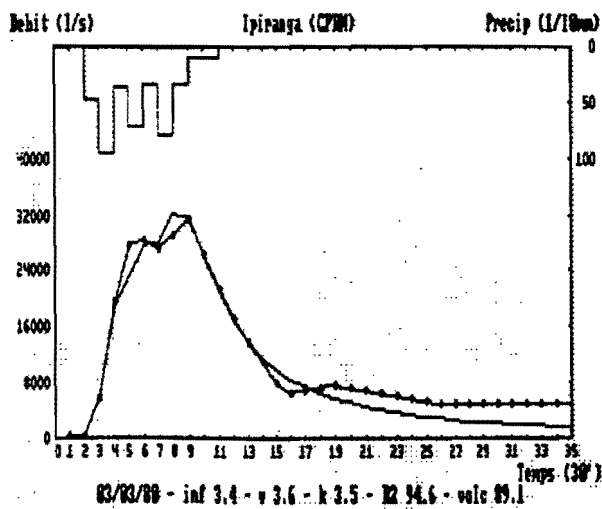
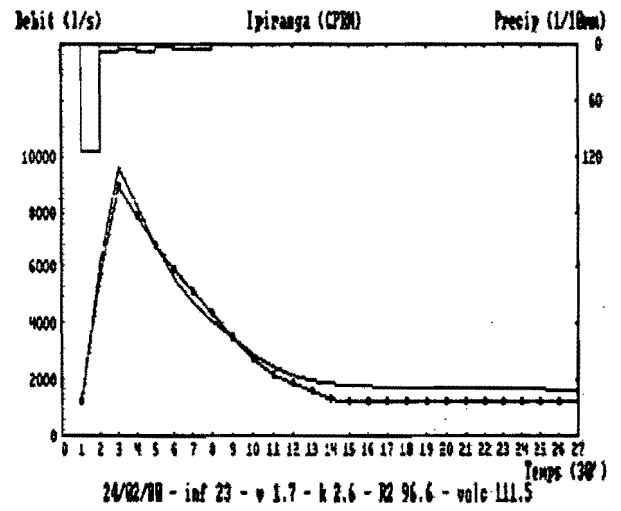
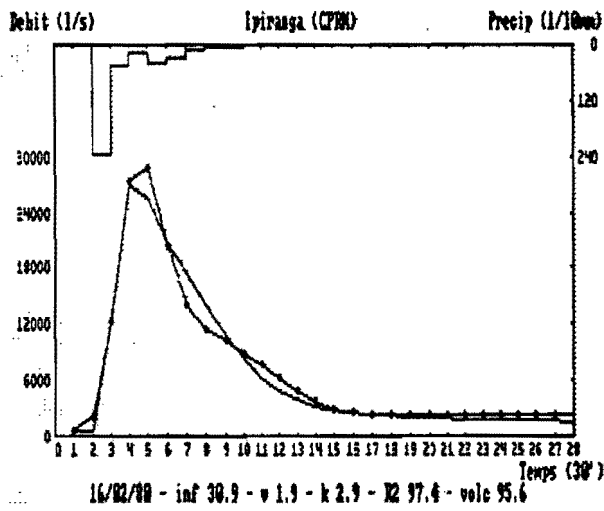
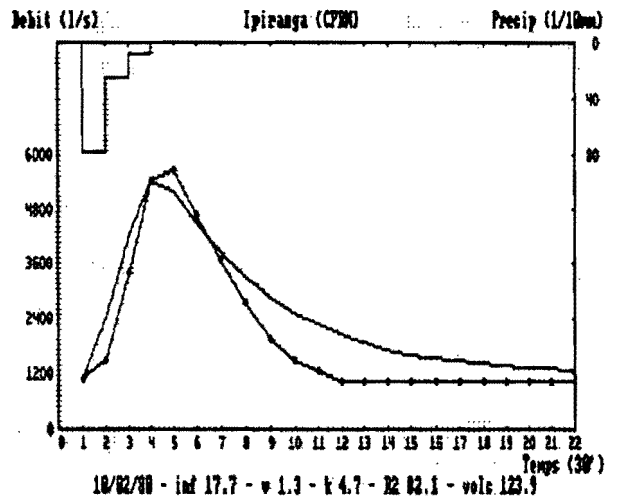
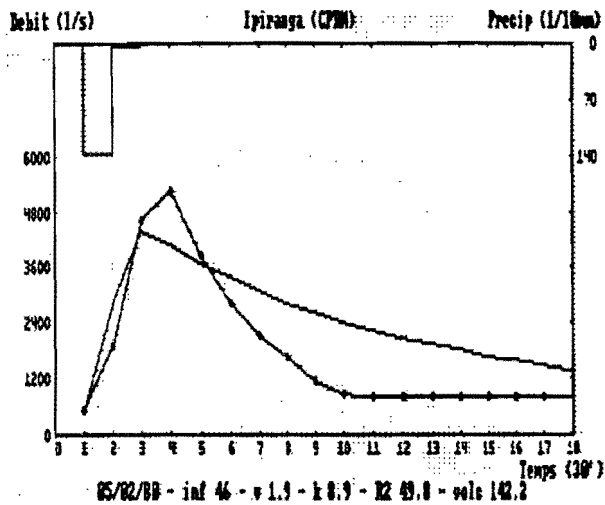


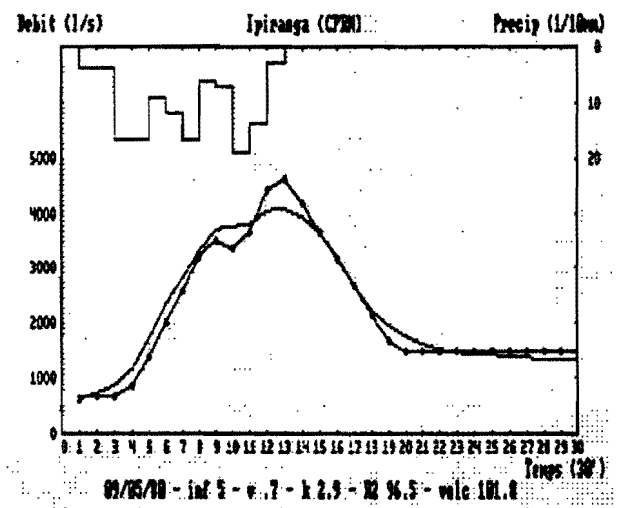
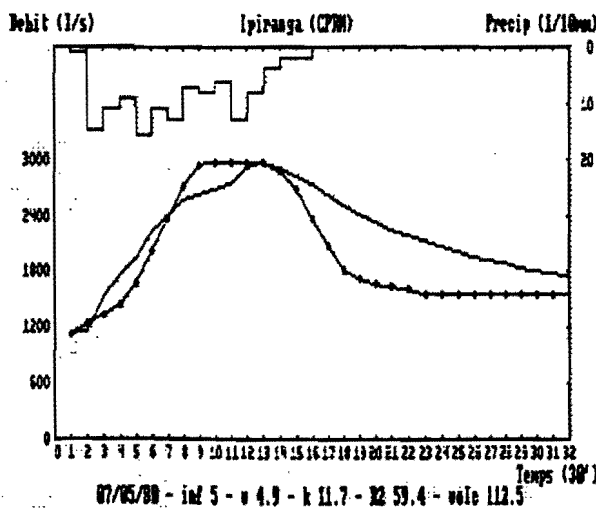
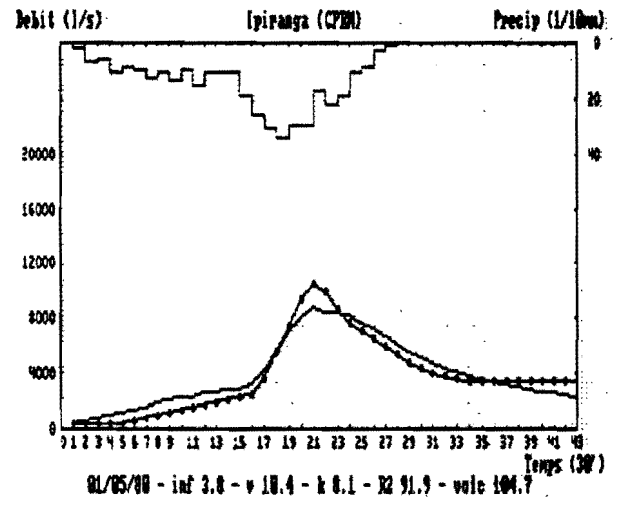
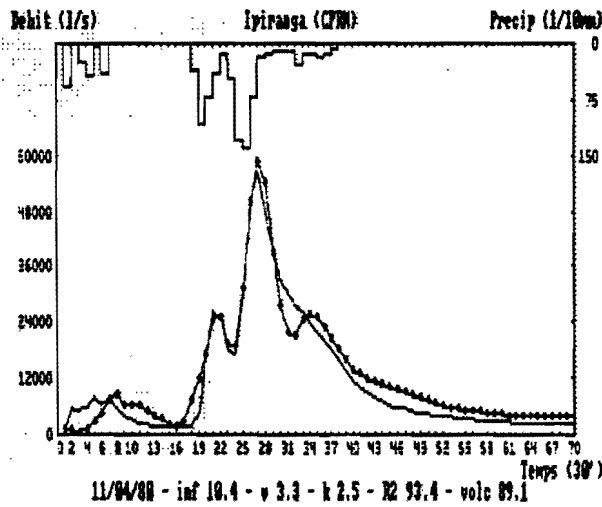
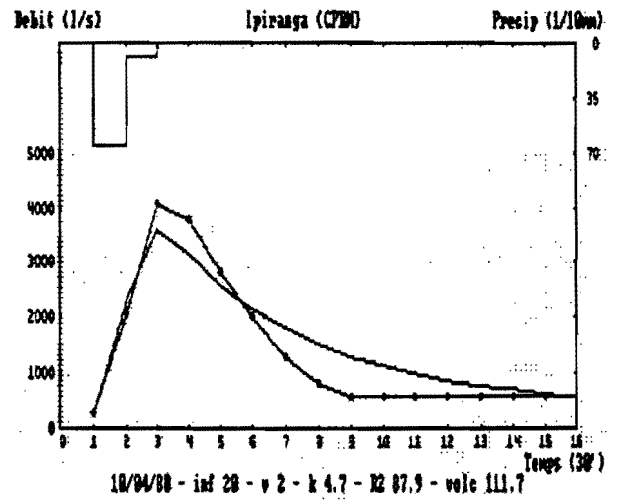
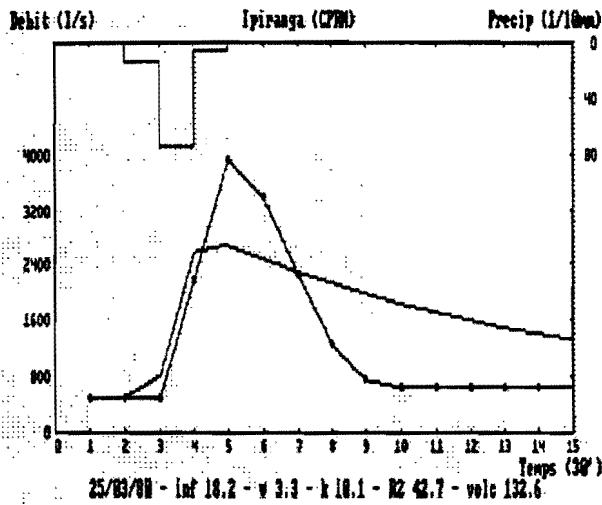


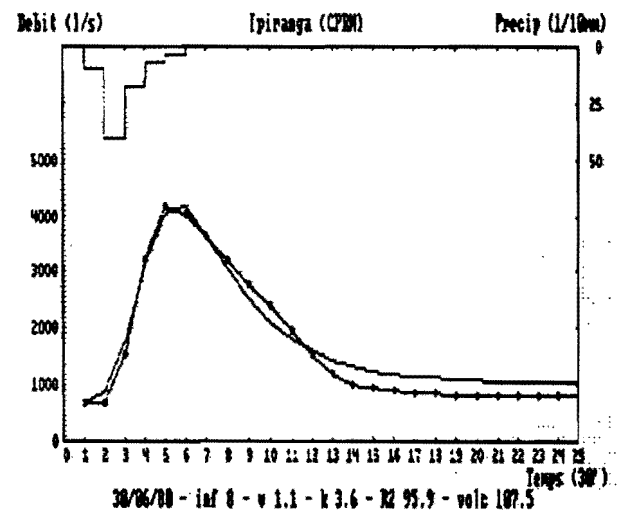
