U.F.R. Espaces et Cultures

Université Nice SOPHIA ANTIPOLIS

CENTRE NATIONAL DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.M.R. 6012 "Espace" du C.N.R.S.

Equipe "Gestion et Valorisation de l'Environnement"

THESE DE DOCTORAT

TECHNIQUES ALTERNATIVES EN ASSAINISSEMENT PLUVIAL : DE LA THEORIE A LA PRATIQUE

Présentée par Christophe CHAMOUX

Soutenue à Nice le 4 avril 2003, devant la Commission d'Examen

Composition de Jury :

LABORDE J.P., Professeur à l'UNSA ..... Directeur de recherche
BALLAIS J.L., Professeur à l'Université d'Aix-Marseille III ..... Rapporteur
BOIS P., Professeur à l'ENSHMG ..... Rapporteur
CARREGA P., Professeur à l'UNSA ..... Examinateur
GOURBESVILLE P., Maître de Conférences à l'UNSA ..... Examinateur
LABROSSE A., Directeur D.H.I. France ..... Examinateur
EMPHOUX V., Ingénieur en hydraulique de la Ville d'Antibes ..... Examinateur

AVANT PROPOS

Cette étude est avant tout le résultat d'un travail collectif. L'équipe du Laboratoire d'Analyses Spatiales de l'U.M.R. 6012 m'a accueilli et offert les moyens techniques et les compétences scientifiques pour surmonter les difficultés rencontrées au cours de mes recherches. Les mentionner serait trop long, mais je souhaite leur exprimer ma reconnaissance pour tout ce qu'ils ont pu m'apporter.

Je tiens particulièrement à remercier J.P. LABORDE, Professeur à l'Université de Nice Sophia-Antipolis qui, depuis bientôt 10 ans, a toujours su captiver mon attention sur les enjeux de la gestion de l'eau pour notre civilisation. Sa gentillesse et sa chaleur n'ont peut être d'égal que ses qualités scientifiques et sa connaissance des phénomènes hydrologiques dans leur plus vaste ensemble.

L'aide apportée par P. GOURBESVILLE, Maître de Conférence à l'Université de Nice Sophia-Antipolis, a été remarquable tout au long de ces travaux. Sa grande disponibilité et son volontarisme sans limite ont permis des échanges très enrichissants et particulièrement constructifs dans le domaine de l'hydrologie et l'hydraulique de surface. Je lui adresse mes plus sincères remerciements.

J'exprime toute ma reconnaissance à J.L. BALLAIS Professeur à l'Université de Provence et à P. BOIS, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble. Je suis honoré qu'ils aient accepté d'être les rapporteurs de cette thèse.

P. CARREGA, Professeur à l'Université de Nice Sophia-Antipolis, a su me conseiller et m'orienter dans le domaine de la climatologie. Son aide m'a aussi été précieuse pour effectuer les nombreuses démarches administratives qui jalonnent le cursus universitaire.

J'adresse mes plus vifs remerciements au DANISH HYDRAULIC INSTITUT et tout particulièrement à A. LABROSSE. Sa collaboration active et le soutien informatique généreusement apporté ont permis en grande partie de mener cette étude à bien.

Je remercie la Ville d'Antibes Juan-les-Pins et l'ensemble de son personnel pour leur soutien technique et financier.

J'exprime ma profonde gratitude à Messieurs C. GUIDOBALDI et J.J. LOI, respectivement Directeur Général des Services de la Communauté d'Agglomération de SOPHIA-ANTIPOLIS et Directeur du Pôle Patrimoine de la Ville d'Antibes JUAN-LES-PINS qui ont aimablement accepté de mettre à disposition tous les moyens et les informations pour assurer le bon déroulement de mes recherches.

J'associe à ces remerciements V. EMPHOUX Ingénieur en Hydraulique à la Ville d'Antibes qui a toujours su m'éclairer et m'enrichir de son expérience.

S. BIBET, et O. PRADELLI m'ont offert leur l'aide et leur soutien. Le temps passé avec eux, lors de nos nombreuses visites sur le terrain, a toujours été très enrichissant et s'est écoulé dans une indéfectible bonne humeur.

Enfin, je remercie l'ensemble de ma famille, mes parents, mes frères, mes grands-parents et mes beaux-parents qui ont offert de leur temps, beaucoup d'encre, mais aussi un soutien moral irremplaçable au cours de ces dernières années. Aucun mot, aucune phrase, n'est en mesure d'exprimer la reconnaissance éternelle que je porte à mon grand-père Jean et à ma compagne, Céline à qui je dois tant.

SOMMAIRE

SOMMAIRE 1

PREAMBULE 9

INTRODUCTION GENERALE 11

PARTIE I : ASPECTS REGLEMENTAIRES, ECONOMIQUES ET TECHNIQUES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES : LA THEORIE 21

CHAPITRE I - IMPLICATIONS REGLEMENTAIRES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES COMPENSATOIRES DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN 25

1. Contexte juridique et administratif en France. 26
1.1. Outils et organismes de la réglementation. 26
1.1.1. Agences de l'Eau et Comités de Bassin..... 26
1.1.1.1. Agences de l'Eau. *27*
1.1.1.2. Comités de Bassin *27*
1.1.1.3. Rôle du Préfet coordonnateur de bassin..... *27*
1.1.1.4. Comité Technique de l'Eau (C.T.E.). *28*
1.1.2. Lois sur l'eau et l'environnement. 28
1.1.3. SDAGE et SAGE. 29
1.1.4. Outils de planification des collectivités territoriales : urbanisme prévisionnel. ... 30
1.1.4.1. Schémas de Cohérence Territoriale (S.C.T.)...... *31*
1.1.4.2. Plan d'Occupation des Sols (POS). *32*
1.1.4.3. Plans de Prévention des Risques (P.P.R.). *32*

1.2. Encadrement juridique des techniques alternatives...... **34**
1.2.1. Lois du domaine de l'eau. 34
1.2.2. Droit de l'urbanisme et Code Civil. 34
1.2.3. Urbanisme réglementaire. 35
1.2.4. Articles clés du POS pour l'imposition de techniques alternatives. 35

2. Organisation de l'assainissement pluvial, la position des techniques alternatives..
..... 37
2.1. Ressources financières de l'assainissement pluvial. **37**
2.1.1. Domaine d'intervention des ressources publiques. 37
2.1.2. Gestion comptable des eaux pluviales pour les collectivités. 38
2.1.3. Implication des investisseurs privés : une nouvelle voie. 39

2.2. Des investissements rationalisés en fonction du coût du risque ? **40**
2.2.1. Schéma classique de prévention des risques d'inondation. 41
2.2.2. Schéma systémique de prévention du risque d'inondation. 42

3. Outils d'aménagement intégrés et mobilisation des fonds privés dans la gestion des eaux pluviales. 45
3.1. Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) et gestion des eaux pluviales. 45
3.1.1. Portée pratique des ZAC. 45
3.1.2. Dimension financière des ZAC. 46

3.2. Programmes d'Aménagement d'Ensemble (P.A.E.). 48
3.2.1. Présentation de la réalisation des P.A.E.. 48
3.2.2. Domaine fiscal des P.A.E. : des participations contractuelles. 49
3.2.3. ZAC et P.A.E.. 50

4. Gestion du patrimoine des infrastructures des eaux pluviales. 52
4.1. Différents modes de gestion des infrastructures. 53
4.1.1. Gestion déléguée : affermage ou concession. 53
4.1.2. Gestion directe en régie (directe, autonome, personnalisée, intercommunale). 55
4.1.3. Gestion mixte. 57

4.2. Financement des infrastructures des eaux pluviales. 58
4.2.1. Aides au financement de la gestion des eaux pluviales dans le cadre de l'assainissement et de la protection des milieux récepteurs. 58
4.2.1.1. Aides des Agences de l'Eau : volet assainissement et protection du milieu naturel. 59
4.2.1.2. Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.). 60
4.2.1.3. Aides régionales et départementales. 60
4.2.1.4. Contractualisation avec les Agences de l'Eau. 61
4.2.2. Financement des ouvrages de protection contre les risques d'inondation. 62
4.2.2.1. Subventions régionales. 62
4.2.2.2. Participations financières des conseils généraux (subventions départementales). 63
4.2.2.3. Auto-financement des collectivités locales par les subventions de l'Etat. 63

CHAPITRE II - GESTION DES EAUX PLUVIALES ET ASPECTS TECHNIQUES EN MILIEU URBAIN : DU COLLECTEUR AUX TECHNIQUES ALTERNATIVES COMPENSATOIRES. 67

1. Techniques curatives des réseaux sous-dimensionnés. 68
1.1. Redimensionnement des collecteurs. 68
1.1.1. Aspects techniques et opérationnels de cette méthode. 68
1.1.1.1. Intégration et anticipation des chantiers en milieu urbain dense. 69
1.1.1.2. Justification des projets de redimensionnement. 69
1.1.2. Limites économiques des stratégies de redimensionnement. 70

1.2. Structures de stockage curatives. 73
1.2.1. Typologie des ouvrages en fonction de leur position sur le réseau. 73
1.2.1.1. Bassins situés en tête de réseau. 73
1.2.1.2. Bassins en position intermédiaire sur les réseaux. 74
1.2.1.3. Bassins en aval des réseaux. 74
1.2.2. Trois structures de stockage des eaux pluviales selon trois principes. 75
1.2.2.1. Bassins à ciel ouvert. 75
1.2.2.2. Bassins de rétention enterrés. 80
1.2.2.3. Collecteurs surdimensionnés ou tuyaux capacitaires. 83

2. Mesures préventives à l'urbanisation : typologie des techniques alternatives au redimensionnement des réseaux. 86
2.1. Ouvrages de stockage. 86
2.1.1. Bassins de rétention enterrés. 86
2.1.2. Bassins de rétention à ciel ouvert. 88
2.1.3. Bassins intégrés pluri-fonctionnels. 88
2.1.4. Stockage en toiture-terrasse. 89
2.1.5. Noues. 90

2.2. Structures d'infiltration. 92
2.2.1. Puits. 92
2.2.2. Tranchées d'infiltration. 94

2.3. Structures de stockage des voiries. 96
2.3.1. Chaussées poreuses et structures réservoirs. 96
2.3.2. Structures de stockage sous chaussées alimentées par avaloirs ou caniveaux. 99

CHAPITRE III - CONCEPTS DE MODELISATIONS HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES APPLIQUES AUX BASSINS VERSANTS URBAINS 105

1. Acquisition, traitement et valorisation des données pluviométriques à faible pas de temps. 106
1.1. Acquisition des données pluviométriques. 106
1.1.1. Mesures ponctuelles par pluviographe. 106
1.1.2. Mesures indirectes par radar météorologique. 108

1.2. Traitement statistique des données pluviométriques. 109
1.2.1. Définitions de l'intensité maximale par événement. 109
1.2.2. Constitution de l'échantillon des intensités maximales. 110
1.2.3. Modèles statistiques utilisés. 110

1.3. Variabilité spatio-temporelle des précipitations et hyétogrammes de projet. 113
1.3.1. Relations Intensité-Durée-Fréquence 114
1.3.2. Evolution des intensités avec la surface affectée. 117
1.3.3. Différentes formes de hyétogrammes synthétiques des pluies de projet. 117

2. Eléments d'hydrologie urbaine. 121
2.1. Fonction de production : le passage de la pluie brute à la pluie nette. 121
2.1.1. Fonction de production analytique dite « hortonienne ». 123
2.1.2. Fonction de production du Soil Conservation Service (S.C.S.). 126
2.1.3. Coefficients de ruissellement. 128

2.2. Fonction de transfert. 132
2.2.1. Hydrogramme de crue. 132
2.2.2. Modèle de l'Hydrogramme Unitaire (H.U.). 133
2.2.2.1. Principe général. 133
2.2.2.2. Identification de l'H.U.. 134
2.2.3. Méthode rationnelle (ou méthode des courbes isochrones). 135
2.2.4. Méthode superficielle (méthode de CAQUOT). 137
2.2.4.1. Hypothèses retenues par la méthode superficielle. 137
2.2.4.2. Définition des paramètres de la méthode de CAQUOT. 138
2.2.5. Méthodes à réservoirs. 140
2.2.5.1. Principes des modèles à réservoirs linéaires. 140
2.2.5.2. Cascade de réservoirs (modèle de NASH). 142

3. Modèles hydrauliques. 146
3.1. Equations de BARRE de SAINT-VENANT. 147
3.1.1. Hypothèses générales et équations fondamentales. 147
3.1.1.1. Equation de continuité. 147
3.1.1.2. Equation dynamique. 148
3.1.1.2.1. Variation de la projection de la quantité de mouvement. 148
3.1.1.2.2. Nomenclature des forces extérieures appliquées à la masse fluide considérée. 148
3.1.1.2.3. Forces de pression. 148
3.1.1.2.4. Poids. 149
3.1.1.2.5. Forces de frottement. 149
3.1.1.3. Ecoulement à surface libre. 150
3.1.2. Simplifications des équations de BARRE de SAINT-VENANT. 150
3.1.3. Schéma implicite des différences finies. 151

3.2. Modèles dérivés des équations de BARRE de SAINT-VENANT 152
3.2.1. Modèle de l'onde dynamique. 152
3.2.2. Modèle de l'onde de crue diffusante. 153
3.2.3. Modèle de l'onde de crue simple. 153

3.3. Modèle de MUSKINGUM. 153
3.3.1. Normalisation numérique du modèle de MUSKINGUM. 154
3.3.2. Détermination des valeurs des paramètres de l'équation de MUSKINGUM. 155

PARTIE II : CONDITIONS DE DEVELOPPEMENT DES TECHNIQUES ALTERNATIVES DANS LE DEPARTEMENT DES ALPES-MARITIMES 165

CHAPITRE IV - RISQUES D'INONDATION : UNE VULNERABILITE CROISSANTE DES COMMUNES DU LITTORAL DES ALPES-MARITIMES. 169

1. Composantes du risque d'inondation. 171
1.1. Aléas climatiques 171
1.1.1. Contexte climatique local. 171
1.1.2. Evènements extrêmes. 172

1.2. Eléments de vulnérabilité 175
1.2.1. Topographie et géologie. 176
1.2.2. Réseaux hydrographiques et risques d'inondation. 178
1.2.2.1. Fleuves. 180
1.2.2.2. Cours d'eau non permanents. 181
1.2.3. Urbanisation de l'espace littoral. 185