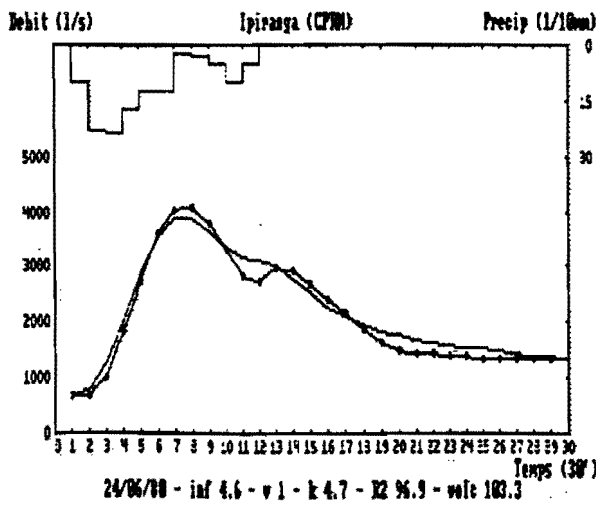
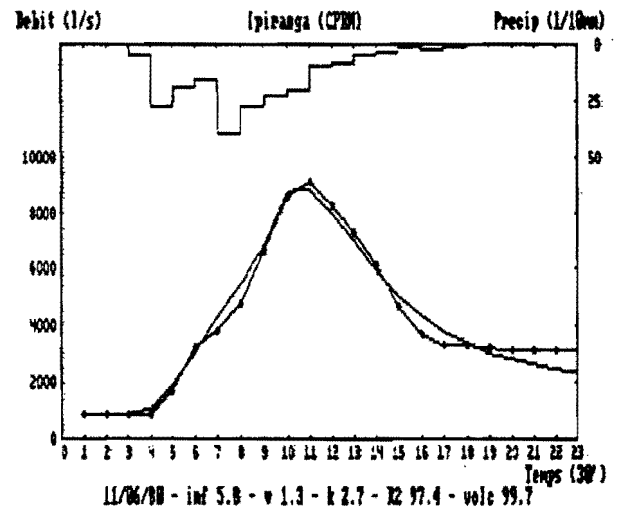
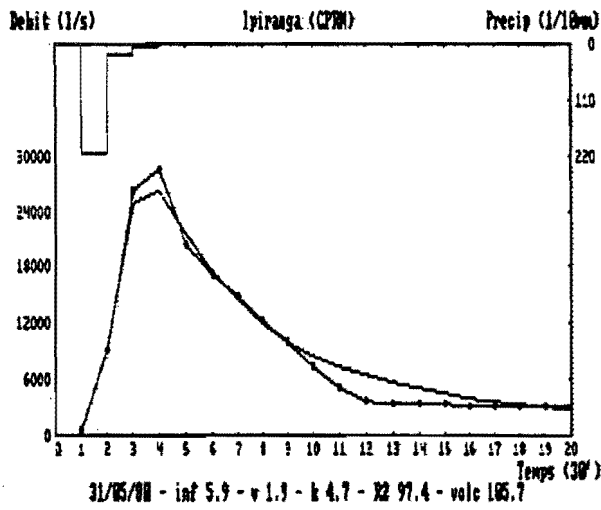
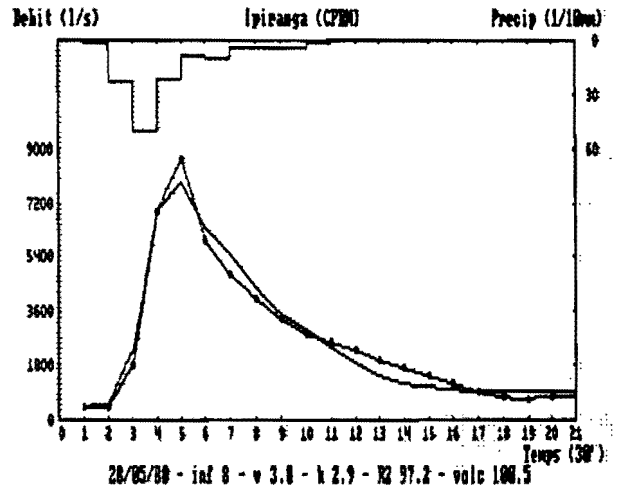
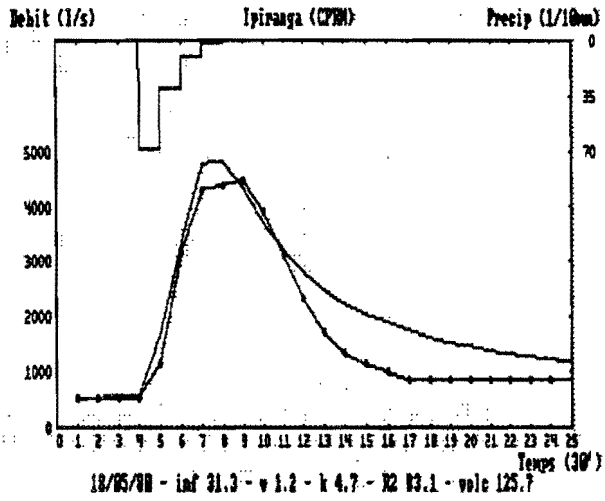


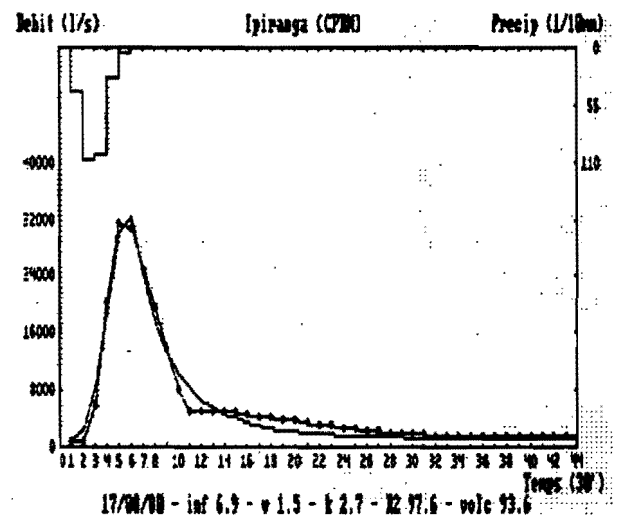
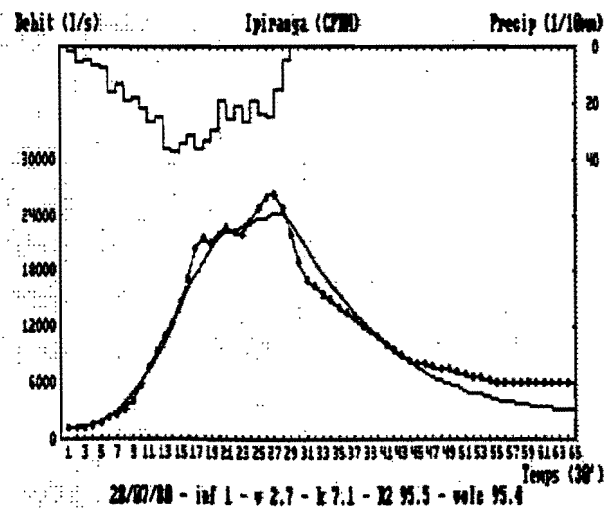
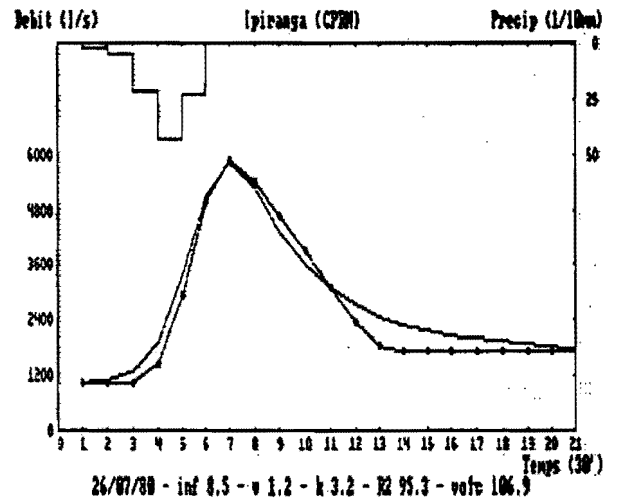
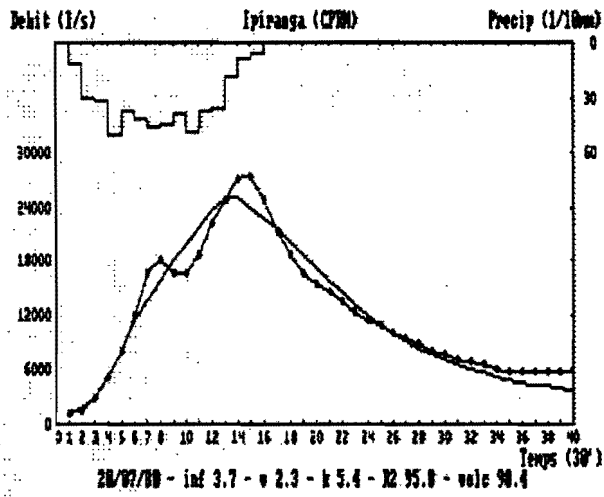
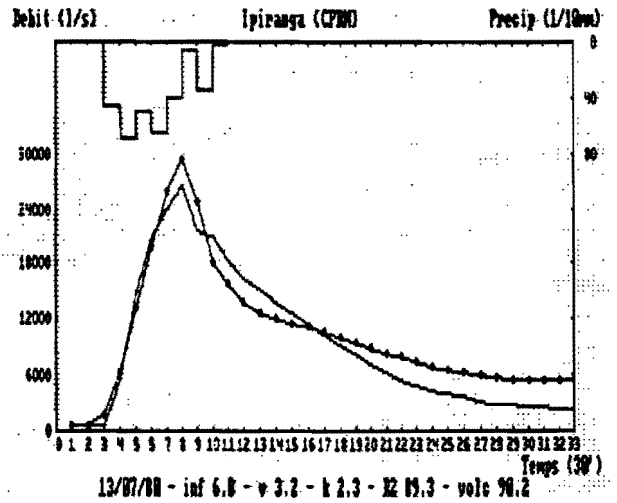
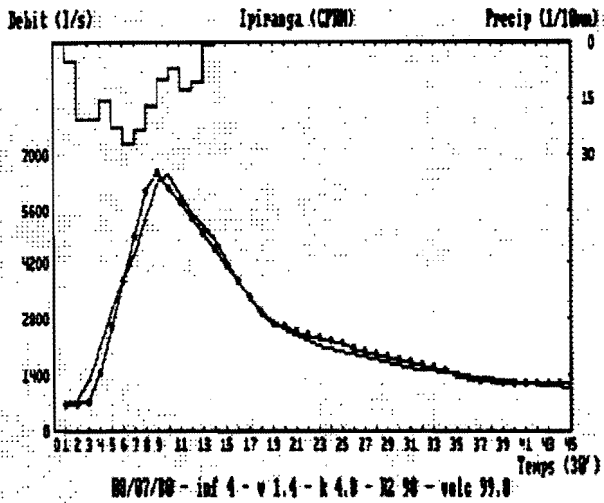
8W

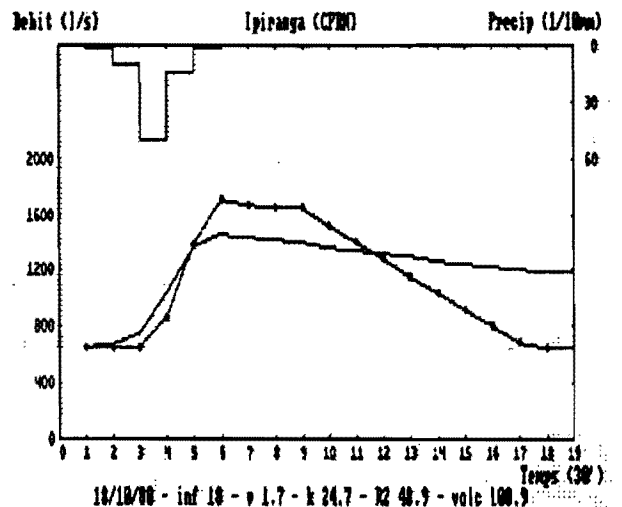
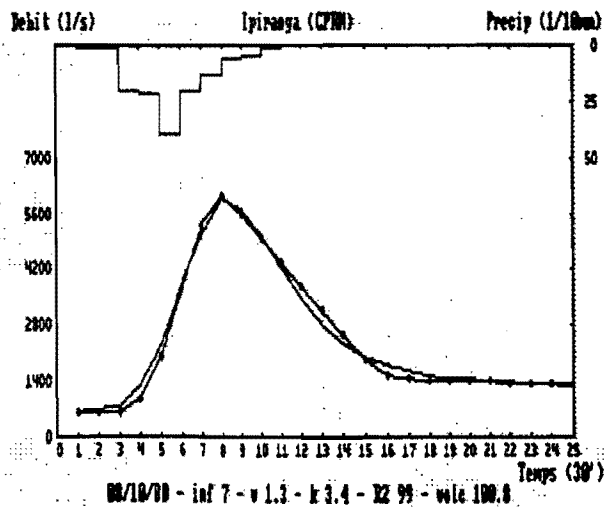