2. Exposition du département des Alpes-Maritimes aux risques d'inondation. 190
2.1. Quelques rappels pour la mémoire collective. 190
2.1.1. Vaison la Romaine pour exemple. 191
2.1.2. Permanence du risque d'inondation sur les Alpes-Maritimes. 191

2.2. Statistique des Cat Nat dans les Alpes-Maritimes. 194
2.2.1. Evolution temporelle de la statistique des Cat Nat entre 1983 et 2000. 195
2.2.2. Identifier les espaces exposés aux risques d'inondation. 196

3. Risque d'inondation en milieu urbain et pouvoirs publics. 199
3.1. Réflexions et débats sur les orientations des mesures préventives et curatives. 199
3.2. Données régionales et départementales de l'Agence Rhône-Méditerranée-Corse (R.M.C.). 201
3.3. Actions départementales et communales. 206

CHAPITRE V - TECHNIQUES ALTERNATIVES DEVELOPPEES SUR LE DEPARTEMENT DES ALPES-MARITIMES, QUELQUES EXEMPLES. 217

1. Utilisation des techniques alternatives dans les Alpes-Maritimes. 218
1.1. Lente intégration locale des mesures curatives et préventives. 218
1.1.1. Techniques alternatives curatives. 219
1.1.2. Techniques alternatives préventives : l'essor des bassins de rétention enterrés... 220
1.2. Types de techniques alternatives utilisées. 223
1.2.1. Bassins de rétention. 223
1.2.2. Techniques alternatives inexploitées. 224

2. Développement des ouvrages préventifs. 227
2.1. Techniques alternatives : quelles intégrations ? 227
2.1.1. Croissance rapide du nombre d'ouvrages. 228
2.1.2. Evolution statistique des volumes de rétention. 230
2.2. Répartition géographique des techniques alternatives préventives. 232
2.2.1. Distribution géographique des techniques alternatives préventives. 232
2.2.2. Implantation future des techniques alternatives. 234

CHAPITRE VI - DONNEES ECONOMIQUES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES PREVENTIVES ET CURATIVES 239

1. Méthodes d'estimation des coûts de réalisation des techniques alternatives préventives et curatives. 240
1.1. Approche économétrique : avantages et limites. 240
1.2. Approche « déboursé sec » méthode de l'Office du Prix des Bâtiments (O.P.B.). 242
1.3. Définition des étapes de construction et identification des postes de dépense. 246
1.3.1. Grands chantiers. 246
1.3.2. Chantiers de la voirie. 250
1.3.3. Chantiers de réseaux. 251

2. Définition des postes de dépense des techniques alternatives. 254
2.1. Postes de dépense des bassins de rétention curatifs. 254
2.1.1. Bassins de rétention enterrés. 254
2.1.2. Bassins de rétention à ciel ouvert à sec et en eau. 261
2.1.3. Construction des réseaux des eaux pluviales. 264

2.2. Postes de dépense des différentes techniques alternatives préventives. 270
2.2.1. Bassins de rétention enterrés. 270
2.2.2. Procédés de stockage alimentés par infiltration et drainage. 273
2.2.3. Chaussées poreuses et structures de stockage. 274
2.2.4. Toits stockant. 277

PARTIE III : INTEGRATION GLOBALE DES TECHNIQUES ALTERNATIVES PREVENTIVES : APPLICATION D'UNE APPROCHE HYRDOLOGIQUE DISTRIBUEE SUR LES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES DE VALLONS URBAINS DU LITTORAL AZUREEN 287

CHAPITRE VII - OUTILS ET PROCEDURES DE MODELISATION DES CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DES BASSINS VERSANTS URBANISES : QUELLES APPROCHES RETENIR ? 291

1. Traitement et intégration de l'information pour les modèles hydrologiques. 292
1.1. Traitements automatisés des Modèles Numériques de Terrain (M.N.T.) pour la définition des bassins versants. 292
1.1.1. Systèmes d'Informations Géographiques (S.I.G.) : intérêts et principes de fonctionnement. 292
1.1.2. Principes et méthodes de traitement de l'information topographique. 294
1.1.3. Estimation des erreurs induites par les données topographiques. 296

1.2. Définition des propriétés physiques des sols : quelles approches retenir ? . 300
1.2.1. Procédures de définition des Modes d'Occupation des Sols (MOS). 301
1.2.2. Estimation de la perméabilité des sols de la commune d'Antibes. 307

1.3. Détermination des caractéristiques hydrologiques et physiques des bassins versants du Laval et du Madé (commune d'Antibes). 313
1.3.1. Vallons du Madé et du Laval : des caractéristiques physiques différentes. 313
1.3.2. Synthèse des Modes d'Occupation des Sols du Laval et du Madé. 319

2. Expérimentation des fonctions de production sur les vallons du Laval et du Madé. 325
2.1. Estimation des débits de pointe des principaux sous-bassins des vallons du Laval et du Madé. 326

2.2. Estimation des volumes de ruissellement. 330

CHAPITRE VIII - SCENARIOS D'AMENAGEMENT DES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES : MISE EN EVIDENCE D'UNE FONCTION DE RENDEMENT TECHNICO-ECONOMIQUE 337

1. Identification des risques d'inondation sur les vallons du Laval et du Madé. 338
1.1. Modélisation des réseaux d'eaux pluviales des vallons du Madé et du Laval..... 338
1.1.1. Présentation des réseaux hydrauliques. 339
1.1.2. Modélisation des collecteurs principaux et des éléments singuliers. 352

1.2. Fonctionnement hydraulique des réseaux des vallons du Laval et du Madé. 356
1.2.1. Propagation des ondes de crue et débits de pointe. 356
1.2.2. Estimation du risque d'inondation. 363

1.2.2.1. Etudes des débordements sur le Laval. *363*
1.2.2.2. Etude des débordements sur le Madé. *367*

2. Techniques alternatives préventives : quel impact sur les réseaux ? **374**
2.1. Quantification et répartition spatiale des volumes de stockage. **374**
2.1.1. Estimation des volumes de stockage. 375
2.1.2. Schéma de modélisation hydrologique..... 383
2.1.3. Schéma de modélisation hydraulique..... 385

2.2. Estimation de l'impact des techniques alternatives préventives. **388**
2.2.1. Evolution des risques de crue sans techniques alternatives préventives (scénario n°2). 389
2.2.2. Intégration des techniques alternatives préventives aux modèles hydrauliques (scénario n°3). 393
2.2.3. Mesures de l'efficacité des techniques alternatives préventives sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales (scénario n°3). 395

3. Facteurs favorables à la réalisation d'ouvrages de dimension moyenne. **400**
3.1. Eléments de réflexions sur le fonctionnement des techniques alternatives préventives. **400**
3.1.1. Les volumes de stockage utilisés. 400
3.1.2. Prescriptions géographiques. 404

3.2. Aspects économiques des techniques alternatives préventives. **406**
3.2.1. Coûts de construction. 406
3.2.2. Coûts de raccordement. 407
3.2.3. Coûts d'entretien. 407

3.3. Aspects économiques des techniques alternatives curatives. **410**
3.3.1. Contraintes techniques imposées aux bassins curatifs. 410
3.3.2. Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs. 413
3.3.3. Mécanismes de financement des ouvrages curatifs..... 416

CONCLUSION GENERALE **427**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES UTILISEES **441**

TABLE DES FIGURES **449**

LISTE DES TABLEAUX **459**

TABLE DES SIGLES **463**

TABLE DES ANNEXES **467**

ANNEXES **469**

PREAMBULE

La première partie de ce travail présente le contexte juridique, structurel, économique, technique et scientifique de l'assainissement pluvial.

- Le chapitre I est consacré aux aspects juridiques et organisationnels de la gestion des eaux pluviales en milieu urbain et à leurs évolutions les plus récentes. Il expose également les différents modes de financement possibles et leurs répercussions sur les types d'aménagements promus et leurs fonctions.
- Le chapitre II récapitule les différentes techniques alternatives au redimensionnement des réseaux d'eaux pluviales. Il rend compte de l'intérêt de ces solutions en fonction du contexte local (curatif - préventif, tête de bassin – zone basse…).
- Les aspects scientifiques sont rappelés dans le chapitre III. Ils concernent la connaissance des précipitations (mesure et traitement des données), mais aussi leur transformation en ruissellement (hydrologie urbaine : fonctions de production et de transfert). Dans ce chapitre, les lois hydrauliques qui permettent de calculer les vitesses et hauteurs d'écoulement, dans les réseaux en charge ou à surface libre, sont également exposées.

La deuxième partie de ce travail explicite l'importance du risque d'inondation, le traitement des informations et des mesures de prévention et enfin le développement, les contraintes et les coûts des techniques alternatives.

- Le chapitre IV démontre l'exposition du département des Alpes-Maritimes aux risques d'inondation. Ce risque est analysé à travers les conditions climatologiques et topographiques propres au domaine d'étude. La vulnérabilité du milieu est caractérisée par la fréquence des catastrophes et par l'organisation de l'espace dans le département. Les documents de prévention et de gestion de ces risques sont inventoriés.
- Le chapitre V s'articule autour d'une étude locale des techniques alternatives mises en œuvre. Le choix des techniques et les contraintes locales à leur implantation sont expliquées à partir d'une étude effectuée sur la commune d'Antibes.
- Le chapitre VI développe l'aspect technique des réalisations des différentes techniques alternatives ainsi qu'une démarche analytique d'estimation des coûts de construction. Les résultats obtenus mettent en évidence les écarts de prix entre les différentes techniques.

La troisième partie de ce travail traite des modèles hydrologiques et hydrauliques utilisés pour mesurer l'efficacité des techniques alternatives préventives et curatives à partir de l'étude de leur rendement technico-économique.

- Le chapitre VII développe un schéma d'adaptation des modèles hydrologiques aux bassins versants urbanisés. Une démarche méthodologique, élaborée à partir d'un Système d'Information Géographique, établit la définition automatique des Modes d'Occupation des Sols. A partir, des données obtenues, les processus de ruissellement des bassins versants sont formulés en fonction de l'intensité des averses.
- Le chapitre VIII constitue le volet des simulations hydrauliques. L'étude du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales est réalisée à l'aide d'un modèle hydraulique filaire pour différentes crues de projet. L'analyse des écoulements, en régime non permanent et graduellement varié, révèle l'hétérogénéité des réseaux et permet de quantifier les volumes de débordement. Plusieurs scénarios d'aménagement mesurent l'efficacité des techniques alternatives préventives et curatives. Ce dernier chapitre met aussi en évidence, grâce à une estimation des coûts de chacune des stratégies, leur rendement technico-économique et propose une rationalisation des investissements.

TECHNIQUES ALTERNATIVES EN ASSAINISSEMENT PLUVIAL : DE LA THEORIE A LA PRATIQUE

Evolution passée et présente de la gestion des eaux pluviales en milieu urbain.
De nombreuses villes ont vu leur développement et leur organisation s'articuler autour des cours d'eau. La présence de l'eau, pour la vie et pour les transports, était sans nul doute nécessaire à la création des villes afin d'assurer leur prospérité et leur développement. Cette proximité immédiate est à l'origine des premières mesures de prévention contre les risques d'inondation. Ces mesures consistent en la réalisation d'endiguements. Les aménagements pharaoniques réalisés sur le fleuve Nil en ont été certainement les premiers exemples (vers 3100 avant J.C., sous Ménès, premier Roi fondateur de l'Egypte). Les premiers réseaux d'assainissement des eaux usées remontent bien avant notre ère (-2500 av J.C. en Inde, Egypte pharaonique, Villes maya, Rome antique). Ils exprimaient la force de ces cultures et disparaîtront avec elles. Même si les savoir-faire ne sont pas totalement oubliés, la pauvreté des villes du moyen âge substitue à ces réseaux la technique peu coûteuse du tout à la rue. Les grandes épidémies ont été l'expression des risques encourus avec cette méthode.

En France, les premières digues aménagées sur le fleuve Loire datent du XII^{ème} siècle. Plus de 32 siècles séparent ces aménagements. Cet écart souligne le fait que les techniques de protection et de gestion des crues sont issues d'un héritage commun. La transmission du savoir est liée à l'organisation des sociétés et aux aménageurs. La densification des villes augmente rapidement et rend nécessaire le re-dimensionnement des égouts des eaux usées (ré-instaurés dans les villes au début du XIX^{ème}). Les nouvelles épidémies de Choléra du début du XIX^{ème} siècle, de par leur fréquence, sont à l'origine d'une vision plus dynamique de ces réseaux. Le nouveau système de réseaux a pour mission d'assurer l'écoulement permanent des eaux, les citernes et les fosses sont alors proscrites. La révolution industrielle s'accompagne d'un certain nombre de modifications majeures, notamment le pavage des rues et un peu plus tard, dans les années 1830, l'invention du macadam.

Les inondations étaient perçues comme des colères divines et ressenties comme des fatalités. L'entrée dans le monde moderne a progressivement modifié cette perception. Ainsi, à l'image de la révolution sanitaire, il est apparu aux gouvernants et aux citoyens que les dangers liés aux risques d'inondation pouvaient être éradiqués. L'essor de la grande hydraulique, reflet du pouvoir étatique, en est certainement une des causes. Les barrages réalisés par les gouvernements, plus fiables que les vieux systèmes d'endiguement, ont eu pour effet pervers de rendre, aux yeux du public, les gouvernements responsables en cas de catastrophe. Les Etats jouent alors un rôle protecteur dans le financement quasi-systématique des ouvrages de maîtrise des eaux.

Le coût des dégâts dus aux inondations augmente fortement après la seconde guerre mondiale. L'extension spatiale des villes progresse au détriment des zones naturelles d'expansion des crues et l'agriculture se modernise. Les espaces conquis par le domaine urbain sont occupés, en général, par des personnes originaires d'autres lieux, ignorant la culture du risque propre à leur nouvelle situation géographique. A la modification du rapport entre les surfaces urbanisées et les surfaces non urbanisées vient, dès 1982, s'ajouter une révolution à la fois culturelle et financière : l'ère de l'assurance et de l'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles (loi d'Indemnisation des victimes de catastrophes naturelles du 13 juillet 1982). Le premier effet de cette révolution a été négatif. Il s'agit d'une régression des opérations préventives. Aujourd'hui, l'équilibre financier entre les assureurs et les assurés ne doit sa stabilité qu'à la hausse permanente des cotisations (notamment celles de solidarité pour les catastrophes naturelles). Le régime d'assurance obligatoire des catastrophes naturelles, dit des « Cat Nat », est une exception française. Cependant, le principe d'assurance dépasse largement le cadre de la France et même celui de l'Europe. En effet, aux Etats-Unis les gouvernements des Etats, tout autant que le gouvernement fédéral, jouent un rôle important dans le traitement des effets des sinistres naturels. Le gouvernement fédéral subventionne l'assurance-inondation pour les individus, les entreprises privées et les gouvernements d'Etats et locaux. Il affecte des fonds sur une base

ad hoc pour reconstruire, après de très importants sinistres naturels tels que des grandes inondations ou des tremblements de terre.

La proportion de la population urbaine augmente rapidement de 53 à 70% après la seconde guerre mondiale du fait d'un exode massif des populations rurales. Cette croissance s'accompagne naturellement d'une extension spatiale des villes très rapide et bien supérieure à celle des réseaux existants. La révolution des modes de transport engendre des mutations puissantes de l'espace urbain. Les surfaces imperméabilisées imposent la réalisation de réseaux secondaires qui prolongent les réseaux existants et ramènent les eaux pluviales périphériques au centre des villes. L'augmentation du rythme et de l'intensité des inondations nécessite alors de nombreux changements dans l'approche de la gestion de l'eau en milieu urbain et notamment le ralentissement des écoulements. L'Instruction Technique Interministérielle de 1977 (INST 77-284) normalise, pour la première fois, la conception des bassins de rétention (une alternative aux réseaux). Ce système hydraulique est en opposition directe au concept hygiéniste prévalant jusqu'alors.

C'est dans ce contexte difficile que l'Etat français, les collectivités et les particuliers doivent trouver un équilibre à la gestion des eaux pluviales en milieu urbain. Les techniques alternatives, apparues aux cours des années 1970, se sont développées. Appliquées à leur début comme des solutions temporaires, elles se sont installées définitivement dans un contexte économique de plus en plus défavorable. La multiplication des inondations en milieu urbain a suscité l'exploration de nouvelles techniques visant à un contrôle, le plus en amont possible, du ruissellement. En jouant sur l'aspect qualitatif des eaux de ruissellement, le principe pollueur/payeur de la fin des années 80 a permis de trouver un nouveau financement partiel de l'assainissement pluvial et ouvre partiellement la porte du droit privé. Depuis, la loi sur l'eau de 1992 oblige le domaine privé à contrôler le ruissellement, mais en lui laissant généralement le libre arbitre des techniques à mettre en oeuvre.

Aspect organisationnel des réseaux d'eaux pluviales.

D'un point de vue structurel, les réseaux récents ne possèdent pas la même organisation spatiale que ceux des vieux quartiers. En effet, les anciens réseaux présentent des structures maillées alors que les nouveaux réseaux (dont l'extension spatiale est bien plus grande) s'organisent autour d'un collecteur principal (fig. 1).

Les schémas d'organisation des réseaux des eaux pluviales (unitaires ou séparatifs) dépendent donc des types d'urbanisations (opposition entre les lotissements et le bâti des centres villes). Mais, la topographie a généralement une incidence dominante sur l'organisation spatiale des collecteurs principaux. En effet, l'écoulement des eaux est gravitaire dans ces réseaux. Les normes instituées par l'INST 77-284 précisent les pentes à respecter en vue d'assurer les écoulements et lorsque cela est possible, l'entretien par auto-curage. La corrélation entre l'organisation des réseaux anthropiques et les réseaux hydrographiques naturels est ainsi d'autant plus forte que les pentes sont importantes.

Dans les réseaux unitaires, un collecteur assure à la fois le transfert des eaux usées et des eaux pluviales. Le dimensionnement de ces réseaux doit, dans ce cas, répondre à deux impératifs :

- La capacité du réseau doit permettre l'évacuation des eaux usées en fonction de la population résidente, mais aussi être adaptée à l'évolution saisonnière de la population (par exemple, la commune d'Antibes Juan-les-Pins passe de 80 000 habitants en hiver à 150 000 en été). De plus, ces réseaux alimentant les stations d'épuration doivent être en mesure de contrôler les effluents aussi bien en terme de qualité que de quantité. Ils sont donc souvent équipés d'ouvrages de régulation et de dérivation répartis selon les besoins tout au long du réseau ;
- Les réseaux d'eaux pluviales doivent aussi être correctement dimensionnés. La mise en charge des réseaux unitaires (en dehors des risques d'inondation) engendre des risques de pollution importants. L'impact sur le milieu récepteur et les nuisances qui

l'accompagnent ont souvent des conséquences désastreuses d'un point de vue politique.

L'utilisation des réseaux unitaires est à privilégier lorsque le milieu récepteur est éloigné des points de collecte et lorsque le débit d'étiage du cours d'eau récepteur est important. Les effets liés aux pentes peuvent être défavorables lorsque celles-ci sont trop accentuées. D'un point de vue pratique, les réseaux unitaires permettent de n'effectuer qu'un seul branchement au niveau des raccordements des constructions (limitation de l'encombrement du tréfonds). Ainsi, ils ne sont pas exposés aux erreurs de branchements. Les contraintes d'exploitation restent cependant importantes, notamment au niveau des déversoirs d'orage et des bassins de stockage qu'il convient d'entretenir régulièrement.

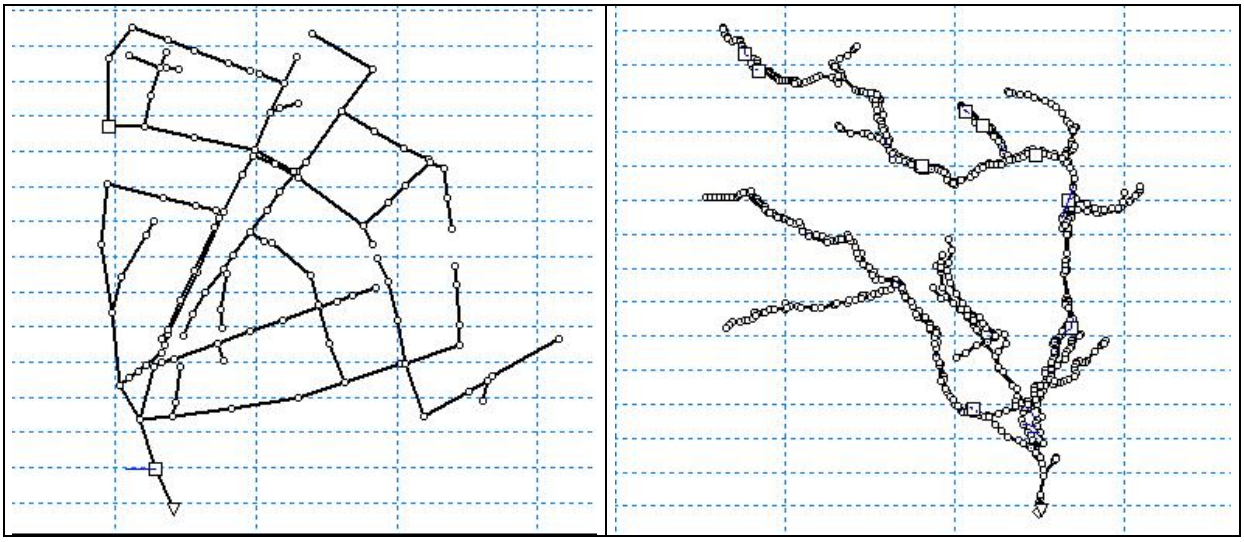


Figure 1 : Opposition structurelle entre un réseau mixte maillé (à gauche) et un réseau unitaire d'eaux pluviales (à droite).

Les réseaux séparatifs ne servent qu'à un seul type d'eau : claire ou usée. Ils sont préférés aux réseaux unitaires lorsque l'extension spatiale des villes est importante ou bien lorsque les débits d'étiage des cours d'eaux récepteurs sont trop faibles. Pour les eaux usées, ils permettent aux stations d'épuration de programmer les phases de traitement en fonction des débits, mais aussi d'assurer la qualité des types d'effluents bruts.
Pour les eaux pluviales, ils facilitent le dimensionnement des collecteurs. D'autre part, au niveau environnemental, la séparation des eaux usées et pluviales limite les risques de pollution par débordement. Cependant, il ne faut sous-estimer ni les apports en métaux lourds et en hydrocarbures après de longues périodes sèches, ni les erreurs de branchement encore assez fréquentes. La création de deux réseaux engendre néanmoins des coûts plus importants pour les collectivités, surtout au niveau du réseau des eaux pluviales, du fait des problèmes de participation financière des personnes à titre privé.

Du point de vue de l'exploitation des réseaux séparatifs, les contraintes sont lourdes. En effet, la séparation des eaux pluviales et usées impose un contrôle permanent des branchements. Dans ce type de réseaux, l'évacuation des eaux usées suppose que le fonctionnement du réseau puisse ne pas être gravitaire (pas de rejets dans un cours d'eau). Les équipements en amont sont donc, en règle générale, plus lourds (siphons, chasse d'eau, avaloirs, postes de relèvement, chambres à sable, etc.).

Deux autres formes de réseaux, proches du système séparatif, peuvent être aussi mises en place :

- Le système pseudo-séparatif : les eaux usées et les eaux pluviales des immeubles suivent le même chemin. Par contre, les eaux pluviales provenant de la voirie publique s'engagent dans des ouvrages qui leur sont propres (caniveaux, fossés, canalisations, etc.) ;
- Le système composite : c'est une variante du séparatif. Des dispositifs permettent de diriger vers la station d'épuration, à travers le réseau des eaux usées, les premiers flots de ruissellement des eaux pluviales (qui sont les plus pollués).

Les eaux pluviales peuvent transiter dans des réseaux de nature différente. Les implications, sur les aménagements devant être réalisés, sont importantes et spécifiques à chaque cas. Outre l'organisation et la gestion des types d'effluents, ces réseaux disposent d'aménagements spécifiques adaptés ainsi que d'un certain nombre de règles portant sur la géométrie des collecteurs. La nature des effluents qui transitent dans les réseaux, impose des géométries particulières. Les contraintes de pentes ou bien d'accessibilité, lors de la mise en oeuvre et de la pose des réseaux, sont à l'origine de multiples formes géométriques. Trois grands types de conduites peuvent toutefois être différentiés : les conduites circulaires, ovoïdes et les collecteurs à banquette. Les propriétés physiques des conduites ont évolué fortement avec l'arrivée du PVC qui possède de bonnes conditions d'écoulement et d'étanchéité. Pour les grandes canalisations, le béton armé reste indispensable de part sa résistance mécanique, même si certains problèmes d'étanchéité et de jointure peuvent se poser.

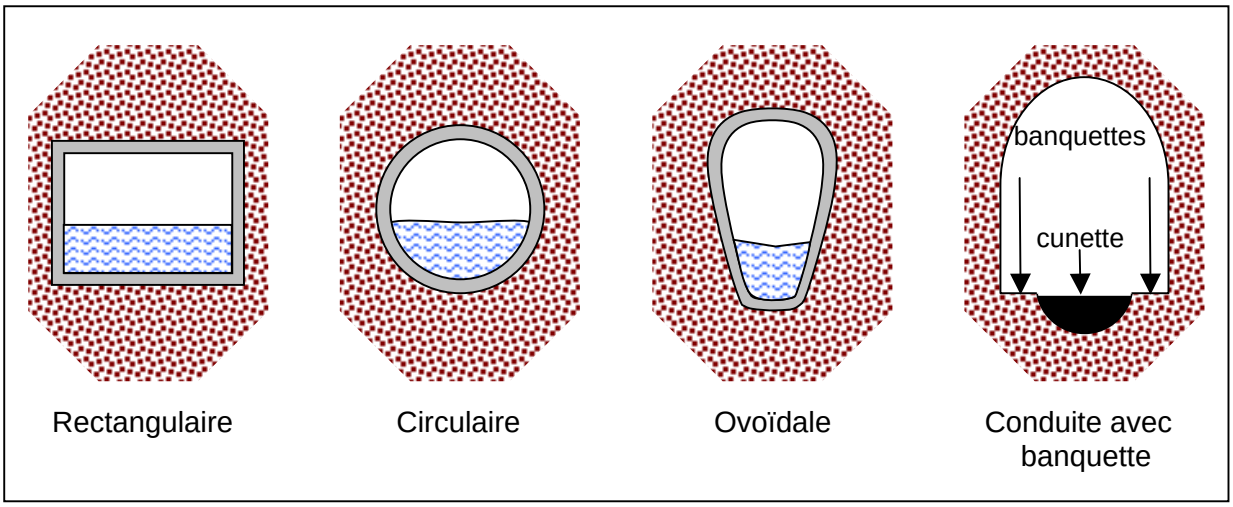


Figure 2 : Principales géométries des conduites de réseaux enterrés.

Les conduites circulaires sont systématiquement employées pour de petites canalisations. Fabriquées industriellement, elles bénéficient de coûts de production faibles et sont donc avantageuses pour les collectivités. Mais, ce gain financier s'estompe progressivement face aux difficultés de pose que suscitent les gros diamètres, notamment à cause de leur poids (évolution proportionnelle au diamètre). L'utilisation de tunneliers peut, dans ce cas, réduire les nuisances liées à la pose de ces collecteurs, notamment en milieu urbain (bruits, coupures de circulation, difficultés d'accès).
Le diamètre minimum des conduites circulaires est de 300 millimètres pour les eaux pluviales et de 250 millimètres pour les eaux usées. Cette taille minimum est imposée afin que les conduites ne se bouchent pas.

Les conduites ovoïdales permettent de maintenir des vitesses d'écoulement suffisantes pour de faibles débits. Ainsi, elles sont particulièrement bien adaptées aux réseaux unitaires pour lesquels les vitesses d'écoulement par temps sec doivent permettre un auto-curage. Le rétrécissement de la section dans sa partie basse permet de conserver des vitesses d'écoulement acceptables même avec de faibles hauteurs d'eau (fig. 2). L'élargissement de la partie haute assure, quant à elle, un débit capable important par temps de pluie. La forme de ces conduites leur permet d'être visitables par le personnel égoutier des collectivités. Leur géométrie est définie selon les normes suggérées dans des circulaires qui fournissent ainsi un cadre technique. Même si ce dernier ne possède pas de propriétés juridiques et n'est donc pas imposable, ces normes sont tout de même suivies par les constructeurs. Il permet d'obtenir une lecture rapide des capacités hydrauliques d'écoulement des ouvrages en fonction de leur dimension et de la pente moyenne du site.