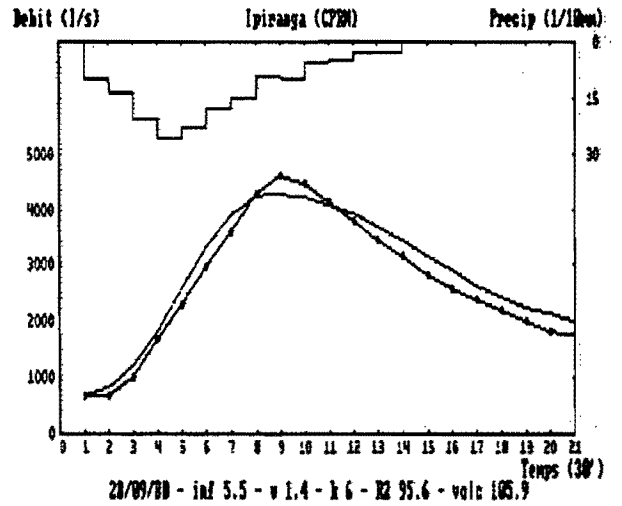
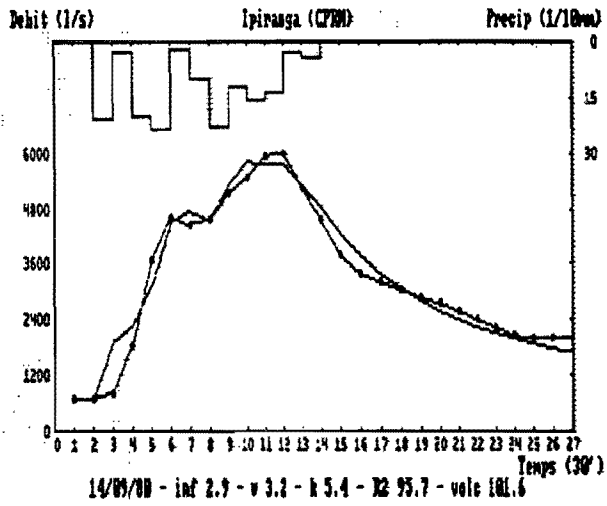
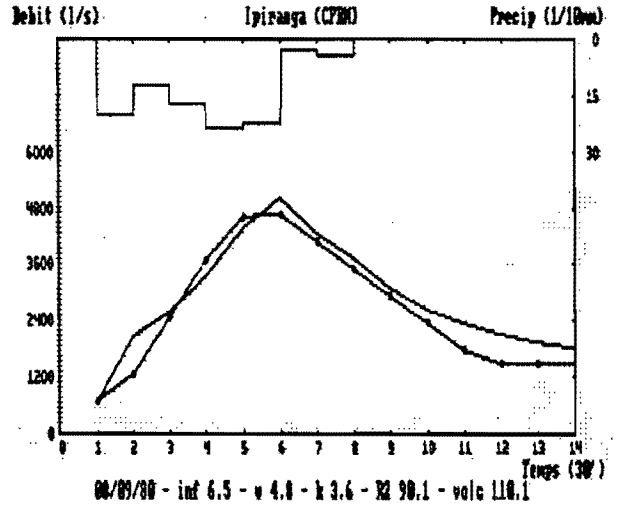
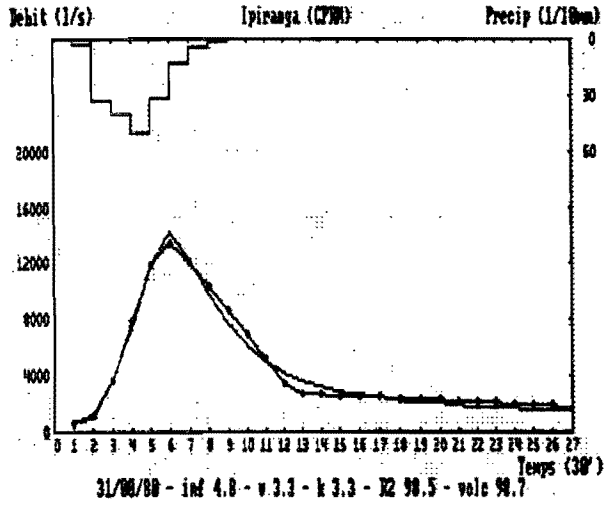


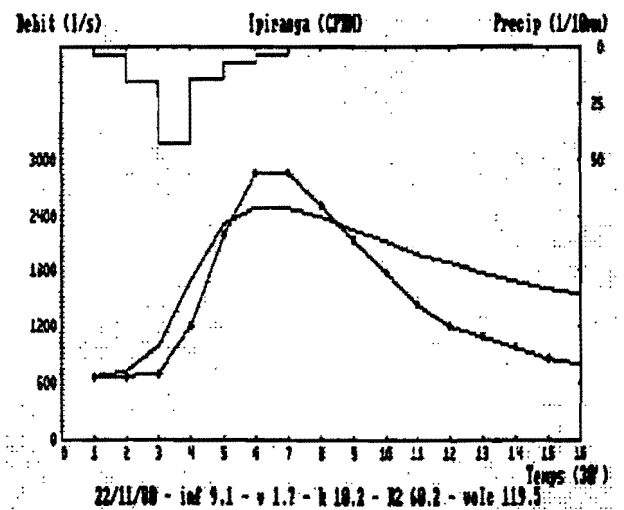
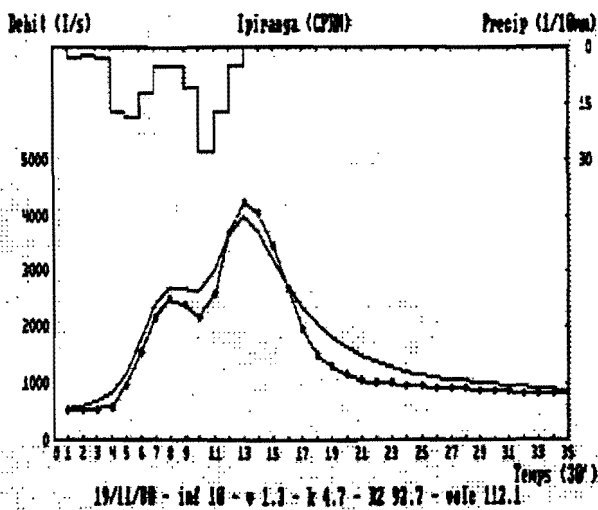
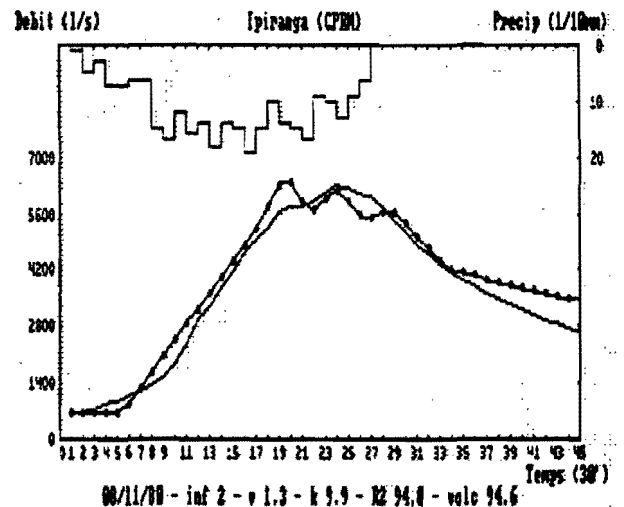
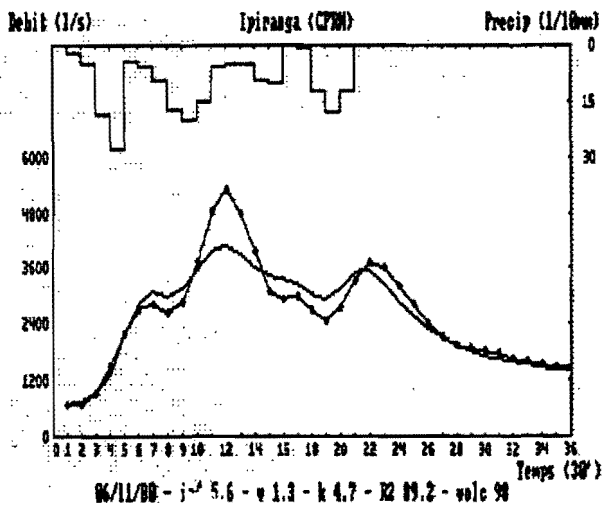
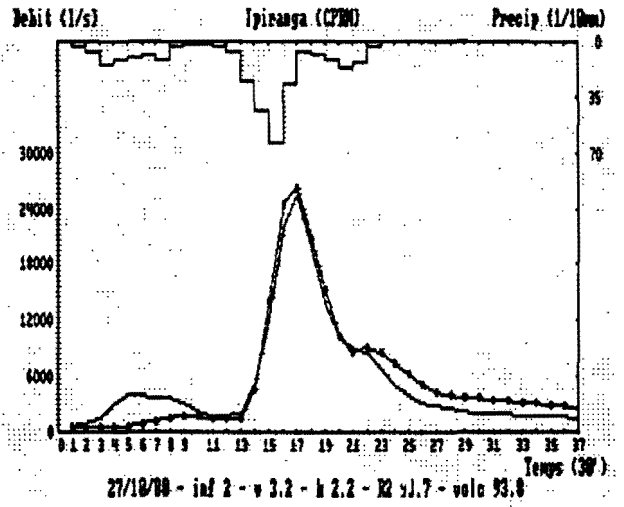
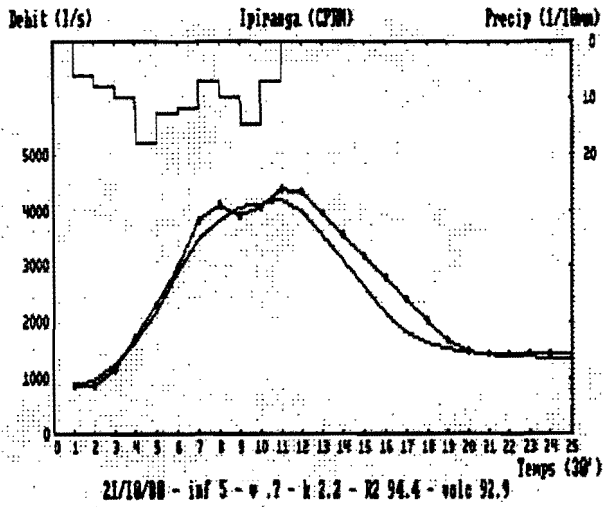


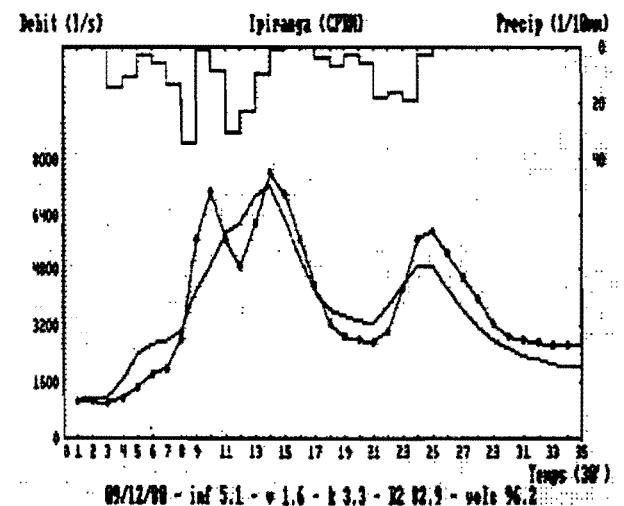
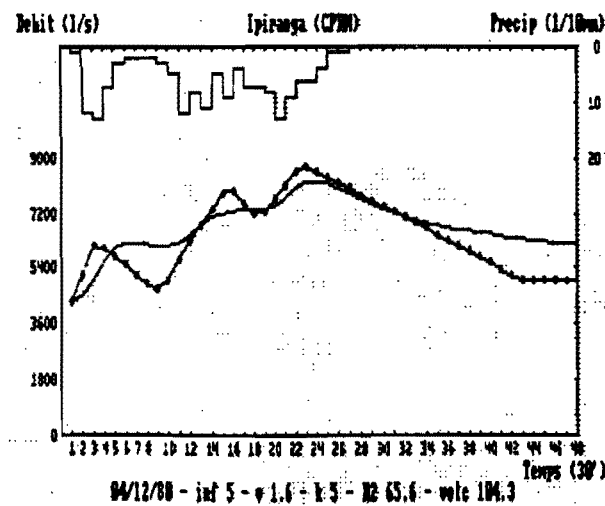