Les collecteurs à banquettes permettent d'améliorer les conditions d'écoulement des eaux usées par temps sec. L'augmentation de la vitesse d'écoulement assure la fonction d'auto-curage de l'ouvrage. Les écoulements des eaux usées s'effectuent dans une cunette. Cette séparation permet par temps sec la visite de l'ouvrage.

L'Accroissement des risques d'inondations.

Les systèmes des réseaux d'eaux pluviales reposent sur un mode d'écoulement gravitaire. Ils s'organisent donc en fonction du relief et de la forme des bassins versants dans lesquels ils se situent. Les implications hydrauliques, liées à l'organisation spatiale et à la densité des réseaux, sont importantes. Il faut distinguer deux parties dans un réseau : le réseau aval et le réseau amont. De manière générale, les réseaux de la partie amont sont récents car issus de l'expansion spatiale des villes. Tandis que les réseaux de la partie aval sont le plus souvent des réseaux anciens, dont la réalisation date parfois de plusieurs décennies. Or, si depuis la création et l'application de l'INST 77-284, la capacité des réseaux est adaptée aux espaces urbains qu'ils desservent, il n'en est pas de même pour les réseaux anciens. En effet, même s'ils ont été bien dimensionnés à leur époque (protection décennale ou centennale), ils ne sont pas en mesure de supporter et d'évacuer correctement les eaux périphériques nouvelles.



Figure 3 : Opposition des écoulements entre les crues éclairs (à gauche Nîmes en 1988) et les crues lentes (à droite Poissy en 2001).

Une forte densité urbaine engendre une imperméabilisation importante et les réseaux accélèrent la vitesse de transfère à l'exutoire. L'augmentation des débits de pointe, liée à la diminution des temps de réponse et des temps de concentration, aggrave encore cet état. La capacité hydraulique des parties avals des réseaux est donc en règle générale sous-

dimensionnée face aux nouvelles donnes du ruissellement urbain. Les inondations induites par le ruissellement urbain peuvent être ordonnées selon leur cause :

- Insuffisances du réseau : sous-dimensionnement des collecteurs ;
- Caractère extrême du ruissellement : vitesses et hauteurs d'écoulement supérieures aux capacités des avaloirs des réseaux et parfois, transport d'objets qui bouchent les entrées ;
- Dysfonctionnements des avaloirs en nombre insuffisant ou mal positionnés ;
- Dysfonctionnements techniques des réseaux : problèmes de branchement, effet de refoulement, etc. ;
- Infiltrations des nappes phréatiques et problèmes d'étanchéité des ouvrages ;
- Inondation des points bas.

Ces types de dysfonctionnements peuvent engendrer des inondations pour lesquelles la responsabilité civile des collectivités locales peut être engagée. Cependant, dans le cadre de la prévention des inondations, il est stipulé que les ouvrages doivent être dimensionnés en fonction d'événements dont la période de retour est de cent ans ou lorsque cela c'est produit, pour l'événement le plus intense survenu. Cette approche soulève un problème financier majeur lorsqu'une collectivité est soumise à un événement rare dépassant largement le cadre de la crue centennale.

Le développement de la gestion du risque d'inondation.

Les collectivités locales sont devenues des acteurs essentiels de la gestion de l'eau. Leur domaine de compétence s'est très largement élargi aux cours des dernières décennies de même que leurs responsabilités financières mais aussi juridiques. En effet, les collectivités locales ont en charge la distribution de l'eau potable, le traitement des eaux usées, mais aussi l'évacuation des eaux pluviales. Différents échelons administratifs doivent vérifier la cohérence des solutions mises en œuvre avec les lois sur l'eau du 2 février 1992 et sur le renforcement et la protection de l'environnement du 3 janvier 1995. Mais, l'Etat reste néanmoins toujours très présent au niveau local, par l'intermédiaire de nombreux services déconcentrés qui veillent à assurer la bonne exécution des lois et règlements relatifs à l'environnement, à la police des eaux, à l'hygiène et à la santé publique. La fonction de ces services est aussi d'exercer un rôle de conseil et de coordination.

Introduction des techniques alternatives à la gestion des réseaux d'eaux pluviales.

La multiplication des formes de techniques alternatives et leur adaptabilité, leur ont permis d'être intégrées dans de très nombreuses régions. Le volet réglementaire qui conditionne leur réalisation, reste néanmoins très strict. Les techniques alternatives interviennent à deux niveaux de la gestion des eaux pluviales.

Lors de la création de nouveaux espaces urbains, les techniques alternatives préventives ont pour fonction de compenser les effets de l'imperméabilisation des sols sur l'aggravation des processus de ruissellement. Ces structures accompagnent de nouveaux projets urbains et leur taille est généralement modeste, en générale de 10 m^3 à quelques centaines de m^3. Le principe de ces techniques est donc de favoriser l'infiltration des eaux de pluie ou bien de procéder à leur stockage afin d'amortir les débits. Ces ouvrages existent sous de très nombreuses formes : bassins de rétention enterrés, à ciel ouvert, en eau, puits d'infiltration, noues, tranchées et enrobés drainants, stockage sur toiture pour les plus connues.

Les techniques alternatives curatives sont utilisées pour corriger les dysfonctionnements des réseaux existants. Ce sont généralement des ouvrages de grandes capacités, mais les écarts de taille peuvent être très importants en fonction des besoins, de quelques centaines de m^3 à quelques centaines de milliers de m^3.

Les techniques alternatives préventives et curatives se différencient aussi de par l'origine des fonds nécessaires à leur réalisation. Ainsi, les mesures préventives sont essentiellement financées par le secteur privé alors que la création des ouvrages curatifs est supportée par les finances publiques (budget global de fonctionnement des collectivités territoriales et subventions).

La question de l'efficacité réelle des techniques alternatives préventives.
Ces techniques alternatives ne remplacent pas ou ne se substituent pas aux réflexions et améliorations devant être apportées aux réseaux. La France a connu depuis les 15 dernières années un certain nombre d'événements marquants qui ont généralement conditionné les évolutions des lois sur l'eau, l'environnement et la prévention des risques. L'existence même et le recours aux techniques alternatives se justifient au niveau des économies qu'elles permettent de réaliser en évitant le redimensionnement des réseaux ou en limitant leur taille. Face aux événements dramatiques qu'ont connu Nîmes en 1988, Vaison la Romaine en 1992, les départements du Var et des Alpes-Maritimes en 1994 et plus récemment le Gard en 1998 et l'Aude en 2002, le développement des techniques alternatives s'est accéléré. Les techniques alternatives curatives ont naturellement connu un essor important en milieu urbain, mais aussi rural. De même, les prescriptions imposant la construction de techniques alternatives préventives se sont généralisées aux villes exposées aux risques d'inondation. Cependant, à la différence des techniques curatives, les techniques préventives ne bénéficient pas d'études préalables spécifiques à leurs effets sur le fonctionnement des réseaux par temps de crue. Cette remarque n'aurait pas de sens, si la plus part des communes n'imposait ces stratégies préventives dans des espaces déjà urbanisés et équipés de réseaux d'eaux pluviales. Ces techniques posent aussi un certain nombre de problèmes de gestion pour les collectivités locales. D'une part, ces ouvrages sont généralement construits sur des terrains privés et leur entretien est incertain. D'autre part, leur nombre augmente régulièrement et les volumes de stockage qu'ils représentent ainsi que les investissements cumulés ne sont plus négligeables. Dans ces conditions, la Mairie d'Antibes Juan-les-Pins (département des Alpes-Maritimes) a soulevé la question de leur efficacité réelle en matière de protection face aux risques d'inondation.

La réponse à cette question nécessite la connaissance des conditions locales d'application des lois, mais aussi de réalisation et de mise en œuvre des techniques alternatives. Le passage de l'aspect théorique à la dimension pratique doit être abordé tout naturellement par l'étude des connaissances techniques des processus physiques qui sont à l'origine des crues et des inondations. Le milieu urbain regroupe de nombreux types d'espaces et des conditions hydrologiques et hydrauliques parfois très différentes. La réglementation en la matière est pourtant généralement uniforme à l'échelle du pays.

PARTIE I

ASPECTS REGLEMENTAIRES, ECONOMIQUES ET TECHNIQUES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES : LA THEORIE

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain pose de sérieux problèmes techniques, économiques et politiques aux responsables des services techniques ainsi qu'aux élus. Les collectivités disposent d'un arsenal juridique et réglementaire qui leur permet d'identifier le risque en fonction de son importance et donc de sa fréquence. Accusées d'avoir laissé s'étendre anarchiquement l'urbanisation au détriment du milieu naturel, les collectivités sont confrontées aux problèmes d'évacuation des eaux pluviales tout en étant garant de la protection de leurs administrés et de l'environnement.

Les lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995 donnent aux collectivités les moyens réglementaires d'imposer une politique préventive du risque mais aussi curative. Les initiatives sont locales mais doivent répondre à un cadre réglementaire strictement établi et reconduit à différents échelons administratifs et échelles spatiales. Cependant, si la réglementation est très largement instruite, le volet économique du traitement des stratégies à élaborer n'est pas clairement défini.

Ainsi, les mesures préventives peuvent être imposées et financées à l'échelle de la parcelle par des acteurs privés mais le montant des mesures curatives doit être couvert très largement par les collectivités. Les subventions accordées à ces opérations ne couvrent que très partiellement les besoins. Les services d'assainissement des eaux pluviales, généralement associés à la voirie ne bénéficient d'aucune redevance spécifique.

Les techniques alternatives permettent des économies en évitant le redimensionnement des collecteurs. Ces méthodes apparaissent donc essentielles dans un secteur où les recettes sont nulles et les dépenses parfois pharaoniques.

Les techniques alternatives curatives donnent la possibilité de stocker de grandes quantités d'eau et assurent des fonctions d'écrêtement et d'amortissement des crues. Leur dimension varie en fonction des besoins et de quelques centaines de m^3 à plusieurs centaines de milliers de m^3. Ces techniques sont adaptables en fonction des contraintes imposées par chaque site (bassin à ciel ouvert, en eau, enterré, collecteur surcapacitaire).

Les techniques alternatives préventives accompagnent les projets d'aménagement et compensent les effets de l'imperméabilisation des sols. Ces techniques évitent le redimensionnement des réseaux situés en aval et permettent une extension spatiale des villes tout en préservant le niveau de contrôle offert par les réseaux.

L'élaboration des stratégies curatives et préventives impose une bonne connaissance du fonctionnement des réseaux. La capacité hydraulique, les points de défaillance, le volume des inondations doivent être connus afin d'adapter et d'optimiser les techniques à employer. La programmation de ces investissements doit bien sur être déterminée en fonction des enjeux et donc de la vulnérabilité des sites.

Pour atteindre ces objectifs, les collectivités et les maîtres d'ouvrage doivent correctement dimensionner les ouvrages. Les phénomènes pluvieux, leur fréquence, leur durée et leur intensité doivent être correctement estimés avant même d'aborder les caractéristiques hydrologiques propres aux bassins versants. Notons que le département des Alpes-Maritimes est, comme d'autres zones méditerranéennes, soumis à des épisodes pluvieux très intenses.

Les mécanismes physiques qui régissent les processus de ruissellement sont très complexes. Différentes approches peuvent être employées. Mais, il convient au préalable de définir correctement la part des surfaces aménagées et de d'analyser la composition des sols naturels. Les incertitudes sont fortes en ce domaine et les erreurs qui découlent des hypothèses retenues influencent fortement les estimations sur les volumes, les débits et les

temps de ruissellement de surface. Ces estimations sont généralement approchées par des fonctions de production pour quantifier la part des pluies qui ruissellent et des fonctions de transfert pour déterminer l'évolution des débits en fonction du temps (hydrogrammes de crues).

La modélisation dynamique du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales peut être correctement traitée à partir de modèles mathématiques. La modélisation des écoulements exige en contrepartie une très bonne connaissance de l'organisation des réseaux et des organes qui les composent (type de canalisation, taille, côte, etc…). Les équations de BARRE DE SAINT-VENANT offrent aux modèles une excellente description de la physique des fluides, mais font parfois oublier aux aménageurs les limites d'application des modèles existants ainsi que les incertitudes fortes qui pèsent sur le volet hydrologique.

CHAPITRE I

IMPLICATIONS REGLEMENTAIRES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES COMPENSATOIRES DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN

En France, le cadre juridique institué dans le domaine de l'eau s'articule essentiellement autour des lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995 « dite loi BARNIER ». Ces lois ont permis de transcrire les directives européennes en matière de gestion et de protection de la ressource en eau.
La France possède une structure administrative bien spécifique qui définit à plusieurs échelles les rôles, les responsabilités et les objectifs à atteindre. Les Agences de l'Eau, au nombre de six, représentent des entités administratives à l'échelle des grands systèmes hydrologiques de France. Leurs compétences s'étendent aux volets qualitatifs et quantitatifs des eaux potables, usées et pluviales. Les SDAGE (Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux), définis par ces agences, inscrivent les orientations de gestion durable de cette ressource.

L'Etat conserve toujours le contrôle des décisions et reste garant de l'adéquation entre les mesures et les objectifs à l'échelle des domaines d'application quelles que soient les collectivités territoriales concernées (régionales, départementales, locales).

Les collectivités locales ont vu leurs responsabilités s'étendre largement dans le domaine de l'eau. La gestion des eaux potables et des eaux usées s'organise autour de SPIC (Services Publics Industriels et Commerciaux) assurant par gestion déléguée, le plus souvent, la distribution de l'eau potable et la gestion des eaux usées, des stations d'épuration, etc…
Le volet des eaux pluviales est, quant à lui, beaucoup plus délicat à couvrir pour les collectivités locales. En effet, les lois promulguées au cours de la dernière décennie n'ont fait que renforcer leur responsabilité en cas de défaillance des réseaux, c'est-à-dire lors des crues principalement. Le cadre comptable des collectivités ne permet pas, en l'état, de percevoir de redevances pour financer soit les travaux de réhabilitation des réseaux, soit les aménagements structurels à mettre en œuvre afin d'assurer la sécurité du contribuable.