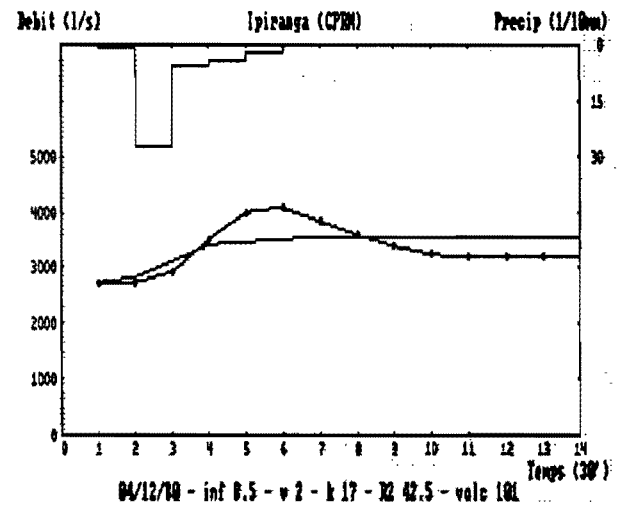
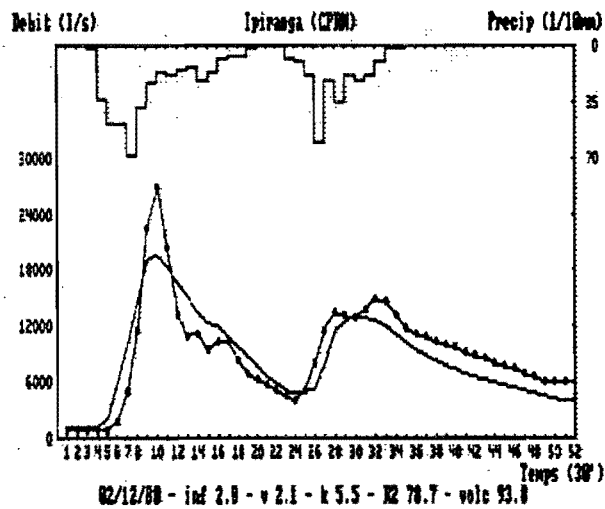
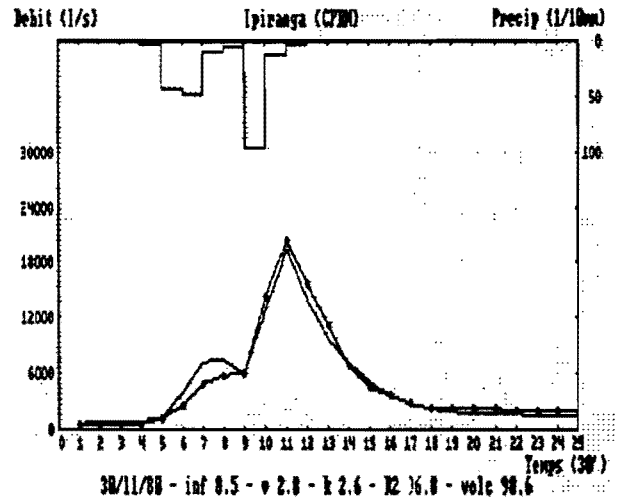
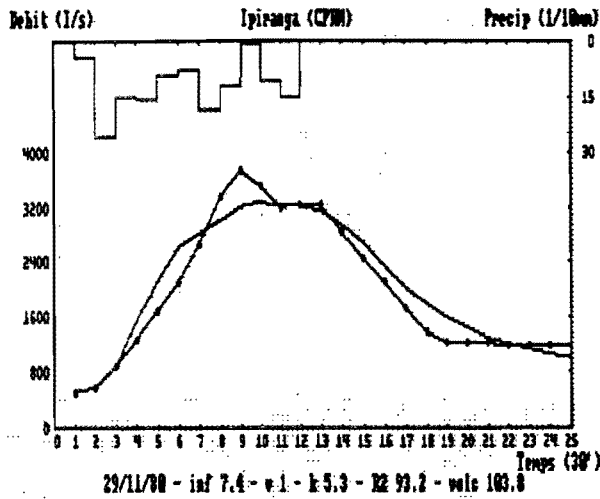


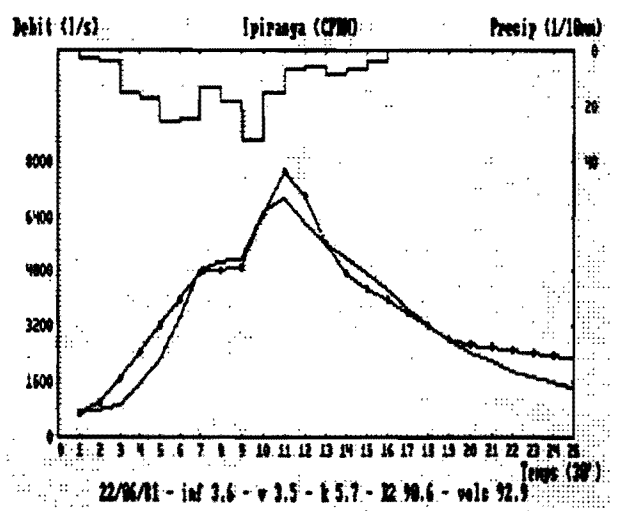
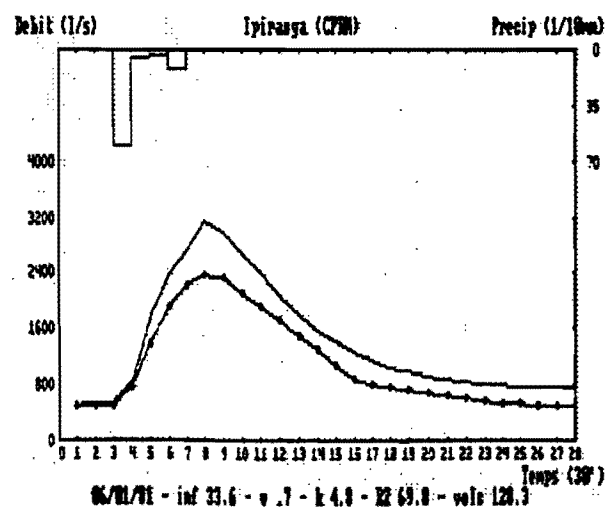
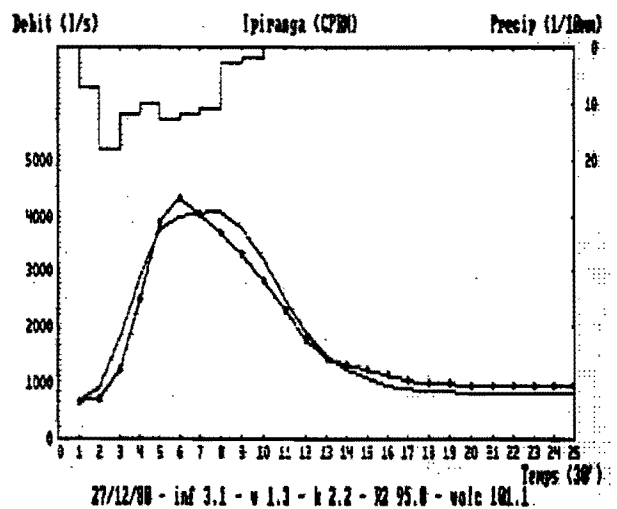
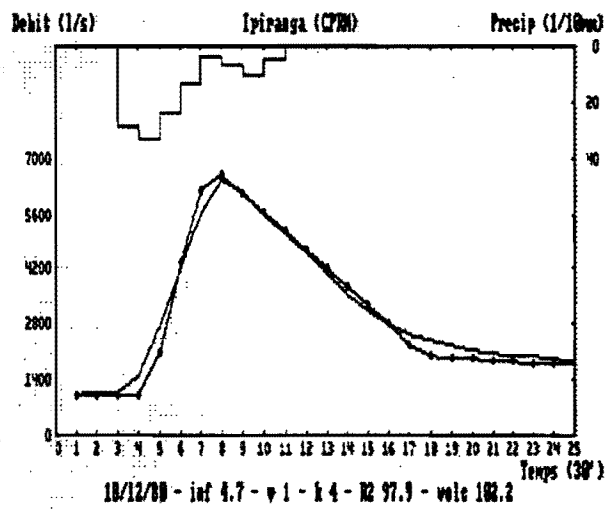
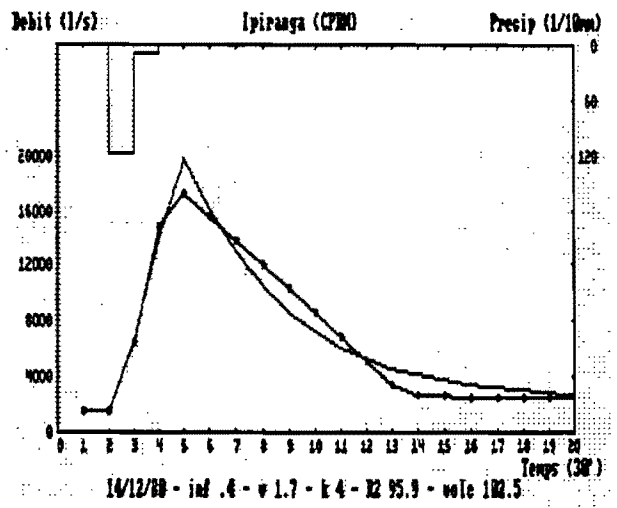
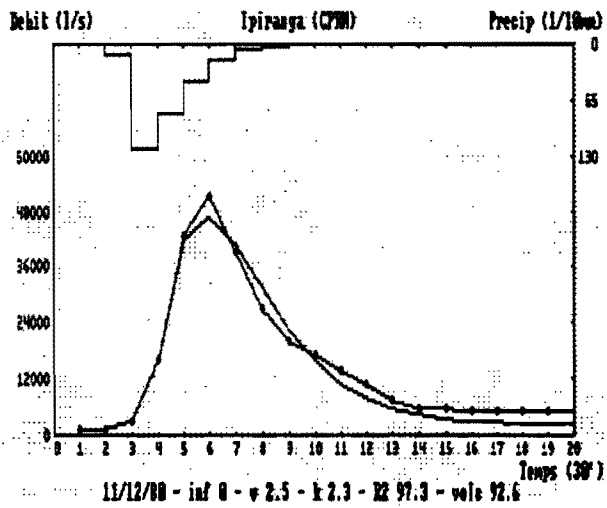


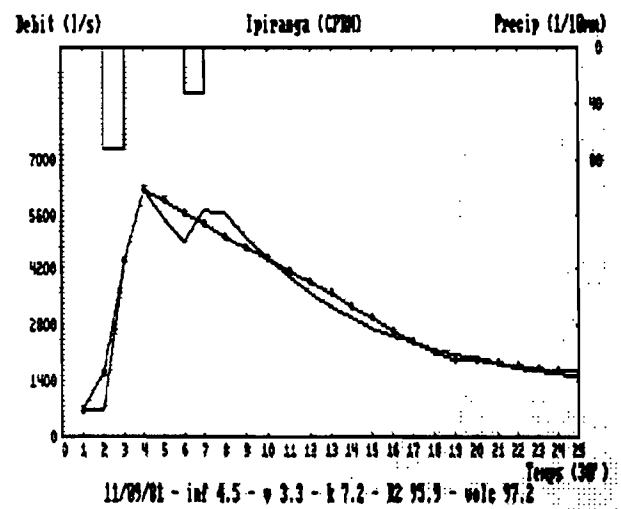
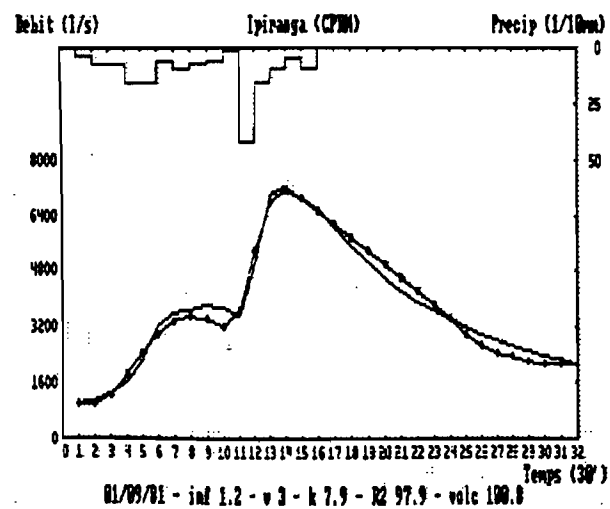
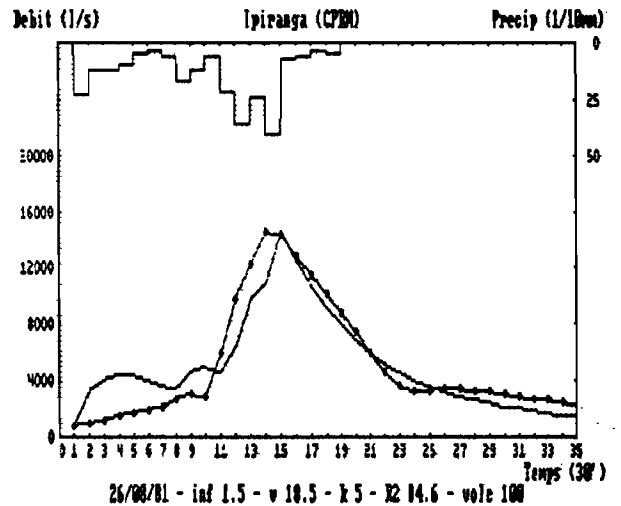