Les techniques alternatives en assainissement pluvial font partie des mesures auxquelles les collectivités ont recours afin de respecter les responsabilités qui leur incombent :

- Protection de l'environnement ;
- Protection face aux inondations.

Les P.P.R. (Plan de Prévention des Risques) instaurés par la loi BARNIER définissent, à l'échelle des collectivités locales, à la fois les objectifs et les moyens à mettre en œuvre conformément aux orientations spécifiées par les SDAGE et SAGE (Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux).
Pour faire face à ces enjeux, les collectivités locales ne peuvent compter que sur un autofinancement et sur des subventions, plafonnées, réglementées provenant de divers organes de l'Etat.

La dimension préventive du risque, c'est-à-dire l'ensemble des mesures qui permettent de réguler et contrôler l'aggravation des phénomènes de ruissellement des eaux pluviales, est déléguée, pour partie, selon un principe « pollueur/payeur », à une catégorie restreinte d'administrés. Les techniques alternatives préventives représentent l'essentiel des aménagements financés par le secteur privé dans le domaine des eaux pluviales.

1. Contexte juridique et administratif en France.

Pour un non-juriste, le contexte juridique et administratif de l'eau en France peut paraître pour le moins complexe. En effet, les dispositions réglementaires relatives à la gestion des eaux pluviales se trouvent dans de nombreux codes (civil, de l'urbanisme, des collectivités territoriales pour ne nommer que les principaux), mais aussi dans de nombreux articles, décrets, codifications et circulaires relatives à des textes de loi (comme celle sur l'eau du 3 janvier 1992, celle sur la protection de l'environnement du 2 février 1995 etc.). D'un point de vue administratif, les Agences de l'Eau et leur comité ont, avec le Préfet coordonnateur de bassin et les acteurs locaux, la responsabilité de mettre en œuvre les mesures nécessaires à l'application et au respect des lois qui encadrent le domaine de l'eau. Le domaine des eaux pluviales est, dans ce contexte, pour le moins délicat à gérer pour les collectivités locales qui sont tenues à des résultats sans disposer des ressources financières pour y aboutir.

1.1. Outils et organismes de la réglementation.

Les lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995 permettent la mise en place et la réalisation d'ouvrages de gestion des eaux pluviales. D'un point de vue hiérarchique, les organismes gestionnaires des stratégies d'aménagement (les Agences de l'Eau et les comités de bassin qui les régissent) assurent une compétence à l'échelle des grands bassins versants. Les six Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE), soit un par Agence, sont institués sous la compétence de l'Etat par l'intermédiaire des préfets de région. Ils fixent pour chaque bassin les orientations fondamentales d'une gestion équilibrée de la ressource en eau. A l'échelle des bassins versants et sous-bassins, les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE), initiés par les pouvoirs locaux, assurent les mêmes fonctions. Ces deux schémas ont pour mission d'encadrer les projets réalisés par les communes dans le respect des règles édictées par la loi sur l'eau [CERTU 1998a].

1.1.1. Agences de l'Eau et Comités de Bassin.

La France s'est dotée d'établissements publics chargés de la gestion de la ressource en eau dans les années 60. Ces agences ont alors pour mission de prendre en charge les problèmes naissant de pollution et de répondre à l'opinion publique qui prend conscience du phénomène, lors d'évènements extrêmes, tels que les pollutions des rivières, des nappes, etc. En dehors de certaines actions, la législation française reste éparse et sectorielle, héritée d'une époque à laquelle l'unité des questions de l'eau n'avait pas encore été appréhendée par le législateur :

- Le Ministère de la Santé protégeait l'eau potable et prévenait les risques sanitaires ;
- Le Ministère de l'Industrie surveillait les établissements classés, les règles d'urbanisme régissaient la collecte et le rejet des effluents urbains, la police de la pêche protégeait les poissons ;
- La Police des Eaux reposait sur l'idée de freiner les rejets, mais sans fondement législatif.

Ces nouveaux organismes, de par leur indépendance budgétaire et leur liberté d'action, vont enlever aux quelques Ministères chargés de la gestion des problèmes de l'eau leurs privilèges. L'introduction de l'adjectif « financière » (Agence Financière de Bassin) signifie implicitement que les Agences ne peuvent pas être maîtres d'ouvrage et limite ainsi leur rôle à la stricte collecte de fonds et à leur redistribution et préserve les prérogatives des collectivités locales. Le démarrage effectif des Agences ne s'est fait qu'en 1968. Mais dès 1966, les problèmes spécifiques à chaque bassin ont été examinés par les Missions Techniques de l'Eau. Depuis, les Agences de l'Eau jouissent d'une bonne réputation parce que les fonds collectés pour l'eau (les redevances) sont globalement destinés à des travaux d'aménagement. Les Agences sont venues combler, partiellement au moins, un vide administratif : elles coordonnent, centralisent et sont un lieu unique et facilement accessible d'entrée et de sortie de l'information.

1.1.1.1. Agences de l'Eau.

L'article 14 de la loi 64 1245 du 16 décembre 1964, relative au régime et à la répartition des eaux et à la lutte contre leur pollution, crée les Agences de l'Eau. Ces agences sont au nombre de six (Adour-Garonne, Artois-Picardie, Loire-Bretagne, Rhin-Meuse, Rhône-Méditerranée-Corse et Seine-Normandie). Ce sont des établissements publics administratifs dotés de la personnalité civile et de l'autonomie financière. Leur champ d'action respectif correspond à un grand bassin hydrographique. Ces agences sont placées sous la double tutelle du Ministère de l'Environnement et du Ministère de l'Economie, des Finances et de l'Industrie.

Chaque Agence de l'Eau comporte un conseil d'administration qui assure le rôle exécutif du Comité de Bassin. Ce conseil d'administration est composé de huit représentants des collectivités, de huit représentants des usagers et de huit représentants de l'Etat, élus par le Comité de Bassin.
Les missions principales de ces agences sont :

- D'assurer la cohérence entre les orientations du Ministère de l'Environnement et la politique définie par les comités de bassin ;
- De susciter et faciliter financièrement et techniquement les actions de lutte contre la pollution de l'eau et contre les inondations ;
- D'assurer l'équilibre des ressources et des besoins en eau ;
- De promouvoir et assurer les partenariats de recherches et d'études entre les organismes concernés.

Leurs ressources financières reposent sur l'application du principe pollueur/payeur et proviennent d'une redevance des usagers, proportionnelle à leur utilisation de l'eau. L'assiette et les taux de la redevance sont fixés en fonction des priorités propres au bassin, après avis du Comité de Bassin (à l'exception de la redevance sur la pollution fixée par décret). La réforme des redevances, imposée par la loi sur l'eau de juin 2001, devrait permettre d'augmenter encore un peu plus leur capacité financière d'intervention. L'essentiel de cette mesure repose sur l'élargissement du principe pollueur/payeur aux activités agricoles.

Les aides allouées aux maîtres d'ouvrages (fonction qu'elles n'assurent pas) publics ou privés peuvent venir en complément de celles des départements, des régions et de l'Etat. La programmation des aides se fait au travers de plans quinquennaux. Le montant des perceptions reçues pour le dernier plan (le septième qui a été lancé le 1er janvier 1997) est de l'ordre d'environ un milliard cinq cent millions d'euros (dix milliards de francs).

1.1.1.2. Comités de Bassin

Qualifiés de parlement de l'eau, les Comités de Bassin jouent un rôle essentiel dans le domaine de l'eau au niveau des bassins [O.I.E. 2000a]. Les Comités sont établis à l'échelle des grands bassins et sont aussi au nombre de six (Adour-Garonne, Artois-Picardie, Loire-Bretagne, Rhin-Meuse, Rhône-Méditerranée-Corse et Seine-Normandie). La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 leur a confié pour mission d'élaborer les SDAGE et les SAGE. D'un point de vue financier, ces comités sont chargés d'approuver l'assiette des redevances perçues par les Agences de l'Eau.
Deux décrets et un arrêté du 6 septembre 1999, établis dans le cadre de la démocratisation du secteur de l'eau, ont modifié la composition des Comités de Bassin.

1.1.1.3. Rôle du Préfet coordonnateur de bassin.

Il s'agit du Préfet du département où se trouve la préfecture de région. Il anime et contrôle les activités des autres Préfets ainsi que celles des présidents ou directeurs des établissements publics dont l'action s'étend sur plusieurs départements.

Le Préfet préside le Comité Technique de l'Eau (C.T.E.) et participe aux travaux des Comités de bassin. Il est le coordonnateur des actions de l'Etat dans le domaine de l'eau et de la gestion des milieux aquatiques. Le coordonnateur de bassin doit approuver les SAGE depuis les deux décrets du 24 septembre 1992 qui renforcent ses pouvoirs.

1.1.1.4. Comité Technique de l'Eau (C.T.E.).

La Direction Régionale de l'Environnement (DIREN) exerce la fonction de secrétaire général dans ce comité et le Préfet de Région celle de président. Sa mission essentielle est de coordonner et d'intensifier les études d'inventaires des ressources en eau, ainsi que de suivre l'exécution des programmes d'aménagement, de gestion et d'exploitation.

1.1.2. Lois sur l'eau et l'environnement.

Le dispositif législatif dans le domaine de l'eau a été profondément revu avec la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 qui a rénové le droit français et donné à l'Etat les moyens juridiques nécessaires pour mettre en place une police des eaux plus efficace. L'Etat a commencé à se réorganiser pour améliorer son efficacité (création d'une direction de l'eau à l'administration centrale du ministère chargé de l'environnement, création des directions régionales de l'environnement et des missions inter-services de l'eau au niveau départemental).

La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et la loi du 2 février 1995 sur le renforcement de la protection de l'environnement (dite loi BARNIER) ont pour objectifs de permettre, aux acteurs de la gestion de l'eau en milieu urbain, une approche globale et intégrée des eaux pluviales. La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 s'inscrit dans une vision de développement durable de l'urbanisme et de la protection du milieu naturel. Ce texte concerne donc les eaux usées, les ressources en eau et les eaux pluviales. Cette loi a aussi permis de transposer en droit interne la directive européenne du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux résiduelles.
La gestion des eaux de pluie, en milieu urbain, responsabilise les collectivités à la fois sur la contamination et la pollution des eaux de ruissellement, mais aussi sur la maîtrise des écoulements et des risques d'inondation qui y sont liés. De ce fait, le législateur, par le biais de la loi sur l'eau, a soumis au régime d'autorisation ou de déclaration, les travaux de maîtrise des eaux pluviales et de leur ruissellement (déclaration pour des ouvrages dont la surface est comprise entre 1 et 20 hectares, autorisation pour des ouvrages dont la surface est supérieure à 20 hectares, article n°31 de la loi sur l'eau de 1992). Notons que cette loi n'intervient pas dans le dimensionnement des collecteurs réceptacles des rejets (eaux de pluie transitant dans les collecteurs).

La portée pratique de la loi sur l'eau est importante. Ce texte concerne directement ou indirectement toutes les réalisations ayant trait à la gestion des eaux pluviales. Ainsi la loi sur l'eau, de par ses dispositions, encadre et favorise le recours aux techniques alternatives :

- Par le biais des Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) et des Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE) ;
- Par la délimitation possible d'un zonage en matière d'assainissement ;
- Par l'institution d'une procédure devant faciliter la réalisation, par les collectivités, d'ouvrages destinés à la maîtrise des eaux pluviales ;
- Par des mesures pouvant être prises dans le cadre de la police de l'eau.

Mais l'organisation institutionnelle, dans le domaine de l'eau, repose aussi sur la loi sur l'eau du 16 décembre 1964 qui a créé les organismes de bassin (Comités de Bassin, Agences de l'Eau). Cette loi a fortement inspiré le contenu de la directive européenne 2000/60/CE établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau, directive que viennent d'adopter le Parlement européen et le Conseil des Ministres de l'Union européenne. Même si la directive cadre est proche de la conception française, des aménagements législatifs sont nécessaires pour la transposer dans le droit français.

La nouvelle loi sur l'eau qui devrait voir le jour en 2003, a quatre objectifs principaux :

- Transposer dans le droit français la nouvelle directive cadre 2000/60/CE du 23 octobre 2000 pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau et renforcer la décentralisation ;
- Mieux appliquer le principe pollueur/payeur et soumettre les programmes pluriannuels ;
- Renforcer la transparence, la démocratie et la solidarité dans le service public de l'eau et de l'assainissement, en vue notamment de garantir le droit de chacun d'accéder à l'eau potable pour satisfaire ses besoins vitaux ;
- Améliorer l'exercice de la police de l'eau.

Le projet de loi renforce les pouvoirs de la police de l'eau de l'Etat, notamment en permettant de s'opposer à des travaux, soumis à déclaration, incompatibles avec le SDAGE. Ce projet prévoit aussi un élargissement des possibilités d'intervention des collectivités locales en matière de gestion des cours d'eau et des zones inondables. Celui-ci doit permettre aux collectivités d'améliorer l'efficacité des actions menées dans la prévention des dommages provoqués par les inondations et de créer des servitudes de sur-inondation pour écrêter les crues.

Ce texte ne concerne cependant que la gestion des cours domaniaux et sa décentralisation. Les mesures prises n'auront donc que peu d'incidence sur les ouvrages de protection des crues (brutales) des rivières urbaines. D'un point de vue financier, ces opérations permettront aux Agences de l'Eau de disposer de 2% des surprimes versées aux fonds de prévention des risques naturels majeurs par les sociétés d'assurance. Cela, même si leurs attributs ne les autorisent pas à participer aux financements des projets initiés par les collectivités.

1.1.3. SDAGE et SAGE.

La conception des Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) relève de la compétence de l'Etat. La dimension spatiale des SDAGE est celle des grands systèmes de bassin c'est-à-dire le périmètre d'intervention des Agences de l'Eau. D'un point de vue technique, les SDAGE doivent mettre en place une approche globale du cycle de l'eau. En d'autres termes, ils doivent s'assurer de la cohérence des usages de l'eau par rapport aux objectifs de protection et de développement de cette ressource. Dans son aspect politique, l'ambition est aussi grande. En effet, les SDAGE ont pour objectif d'établir un processus de négociations collectives pour définir les priorités de chaque système de bassin. Au niveau juridique, les SDAGE doivent fournir, aux services en charge de la police de l'eau, un cadre de référence qui justifie leurs interventions sur le terrain. Ces Schémas Directeurs doivent aussi traduire les différentes lois (notamment celles sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995) afin d'établir des dispositions ayant une portée juridique. Une autre de leur fonction est de centraliser, à leur échelle, la cartographie des zones inondables ainsi que l'ensemble des mesures prises au niveau des préfectures et des collectivités afin de prévenir les risques d'inondation (conformément à la circulaire du 24 janvier 1994 relative à la prévention des inondations et à la gestion des zones inondables). Les SDAGE sont élaborés au sein des Comités de Bassin, avec la consultation des conseils régionaux et généraux ainsi que des services de l'Etat. Leur approbation est alors donnée par le préfet coordonnateur. La première génération de SDAGE a été adoptée fin 1996 peu de temps avant l'échéance du 3 janvier 1997 fixée par la loi [O.I.E. 2000c].

A la différence des SDAGE, les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE) sont établis en fonction de bassins versants ou sous-bassins. Leurs objectifs sont identiques à ceux des SDAGE puisqu'ils visent aussi à la protection des ressources en eau. Les SAGE sont initiés à l'échelle locale et mis en œuvre à cette échelle. Leur périmètre est défini par les SDAGE ou bien proposé par les collectivités. L'approbation des limites est arrêtée par le

préfet. Les SAGE sont élaborés par les Commissions Locales de l'Eau (CLE). Mais, la nouvelle loi sur l'eau qui doit être votée au cours de l'année 2003, devrait offrir aux CLE trois solutions pour en assurer la maîtrise d'ouvrage :

- Soit constituer la «communauté locale de l'eau», établissement public de coopération intercommunale, dès l'approbation du périmètre de SAGE ;
- Soit constituer un groupement d'intérêt public local, à l'exemple des groupements d'intérêt public de développement local prévus par la loi sur l'aménagement et le développement des territoires ;
- Soit confier la réalisation des études préalables et du suivi du SAGE à l'Etablissement Public Territorial de Bassin (E.P.T.B.) lorsqu'il existe.

Les CLE sont composées à 50% par les représentants des collectivités territoriales et des établissements publics, à 25% par les services de l'Etat et à 25% par les usagers, riverains et associations. Elles assurent une fonction de maîtrise d'ouvrage des opérations arrêtées par les SAGE dans leur périmètre d'action. Les dossiers des SAGE doivent fournir un état des lieux comprenant un diagnostic et des perspectives. Une stratégie cohérente est proposée avec le détail des éléments techniques, du montage financier et administratif des mesures à entreprendre. Evidemment, l'ensemble de cette stratégie doit être en accord avec les SDAGE.

La force des SDAGE et des SAGE est donc de ne pas correspondre à un découpage administratif. Ils permettent ainsi une approche globale et une réflexion précise sur le fonctionnement du cycle de l'eau. Le rôle d'encadrement des SDAGE et SAGE limite leur portée juridique au sens étymologique du terme. En effet, du fait de leur extension spatiale, les contraintes qu'ils impliquent aux collectivités locales sont peu nombreuses. Cependant, toute décision prise par une collectivité, en rapport à la gestion des eaux pluviales, se doit d'être compatible ou rendue compatible avec le contenu des SDAGE ou des SAGE agissant sur la zone considérée. [CHOCAT & al. 1997].

Les missions des SAGE peuvent être résumées en quatre grandes lignes :

- *Les SAGE fixent des objectifs de qualité à atteindre dans un délai donné ;*
- *Les SAGE définissent des objectifs de répartition de la ressource en eau entre les différents usages ;*
- *Les SAGE identifient et protègent les milieux aquatiques sensibles ;*
- *Les SAGE définissent des actions de protection de la ressource et de lutte contre les inondations.*

1.1.4. Outils de planification des collectivités territoriales : urbanisme prévisionnel.

Les outils de planification, mis à la disposition des collectivités, ont pour mission d'élaborer une stratégie à long terme de l'aménagement de leur territoire, mais aussi d'établir une réglementation adaptée aux problèmes rencontrés. Dans le cadre de la gestion des eaux pluviales, l'anticipation apparaît comme un élément clef qui offre aux responsables locaux une lecture globale des situations parfois très hétérogènes. Les Schémas Directeurs (S.D.) donnent des orientations à long terme et conformes aux réglementations prescrites dans les Plan d'Occupation des Sols (POS). Les Plans de Prévention des Risques (P.P.R.), documents annexés aux POS, introduisent la prise en compte des risques naturels présents. La délimitation des territoires exposés à des risques, par un zonage de la commune, aboutit à un renforcement de la réglementation et se traduit par l'imposition de mesures spécifiques de protection et/ou de prévention. Dans le domaine de la prévention des risques d'inondation, ces outils permettent aux collectivités de définir leur degré d'exposition aux inondations et de programmer les aménagements préventifs et curatifs de gestion des eaux pluviales.

1.1.4.1. Schémas de Cohérence Territoriale (S.C.T.).

Le volet urbanisme de la loi Solidarité et Renouvellement Urbain (S.R.U.) est entré en vigueur le 1er avril 2001. Les Schémas de Cohérence Territoriale (S.C.T.) remplacent les Schémas Directeurs. Les Schémas Directeurs existants sont soumis au régime juridique des S.C.T. Bien que dans certains cas, les schémas puissent être élaborés ou révisés par l'Etat (article L. 122-5), ils sont habituellement établis à l'initiative des communes concernées (article L. 122-1-1). Les communes concernées sont chargées de l'élaboration d'un schéma et confient sa réalisation à la structure intercommunale compétente (Syndicat Intercommunal à Vocation Unique : SIVU, Syndicat Intercommunal à Vocation Multiple : SIVOM, communauté de communes, syndicat mixte).

Après la fixation du périmètre, les différentes phases de la procédure d'élaboration sont :

- La prescription de l'élaboration (article R. 122-4) décidée par l'établissement de coopération intercommunale chargé de l'élaboration ;
- L'établissement du projet auquel sont associés notamment les services de l'Etat et, à leur demande, le département et la région (article R. 122-7) ;
- L'arrêt du projet, décision par laquelle l'établissement de coopération intercommunale fixe les dispositions qu'il entend voir appliquées ;
- Les consultations sur le projet arrêté (article R. 122-10), phase au cours de laquelle les personnes publiques associées et les communes concernées vérifient que le projet prend en compte leurs enjeux et leurs intérêts et formulent des avis en conséquence ;
- La mise à disposition au public (article R. 122-11) du projet arrêté qui permet à chacun de prendre connaissance du projet de schéma et de formuler ses observations ;
- La mise au point du projet pour tenir compte des observations du public, des avis des communes et des personnes publiques associées ;
- L'approbation (article R. 122-12) du Schéma Directeur.

Les schémas approuvés ne sont pas opposables aux tiers (c'est-à-dire que leurs seules dispositions ne peuvent, par exemple, motiver le refus d'un permis de construire). Par contre, plusieurs documents doivent être compatibles avec leurs orientations :

- Les Plans d'Occupation des Sols (POS) ;
- Les Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) ;
- Les projets d'acquisitions foncières des collectivités publiques ;
- Les programmations des grands travaux d'équipement.

Le périmètre couvert par le schéma est proposé par les communes présentant une communauté d'intérêts économiques et sociaux, puis est arrêté par le représentant de l'Etat, après consultation des communes et du ou des départements concernés. Si le périmètre intègre une population de plus de 100 000 habitants, la région est également consultée. Des communes peuvent être incorporées contre leur gré dans le périmètre d'un schéma. Ces schémas sont des documents prospectifs à long terme et fournissent un cadre général pour la réalisation des grands équipements, mais aussi, pour la constitution des réserves foncières de la commune. L'élaboration du Schéma Directeur revient à un établissement public ayant compétence en matière d'urbanisme. La loi sur l'eau de 1992 avait renforcé son poids dans la gestion des eaux pluviales en imposant la réalisation d'un rapport devant préciser les orientations retenues dans le domaine de l'eau. Les Schémas doivent en outre assurer la cohérence entre les diverses solutions retenues pour l'assainissement des eaux pluviales et usées. La programmation des grands travaux d'aménagement des réseaux (re-dimensionnement ou réalisation d'ouvrage de stockage des eaux pluviales) est inscrite dans les schémas.

1.1.4.2. Plan d'Occupation des Sols (POS).

Le Plan d'Occupation des Sols (POS) est une pièce maîtresse pour la mise en œuvre d'une politique préventive de la gestion des eaux pluviales. Les collectivités locales multiplient les restrictions et les contraintes lors de l'élaboration de leur POS. En effet, la tendance actuelle est de rechercher leur responsabilité dans le dysfonctionnement des réseaux d'assainissement engendrant des dommages aux biens ou aux personnes [CHOCAT & al. 1997].

L'élaboration de ce document d'urbanisme réglementaire se doit de réunir un éventail, le plus large possible, d'acteurs des collectivités dans un groupe de travail (art R.123-8 du Code de l'Urbanisme, C.U.). En règle générale, les techniciens sont peu représentés et en définitive le volet concernant l'assainissement pluvial est souvent absent. Cependant, lorsque ce volet existe, les documents qui en découlent, permettent de répondre de manière efficace à la gestion du risque d'inondation par ruissellement pluvial urbain. Les POS ne sont pas des programmes ou des décisions administratives dans le domaine de l'eau. Cependant, les POS doivent être rendus compatibles avec les dispositions des SDAGE et SAGE auxquels ils sont soumis. Ainsi, une des tâches essentielles des POS est de délimiter les zones urbaines, ainsi que les zones à urbaniser, tout en prenant en compte l'existence de risques naturels (art L.123-1 du C.U.). Si besoin est, les communes délimitent les zones où des mesures doivent être prises pour assurer la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales (art L.123-1 du C.U.), sur la base de zonage d'assainissement (art L.2240-10 du Code Général des Collectivités Territoriales, C.G.C.T.). La prise en compte du risque hydrologique dans le dossier du POS se décline en trois niveaux :

- L'économie générale du POS (principes généraux d'aménagement) ;
- La prescription de mesures collectives de prévention et de protection (acteurs institutionnels) ;
- La prescription de solutions individuelles, liées à l'occupation ou l'utilisation des sols (particuliers et acteurs privés) [CERTU 1998b].

Le corps du POS se compose de quatre parties distinctes :

- Le rapport de présentation analyse les incidences des mesures du POS sur le site et son environnement. Ce rapport se doit aussi de justifier les mesures de précaution prises et de fournir les données disponibles sur les risques, leur fréquence et leur importance.
- Les documents graphiques présentent les délimitations des secteurs spécifiques en fonction de leur nature et de la gravité des risques, ainsi que des espaces réservés.
- Le règlement est défini en fonction des découpages de secteurs. Ce règlement se doit d'être adapté aux conditions particulières locales afin que les prescriptions imposées soient exécutables et vérifiables.
- Les annexes regroupent les plans des réseaux d'eaux usées et pluviales existants et à venir en fonction des projets de développement retenus ainsi que leurs notes techniques.

1.1.4.3. Plans de Prévention des Risques (P.P.R.).

Les Plans de Prévention des Risques (P.P.R.) ont été institués par la loi du 2 février 1995 sur le renforcement de la protection de l'environnement. Les P.P.R. constituent des servitudes d'utilité publique. Ils doivent être annexés aux POS conformément à l'article L126.1 du code de l'urbanisme. Leur mise en œuvre incombe à l'Etat. Les P.P.R. s'articulent autour de trois documents : une note de présentation, des graphiques de l'aléa inondation et des zones homogènes soumises à un risque et un règlement précisant les mesures applicables à chacune des zones. En dehors de ces points, les P.P.R. ont une incidence sur la gestion des eaux pluviales. En effet, ils permettent aux collectivités d'intervenir sur des zones non exposées directement aux risques d'inondation, mais pouvant les aggraver. Cette distinction est particulièrement importante pour les mesures de maîtrise du ruissellement des eaux pluviales. D'autre part, les prescriptions ou mesures d'interdiction qui résultent des

P.P.R., couvrent un champ théorique très vaste puisqu'elles concernent la réalisation et l'utilisation de tous les types de constructions, d'ouvrages et d'aménagements.

Les Agences de l'Eau donnent une portée pratique aux lois cadres telles que les lois sur l'eau du 3 janvier 1992 ou sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995. Ces Agences permettent à l'Etat de garder le contrôle des orientations et des mesures sur l'eau.

Les Préfets et Comités de Bassin en sont les représentants. Au niveau local, les mesures prises, pour la gestion des eaux pluviales, doivent être conformes aux prérogatives éditées par les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE) et les Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE). Ces derniers donnent une dimension opérationnelle aux diverses lois, (lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995). Ces schémas octroient aussi les moyens aux polices de l'eau d'exercer leur pouvoir, et donc, de s'assurer que les collectivités respectent bien les prérogatives de zonage, de maîtrise du ruissellement urbain des eaux pluviales et de préservation des ressources.

L'action des collectivités locales s'articule autour de la réalisation des documents que sont les Plans d'Occupation des Sols (POS), les Plans de Prévention des Risques (P.P.R.) et les Schémas Directeurs (S.D.). Ces documents édictent des zonages qui délimitent des espaces où le risque d'inondation existe. De nombreuses prescriptions encadrent les travaux de construction, participent à la mise en œuvre de mesures préventives et fixent les aménagements structurants ainsi que leur programmation. Sous l'égide des SAGE et SDAGE, certaines orientations peuvent être appliquées afin de préserver les ressources des risques de pollutions accidentelles.

1.2. Encadrement juridique des techniques alternatives.

L'encadrement juridique des techniques alternatives est particulièrement complexe. En effet, la mise en oeuvre de ces techniques ne relève pas que d'un seul article, mais de nombreuses dispositions législatives ou réglementaires issues des lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995. Ces dispositions sont essentiellement appliquées au Code Général des Collectivités Territoriales (C.G.C.T.), au Code Civil (C.C.) et au Code de l'Urbanisme (C.U.). Les actions entreprises doivent répondre aux directives des SDAGE et des SAGE. Aucun texte ne fait directement référence aux techniques alternatives, néanmoins plusieurs éléments peuvent être évoqués.