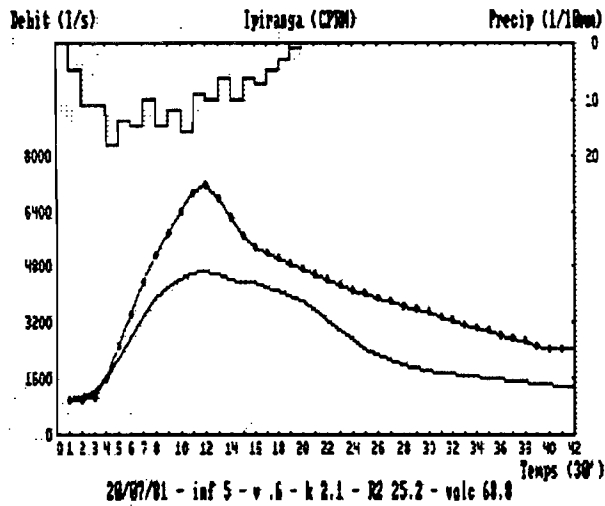
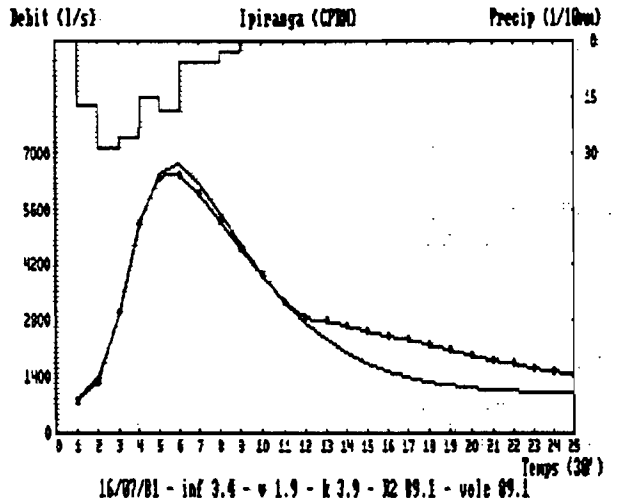
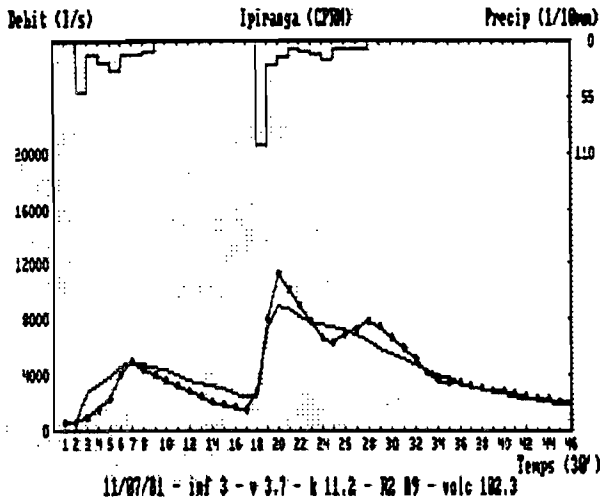


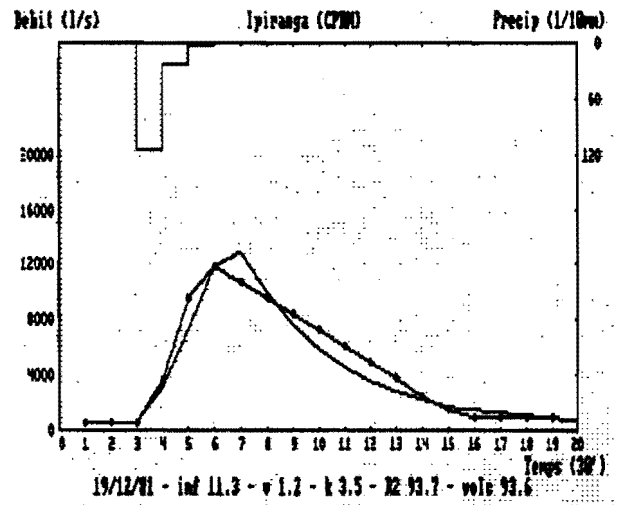
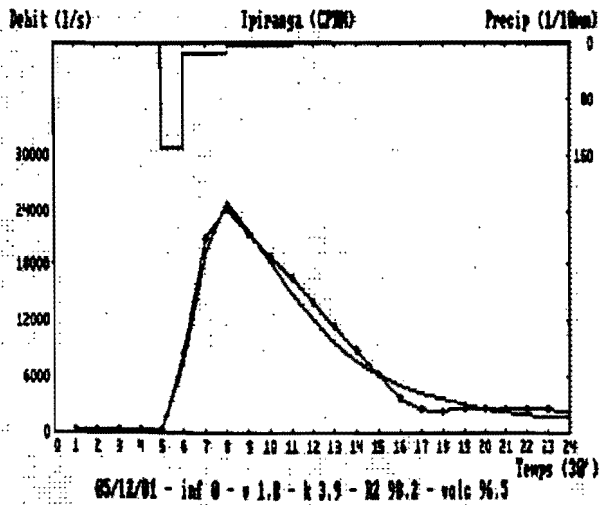
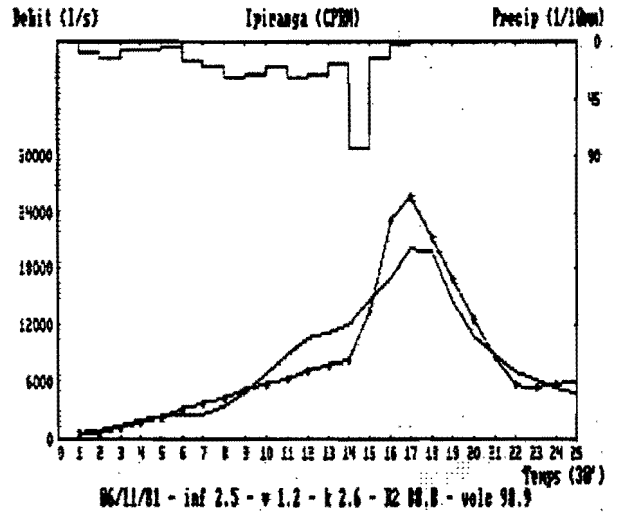
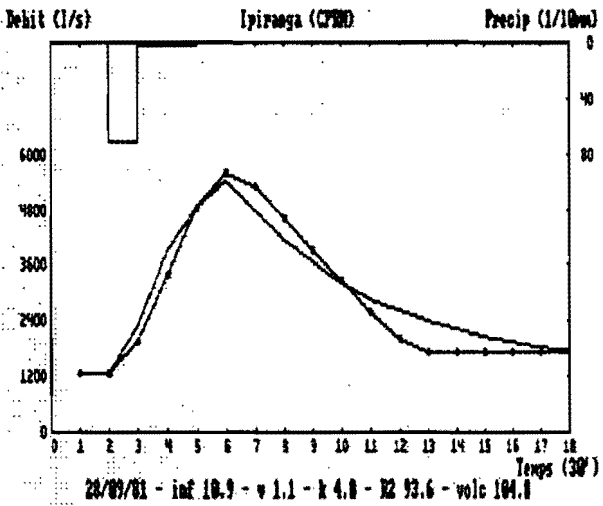
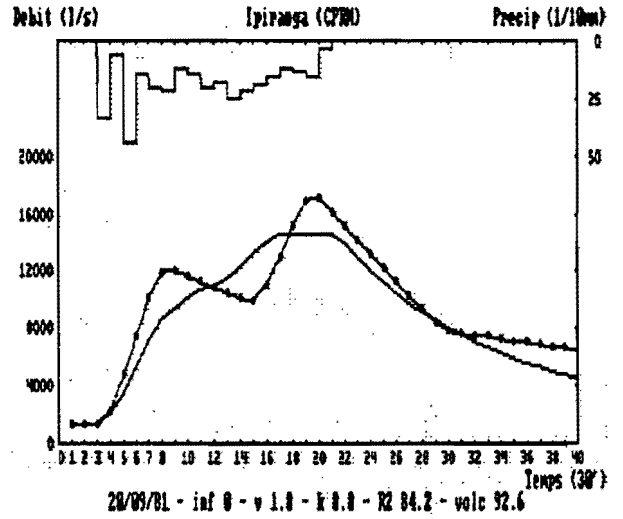
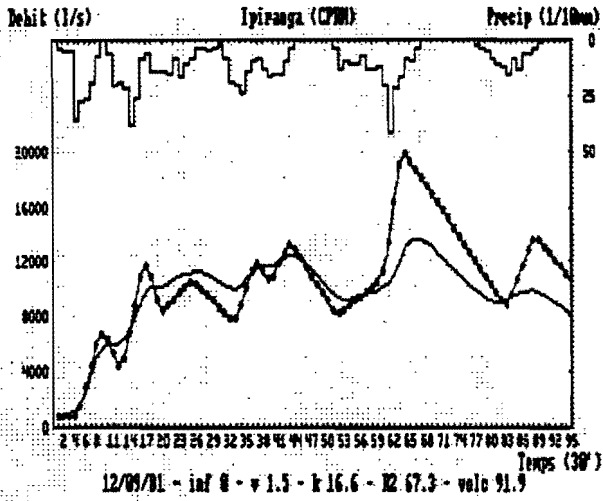


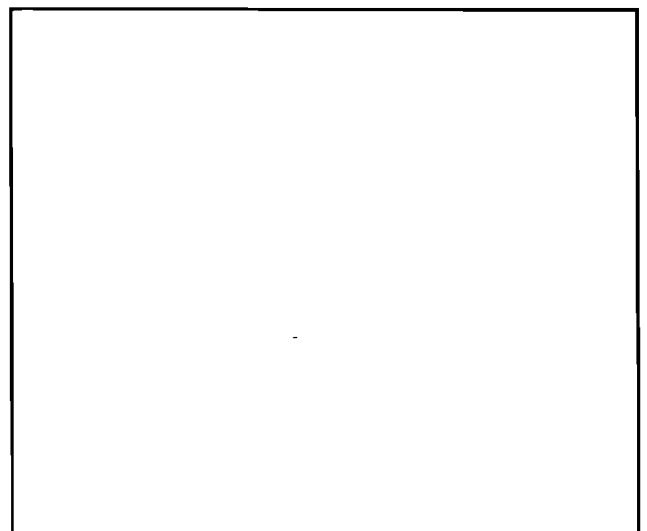
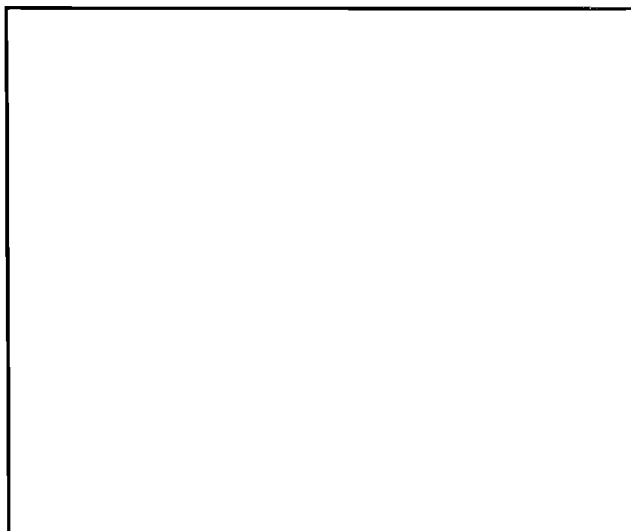
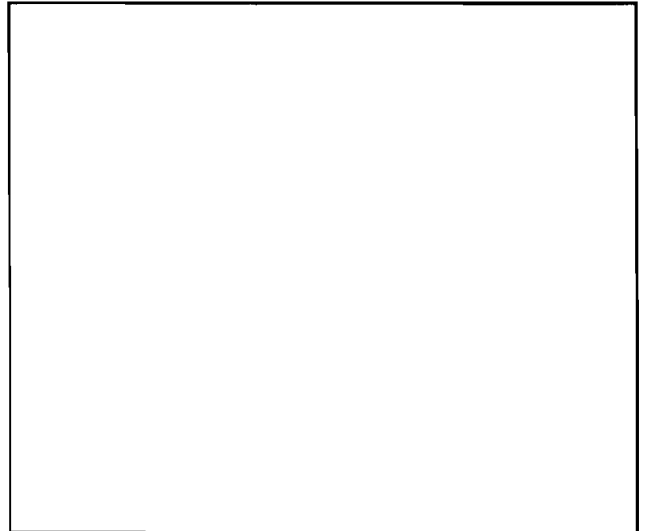