1.2.1. Lois du domaine de l'eau.

Conformément aux articles 3 et 5 de la loi sur l'eau du 3 janvier 1992, la décision de recourir aux techniques alternatives est pour les collectivités une décision administrative qui doit être compatible ou rendue compatible au SDAGE ou SAGE en vigueur.

L'article 31 de la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 précise que les collectivités territoriales et leurs groupements sont autorisés à utiliser la procédure des articles L.151-36 à L151-40 du Code Rural pour étudier, exécuter et exploiter directement ou par voie de concession, tous travaux, ouvrages ou installations compatibles avec le SAGE… et qui viseraient la maîtrise des eaux pluviales et de ruissellement.

Dans ce cas, les dépenses liées aux travaux doivent être réparties entre les auteurs et bénéficiaires des opérations d'aménagement. Cette règle s'étend à toute autre personne responsable de l'aggravation du ruissellement. Ces participations financières ainsi que le mode de fonctionnement et d'entretien des ouvrages doivent être définis dans un programme des travaux. Ce programme doit être soumis à enquête publique dans les conditions énoncées dans le décret n°93-1182 du 21 octobre 1993.

L'article 35-III de la loi sur l'eau du 2 février 1995, codifié par l'article L.2224-10 du C.G.C.T., prévoit que les communes ou leurs groupements en établissements publics délimitent, après enquête publique, deux catégories de zones :

- Eaux usées ou eaux mélangées :
  - Zones d'assainissement collectif ;
  - Zones d'assainissement non collectif (délimitées obligatoirement par les communes).
- Eaux pluviales et de ruissellement :
  - Zones de limitation de l'imperméabilisation (maîtrise des débits et des écoulements) ;
  - Zones avec création d'ouvrages de collecte, de stockage et/ou de traitement si le risque de pollution lié aux eaux de pluie ou de ruissellement menace le milieu aquatique ou le système d'assainissement existant.

La réalisation de ce zonage par les collectivités n'entraîne pas de sanction de la part du C.G.C.T.. Cependant, en cas de dommages imputables aux eaux, les collectivités peuvent être tenues pour responsables de négligences ou imprudences.

1.2.2. Droit de l'urbanisme et Code Civil.

Le droit de l'urbanisme ne précise pas d'obligation de raccordement à un réseau d'eau pluviale pour une construction existante ou future. Il ne précise pas non plus d'obligation de desserte des terrains constructibles par la réalisation d'un réseau d'assainissement public d'eau pluviale. Ainsi, si le réseau d'eau pluviale n'est pas obligatoire, s'il n'y a pas d'obligation de raccordement et si une mairie refuse le raccordement d'un privé à un réseau existant (dans le cas où celui-ci serait saturé), la voie est ouverte pour la réalisation de

techniques alternatives. En effet, la mise en place d'une politique d'aménagement des réseaux publics d'eaux pluviales peut se reposer sur les règles du Code Civil.

Les articles 640, 641 et 681 du Code Civil instituent des servitudes de droit privé destinées à régler les problèmes d'écoulement des eaux pluviales entre propriétés privées. Le propriétaire situé en aval se doit de recevoir les eaux de ruissellement du propriétaire situé en amont. Cette servitude possède néanmoins de nombreuses restrictions qui engagent la responsabilité civile du propriétaire amont. Ces restrictions justifient le recours aux techniques alternatives pour la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales :

- Le ruissellement doit être naturel et non altéré par l'homme ;
- L'augmentation significative des débits des eaux reçues par les terrains en aval ne doit pas être le résultat d'un programme d'aménagement et de l'imperméabilisation qui en résulte.

Si le propriétaire aval est le domaine public, la jurisprudence impose, en respectant les règles de la police administrative, la conservation du domaine public et de la sécurité routière.

1.2.3. Urbanisme réglementaire.

Selon l'angle d'approche ici retenu, la mission du Code de l'Urbanisme peut se résumer à l'exercice d'une liaison entre les programmes d'aménagement et la gestion des eaux pluviales.

L'article R.123-18-II-1° permet d'exiger des conditions spéciales pour des constructions et installations de toute nature soumises à des risques naturels.

L'article R.123-18-II-2° permet d'ordonner des prescriptions spécifiques relatives à l'équipement des terrains en fonction des zones existantes.

Ces deux articles offrent aux collectivités deux options pour imposer des techniques alternatives aux nouveaux projets d'aménagement. Cependant, les collectivités se doivent de justifier des risques encourus ainsi que de la nécessité des mesures de limitation et/ou de contrôle du ruissellement des eaux pluviales.

L'article R.123-21 légifère aux aménageurs publics ou privés la réalisation d'ouvrages de stockage et/ou d'infiltration par le biais de la création de zones où des mesures de limitation de l'imperméabilisation des sols et de maîtrise des eaux pluviales sont imposées.

1.2.4. Articles clés du POS pour l'imposition de techniques alternatives.

Deux règlements peuvent être rédigés dans les POS. Les dispositions que ces règlements mettent en avant sont spécifiques à la gestion des eaux pluviales ainsi qu'à la mise en œuvre des techniques alternatives.
L'article 4 du règlement du POS est le moyen le plus direct pour imposer la réalisation de techniques alternatives. Cet article est issu des articles 640 et 641 du code civil et permet :

- De fixer des débits de fuite maximaux et admissibles pour une parcelle ou bien de manière équivalente de fixer un coefficient d'imperméabilisation maximum autorisé ;
- De fixer un volume minimum de stockage ou une capacité minimum d'infiltration ;
- De définir un exutoire particulier pour une parcelle ;
- De ne pas autoriser la modification des axes d'écoulement.

L'article 13 du règlement du POS impose la limitation de l'imperméabilisation des espaces libres définis.

La présentation des articles de loi, permettant la mise en œuvre et la réalisation des techniques alternatives dans le domaine des eaux pluviales, montre à quel point le poids du droit privé est important. Or, l'essence même du droit privé est en contradiction directe avec les préoccupations de prévention des risques d'inondation relatives à la notion de service public.

L'imposition des techniques alternatives, à l'échelle de la parcelle, repose essentiellement sur l'engagement de la responsabilité civile des propriétaires dans le cadre de la maîtrise et de la qualité des eaux de ruissellement. De plus, cette responsabilité ne saurait être engagée autrement que pour des constructions nouvelles. Ainsi, les collectivités ne peuvent pas imposer légalement des prescriptions sur la gestion des eaux pluviales aux propriétaires anciens (exception faite des industriels responsables de pollutions ou susceptibles de les générer). De ce fait, l'ensemble de la réalisation des ouvrages curatifs est à la charge des collectivités et des nouveaux arrivants.

Conclusion §1

La stratégie de gestion des eaux pluviales, appliquée dans une collectivité, dépend de la collectivité elle-même. Elle doit répondre aux orientations définies dans un cadre plus large, celui des grands systèmes de bassins. Ainsi, le système réglementaire français permet à l'Etat de définir les grandes orientations pour la gestion des eaux pluviales (à travers les Agences de l'Eau, les Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux et les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux dont elles ont la responsabilité). L'initiative locale est encadrée strictement par les Agences de l'Eau qui, en dehors de l'élaboration des SDAGE, sont aussi responsables d'une partie des ressources financières destinées aux aménagements des eaux pluviales.
La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 reste la clé de voûte des opérations pouvant être entreprises dans le cadre des eaux pluviales. La complexité des moyens d'actions juridiques en jeu est telle que cette loi est intégrée dans la plupart des codes. Elle oriente et permet la maîtrise des risques de ruissellement et de pollution des eaux pluviales à différentes échelles spatiales du milieu urbain :

- *Ouvrages préventifs au ruissellement des eaux pluviales ;*
- *Ouvrages curatifs de protection face aux risques d'inondation ou de pollution ;*
- *Définition de zones dans l'espace urbain (orientations spécifiques pour chaque zone).*

Les collectivités disposent d'un arsenal réglementaire vaste, mais encore incomplet, notamment au niveau de leur capacité d'intervention sur le domaine privé en matière de gestion et de programmation des moyens de lutte contre les inondations. Du point de vue des aides financières, la mise en œuvre et la programmation des mesures de protection est encore particulièrement difficile et délicate pour les collectivités qui ne sont toujours pas en mesure de bénéficier de l'aide des Agences de l'Eau, dont les ressources sont normalement allouées à la lutte contre la pollution des milieux récepteurs.

2. Organisation de l'assainissement pluvial, la position des techniques alternatives.

Le transfert des compétences financières sur les eaux potables et usées permet un budget par nature équilibré dans la mesure où les redevances compensent les charges de ces services. A l'inverse, la gestion des eaux pluviales reste une charge nette qui est intégrée dans le budget communal, celle-ci vient en déduction de l'attribution de compensation qui est reversée aux communes.

L'évaluation de ce budget doit être précise, mais le problème non résolu du financement du traitement des eaux de pluie parasite son calcul. La redevance payée par l'usager d'un service public, industriel et commercial ne doit pas servir à financer des dépenses étrangères à l'objet du service. L'évacuation des eaux pluviales ne doit donc pas être financée par la redevance d'assainissement, mais par les différents transferts de l'Etat perçus par la commune (Dotation Globale d'Equipement et Fond Commun de la TVA). Ceci toutefois n'est envisageable que pour les communes dotées de réseaux séparatifs pour lesquels le coût de collecte et de traitement des eaux de pluie peut en théorie être estimé en fonction du temps passé par le service technique.

Lorsque les réseaux sont unitaires, les eaux de pluie font l'objet d'un partage de financement entre le budget assainissement et le budget principal. Ce financement repose alors sur des critères de répartition nécessairement discutables et donne lieu, le cas échéant, au versement de subventions sous forme de contributions du budget aux charges des eaux pluviales.

L'expérience montre que le versement de ces contributions est rarement évalué en fonction du coût réel des eaux pluviales, mais relève en fait d'une stratégie de financement du service public d'assainissement. Il s'agit, le plus souvent, d'une somme forfaitaire, non indexée, mais reconduite à l'identique d'année en année, permettant d'apporter une subvention au budget annexe. L'évaluation des charges transférées au titre des eaux de pluie se révèle donc complexe voir impossible. Les charges allouées pour un certain nombre d'aménagements dépasse largement les capacités d'autofinancement des collectivités et contribue ainsi à leur endettement [DE MONTERNO 2000].

2.1. Ressources financières de l'assainissement pluvial.

Le système économique de gestion des eaux pluviales, dans le contexte des collectivités territoriales, est en soit un hiatus. La définition du terme économie peut se résumer comme l'ensemble des activités humaines relatives à la production, la distribution et la consommation des richesses et celle du terme système comme un mode d'organisation et donc de production des richesses. Or, la gestion des eaux pluviales reste du domaine public et le mode économique qui la régit est planifié (s'opposant directement à une économie marchande). Dans ce contexte et sans possibilité d'attribuer une valeur marchande à cette richesse, les options de financement des ouvrages de gestion, de régulation et de traitement restent à la charge des organismes publics responsables. Cette constatation de H. HUNTZINGER est toujours d'actualité, et ce, même si depuis mai 1991, les fonctions des ouvrages alloués aux eaux pluviales se sont élargies, couvrant à l'heure actuelle des domaines allant du contrôle hydraulique aux traitement et dépollution des eaux [HUNTZINGER 1990].

2.1.1. Domaine d'intervention des ressources publiques.

L'analyse de la structure type du budget communal en France amène quelques observations. La première, et la plus importante, est que les budgets communaux ne disposent pas de budgets annexes propres aux services d'assainissement pluvial. Ce service urbain à part entière ne fait pas payer à l'usager, totalement ou partiellement, le coût du service rendu. La charge financière est répartie indirectement sur l'ensemble des contribuables de la commune et directement sur les nouveaux arrivants par l'imposition de techniques alternatives de rétention.

L'article L372-6 du Code des Communes indique que « les services publics d'assainissement sont financièrement gérés comme des services à caractère industriel et commercial ». Cet article précise la distinction entre le Service Public, les Services Publics Industriels et Commerciaux (SPIC : eau potable, assainissement, eau usée, électricité, gaz, transport etc.) et les Services Publics Administratifs (SPA : eaux pluviales, entretien des voies publiques, bibliothèques, lutte contre les incendies, etc.). L'activité des SPIC les apparente à des sociétés privées. Le coût du service rendu est couvert par l'usager. Par opposition, les SPA offrent des services non soumis à redevance dont les ressources proviennent principalement des recettes fiscales ou des subventions de la collectivité locale.

Malheureusement, pour les gestionnaires des communes, la somme des investissements dans le secteur des eaux pluviales est importante et croît régulièrement. Un des éléments marquant de ces dépenses est qu'elles ne donnent pas lieu à un programme d'amortissement. Ces investissements lourds engendrent, aujourd'hui, d'importantes dépenses de fonctionnement et participent pleinement à l'augmentation des dettes des collectivités. L'absence de budget propre est à l'origine de la multiplication des ressources de financement autres que celles supportées par l'autofinancement net et la Dotation Globale d'Equipement (D.G.E.).
Quatre autres sources peuvent venir abonder le budget d'investissement : celles en relation avec le service rendu, les Taxes Locales d'Equipement (T.L.E. dont le prélèvement est automatique pour les communes de plus de 10 000 habitants et celles de la région parisienne) et celles provenant des départements, des régions ou de la nation, correspondant à une politique de solidarité.

Les Agences de l'Eau jouent un rôle important dans le financement de l'assainissement des eaux usées. Cette capacité financière intervient avec pour objectif la protection du milieu naturel et peut donc permettre la réalisation d'ouvrages de rétention à fonction curative (bassins de rétention voués à la prévention des débordements et inondations). Leur capacité financière provient des redevances perçues sur le principe pollueur/payeur appliquées sur une base incitative et non coercitive. Elle est redistribuée, entre autre, aux collectivités lorsqu'elles font office de maître d'ouvrage ou bien lorsqu'elles sollicitent des études d'aménagement. L'aide perçue par les collectivités se traduit sous forme de prêts, de subventions ou bien d'avances remboursables.
Il est à noter tout de même que l'intervention des Agences de l'Eau pour des projets de gestion des eaux pluviales en milieu urbain est récente, mais les sommes allouées croissent significativement entre chaque programme.
Les autres conséquences financières de ces investissements sont la hausse de l'endettement des communes. Ces dernières sont obligées de renégocier les emprunts, de s'orienter vers un financement direct de l'usager (cas de très nombreuses communes en France), de limiter l'investissement dans de nouveaux réseaux en favorisant les techniques alternatives [RENARD & TEILLOT 1990].