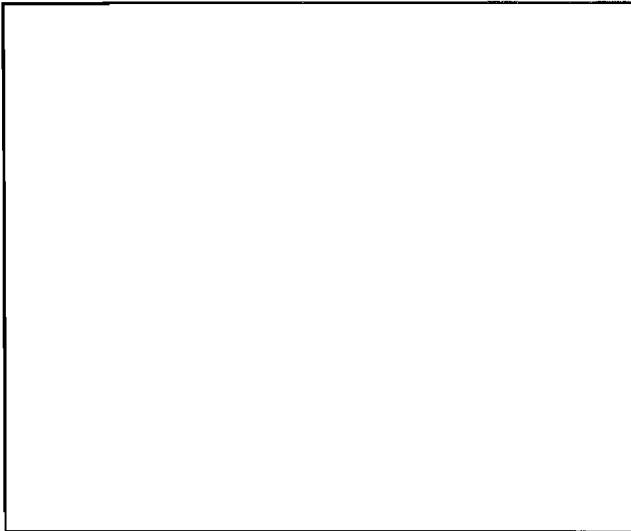
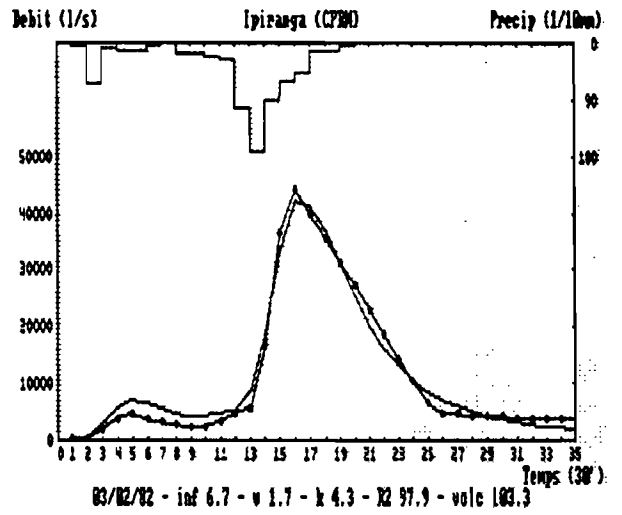
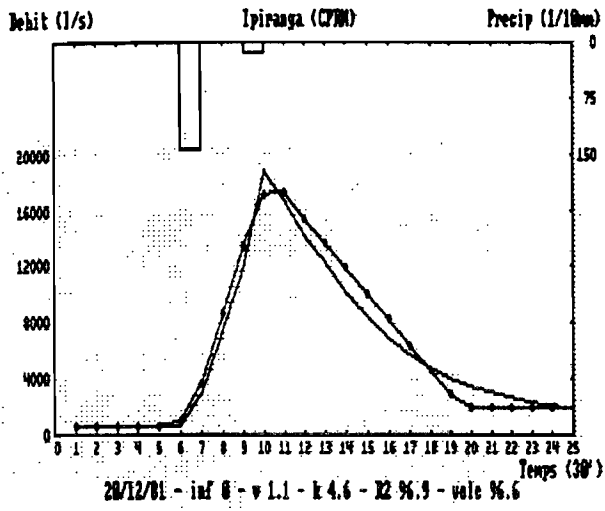












RESUME

Depuis quelques décennies un processus d'urbanisation intense et hétérogène a été observé dans les grandes villes brésiliennes. Il conduit généralement à des ruissellements pluviaux excessifs. Les surfaces urbaines ne sont pas la seule cause de ce comportement : - les surfaces périurbaines présentent aussi de forts ruissellements; - il semble que l'urbanisation favorise dans certains cas une augmentation des précipitations. Cependant l'effet de l'urbanisation sur les précipitations et les ruissellements pluviaux reste difficile à caractériser car il dépend d'une connaissance plus fine de la genèse des précipitations et des phénomènes de production et transfert sur des surfaces à l'occupation diverse. Les données disponibles d'un bassin semi-urbanisé dans le Brésil subtropical, celui du Diluvio (80 km²) à Porto Alegre, ont permis d'étudier quelques aspects de son hydrologie à l'échelle macrourbaine. Une analyse spatiale des relations IDF a mis en évidence un probable effet de l'urbanisation sur les précipitations. Une modélisation pluie-débit distribuée, en considérant les contributions des surfaces imperméables urbaines et des surfaces perméables périurbaines, a renforcé l'idée de simulation des crues à partir d'hypothèses simples de production et transfert.

Mots-clés : hydrologie urbaine, urbanisation, Brésil, Porto Alegre, précipitations, ruissellement, modèle hydrologique, modèle distribué.