2.1.2. Gestion comptable des eaux pluviales pour les collectivités.

La qualité de SPIC implique, pour le service d'assainissement, la mise en place d'un budget séparé du budget principal de la collectivité (article R. 372-16 du Code des Communes). La nomenclature comptable M49 est obligatoire depuis 1993. Elle se rapproche de celle des sociétés privées du secteur de l'eau. Elle impose l'inscription budgétaire des lignes d'amortissements techniques des immobilisations en charge d'exploitation**.** Si le service est affermé, les opérations retracées ne sont plus que les investissements à charge de la collectivité. Pour les communes dont le réseau est séparatif, la dette liée aux eaux pluviales relève du budget général et n'est pas isolée. Elle peut, en outre, difficilement être reconstituée dans la mesure où les réseaux des eaux pluviales séparatifs font rarement l'objet d'un inventaire par année : gérés en M14, ils ne sont pas amortis et leur renouvellement n'est pas provisionné.

La réglementation impose la distinction entre les eaux pluviales et les eaux usées. La part relative des eaux pluviales est prise en compte dans le budget général de la collectivité, dans le cas d'un réseau séparatif. En l'état actuel de la réglementation, il n'est pas possible d'identifier le responsable des eaux de ruissellement. Ce qui explique cette répartition.
En dehors de ce fait, le principal frein au développement d'un nouveau type de gestion est l'absence de valorisation des eaux pluviales. La valorisation des eaux pluviales apparaît comme nécessaire si l'on veut déléguer la gestion de ce service public (concession, affermage, gestion déléguée, régie intercommunale ou intéressée, contrats mixtes et innommés). Malheureusement, la répartition et la distribution non prévisible de ce bien rendent délicate toute planification à une échelle globale.

2.1.3. Implication des investisseurs privés : une nouvelle voie.

La loi sur l'eau permet l'imposition de techniques alternatives, pour la maîtrise soit du ruissellement (limitation des débits de fuite à la parcelle), soit des risques de pollution. Cette ouverture est d'ores et déjà largement exploitée par les collectivités locales qui voient en elle, et à juste titre, une nouvelle source de financement pour la gestion des eaux pluviales.
Prescriptions imposées par les POS à tous les nouveaux permis de construire ou modifications, les ouvrages compensatoires sont réalisés à titre préventif. Ils se contentent, dans la plupart des cas, de réguler le débit de fuite établi en fonction de la surface aménagée et de la pluie de projet retenue (généralement la pluie de projet possède une période de retour de 10 ans sur une durée fixée selon les conditions hydrologiques du site). Cette fonction d'amortissement permet aux nouveaux aménagements de n'avoir en théorie aucun impact sur les débits des zones aval.

Dans le cas de sites industriels ou bien de surfaces commerciales, les eaux pluviales peuvent faire l'objet d'une attention plus poussée, avec l'intégration de systèmes de traitement de certains types de polluants (utilisation de systèmes de dégrillage, de décantation, de déshuileurs, etc.).

Ces ouvrages peuvent être raccordés aux réseaux séparatifs sous plusieurs conditions précisées dans les annexes des POS :

- Débit de fuite acceptable pour le réseau ;
- Qualité des eaux de ruissellement ;
- Distance entre le réseau et l'ouvrage acceptable.

Les coûts de raccordement sont normalement à la charge des investisseurs privés, ce qui vient augmenter sensiblement la facture liée à la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales et même parfois la doubler. Dans le cas contraire, cas où le raccordement de l'ouvrage de stockage n'est pas possible, l'investisseur se doit de trouver une solution adaptée et puise alors dans les techniques alternatives compensatoires (puits d'infiltration, noues etc.).
Cette stratégie présente des avantages économiques indéniables pour les collectivités puisque, à l'heure actuelle, cette option permet de mobiliser le capital des investisseurs privés. Cependant, l'application systématique d'ouvrages de stockage, à l'échelle de la parcelle, soulève de nombreuses questions d'ordre économique et technique. En effet, d'un point de vue économique, si ces ouvrages permettent de contrôler l'impact des nouveaux aménagements, leur pérennité est loin d'être satisfaisante, (notamment pour les ouvrages enterrés non visibles) car l'entretien est à la charge du propriétaire. D'autre part, les coûts de stockage au mètre cube ne sont pas forcément les plus avantageux et ces surcoûts financiers peuvent parfois être un frein au développement de certaines zones. Les deux derniers éléments défavorables sont d'ordre technique : la localisation géographique de ces structures est aléatoire par rapport aux points faibles des réseaux existants ; leur impact réel sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales est inconnu.

L'augmentation du nombre de ces ouvrages et leur dispersion spatiale posent de nombreux problèmes pour les inclure dans des études hydrauliques et particulièrement à l'échelle de bassins versants. En effet, malgré les directives imposées par les POS à travers la création de zonages, la répartition spatiale de ces ouvrages reste aléatoire. Cette répartition, indépendante des besoins propres aux réseaux, est peu compatible avec les notions de rationalisation et d'optimisation des investissements.
D'un point de vue opérationnel, une des conséquences de l'application de cette stratégie est que la gestion de l'eau pluviale n'est plus du seul ressort des collectivités. En effet, celles-ci ne peuvent agir que partiellement sur le mode d'occupation des sols d'une opération d'aménagement. Par contre, l'aménageur se voit chargé d'une responsabilité qu'il n'avait pas jusqu'à présent [PEREZ-SAUVAGNAT & al. 1995].
Dans ce cas, les collectivités locales doivent instituer la maîtrise des eaux pluviales et orienter leur politique d'aménagement dans le sens d'une meilleure gestion, intégration et valorisation des eaux pluviales.

La gestion des eaux pluviales ne peut pas être facturée comme celle des eaux usées ou de l'eau potable. Pourtant, ce service est public et les sommes en jeu sont considérables. Les investissements à consacrer à la gestion du risque d'inondation en milieu urbain menacent sérieusement l'équilibre des finances des collectivités. Le rôle tenu par les Agences de l'Eau apparaît essentiel. En effet, ces organismes ont une vision globale et permettent aux collectivités de financer, à taux préférentiels, les ouvrages importants. L'intégration progressive de mesures préventives, à l'échelle de la parcelle, entraîne une augmentation du nombre d'ouvrages de maîtrise du ruissellement des eaux pluviales. Cependant, la multiplication, dans le tissu urbain, d'ouvrages privés n'assure pas la rationalisation et l'optimisation des investissements consentis pour la gestion du risque à une échelle plus large.

2.2. Des investissements rationalisés en fonction du coût du risque ?

Les premiers investissements consacrés à la gestion des eaux pluviales étaient entièrement dédiés à la lutte contre les risques d'inondation. Aujourd'hui, même si la part des ouvrages consacrés à la lutte contre la pollution est en constante augmentation, un grand nombre de problèmes doit encore être réglé face aux risques hydrauliques et notamment en milieu urbain [SOTTY & DESHONS 1990] [CHOCAT & al. 1997].
La notion de risque est classiquement définie comme étant la conjonction d'un aléa (événement naturel associé à une probabilité) et d'un élément vulnérable. Les communes apparaissent sans nul doute comme un élément particulièrement vulnérable. En effet, celles-ci regroupent à la fois une densité de population et un patrimoine économique et culturel considérables. Les montants des dégâts occasionnés par les inondations en milieu urbain sont souvent colossaux. Les factures successives s'élevaient, en 1995, à 5,6 millions d'euros (37 millions de francs) sur la commune d'Antibes. De plus, ces inondations ont coûté la vie à trois personnes au cours des 30 ans passées [CETE 1994]. Cependant, aucune étude statistique n'a démontré que le nombre ou la sévérité des événements climatiques extrêmes se sont amplifiés. L'augmentation de la vulnérabilité semble plutôt en cause [ESTIENNE & ROCHE 1994].
Dans le POS, l'introduction de documents comme le P.P.R. impose à la collectivité de connaître les zones inondables et les vitesses d'écoulement. Les SDAGE, conformément à la loi sur l'eau du 3 janvier 1992, rendent obligatoire la planification des aménagements et de la sécurité. Toutefois, la prévention des risques d'inondation peut faire l'objet de diverses approches.
Actuellement, les orientations d'aménagement visent plutôt une gestion du risque que son élimination. Mais, cette nuance n'est pas perçue correctement par les habitants des villes et leurs élus qui voient toujours en l'Etat, le responsable des inondations. Le système des arrêtés de catastrophes naturelles (décidés par les Préfets) et leurs implications sur les remboursements des assurances maintiennent cette vision. A ce sujet, le montant des

cotisations des surprimes est passé de 4,5 à 12% en quelques années et ceci tend à montrer les limites de ce système.

2.2.1. Schéma classique de prévention des risques d'inondation.

Le schéma classique de prévention des risques d'inondation considère que seule la technique peut résoudre les problèmes par des aménagements (fig. 4). Dès lors, cette méthode cherche un optimum économique entre le coût du préjudice et le coût de l'aménagement.

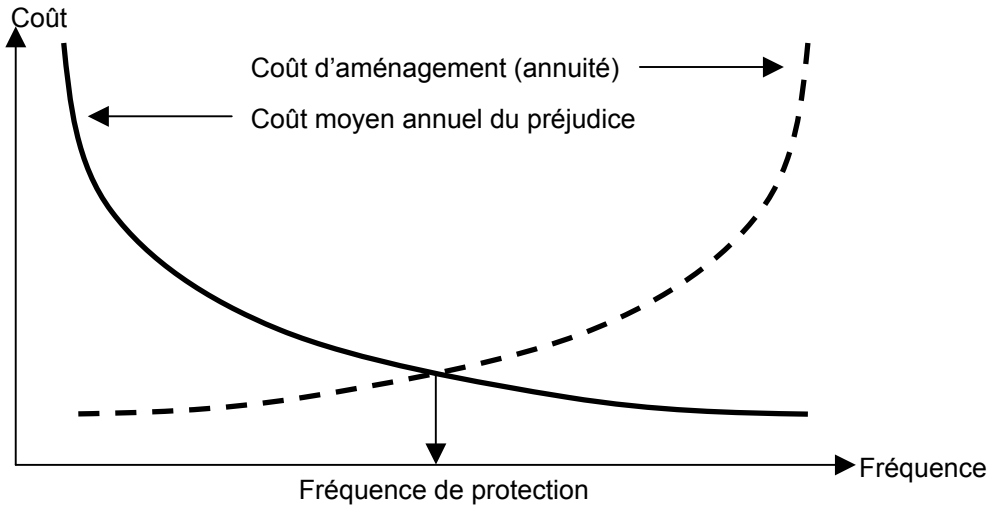


Figure 4 : Schéma classique de détermination de la fréquence de protection à retenir en fonction des coûts moyens annuels des préjudices [SOTTY & DESHONS 1990].

L'application de cette méthode globale se heurte à la définition du risque psychologiquement acceptable par les responsables locaux. Le principe d'un niveau de défaillance acceptable repose sur le fait qu'en moyenne les inondations interviennent avec une fréquence assez faible pour être acceptée par la population. Une estimation efficace du risque acceptable suppose une bonne coordination de l'ensemble des services des collectivités (état du réseau, ouvrages existants, estimation du patrimoine exposé en fonction des risques encourus). Le niveau de protection des réseaux en l'état reste souvent approximatif. Les collectivités ne disposent pas des capacités techniques pour mesurer l'incidence de l'intégration d'un aménagement de protection. En imposant pour les P.P.R. un niveau de protection de fréquence centennale (ou égale à un événement de fréquence supérieure ayant été observé), le législateur donne une grandeur d'ordre technique. Mais, cette prérogative de la loi sur l'eau n'apporte pas de solution aux enjeux économiques. En effet, le rapport entre les coûts d'investissements et les coûts des dégâts occasionnés par les inondations ne sont pas rationalisés selon cette stratégie. De plus, la méthode d'intégration du coût du risque présente trois points faibles qu'il convient d'énumérer :

- La fréquence de protection calculée reste très subjective. La principale conséquence de cette incertitude est que les coûts des aménagements sont difficiles à prévoir. En effet, la précision des modèles économiques et des estimations financières est fonction de la précision des données pluviométriques et des modèles hydrologiques et hydrauliques qui en découlent.
- L'estimation des préjudices. En premier lieu, un voile épais pèse encore sur les modèles d'évaluation économique des préjudices. En effet, le montant total des dommages ne doit pas être seulement le résultat des études économiques [GAUME & al. 2000]. De plus, l'identification des différents désordres (matériels et réseaux), le poids relatif des dommages par type d'enjeux (habitats, industries, commerces, etc.) et leur incidence sur le tissu économique (dans l'espace, mais aussi dans le temps) sont à prendre en considération. Il apparaît aussi impossible lorsque cela se produit, d'évaluer objectivement le coût des vies humaines. En plus de cela, les données

historiques sont peu nombreuses et ne permettent que difficilement la constitution de bases de données applicables aux conditions actuelles. Ainsi, les données économiques sont souvent absentes des études de vulnérabilité des Plans de Prévention des Risques.

- Les aménagements réalisés protègent contre des crues de projet. Mais, les événements extrêmes ne sont pas pris en compte et ne bénéficient pas de modélisation. Ainsi, les effets pervers de l'aménagement sont difficiles à percevoir et à quantifier. Le problème essentiel reste alors la plus-value pouvant être engendrée par l'aménagement et résultant du développement ou de la densification de la zone protégée.

Dans ce cas, il apparaît évident que le coût moyen annuel des dégâts sera supérieur, après aménagement, au coût des mesures de protection. Car ces mesures prises amènent une protection relative jusqu'à la fréquence de projet qui est psychologiquement comprise par le maître d'ouvrage et le riverain comme une protection absolue.
Cette interprétation fausse s'explique par :

- Les contraintes de préparation de l'aménagement ;
- L'apparente sécurité qu'apporte l'aménagement pour les fréquences élevées, les inondations courantes ayant disparues.

2.2.2. Schéma systémique de prévention du risque d'inondation.

Les fondements d'une approche, selon un schéma systémique, repose sur l'analyse des éléments constitutifs et inter-actifs d'un système donné (fig. 5). Il convient alors de définir les contours du système que l'on étudie ainsi que l'inventaire et les interactions des domaines le constituant.

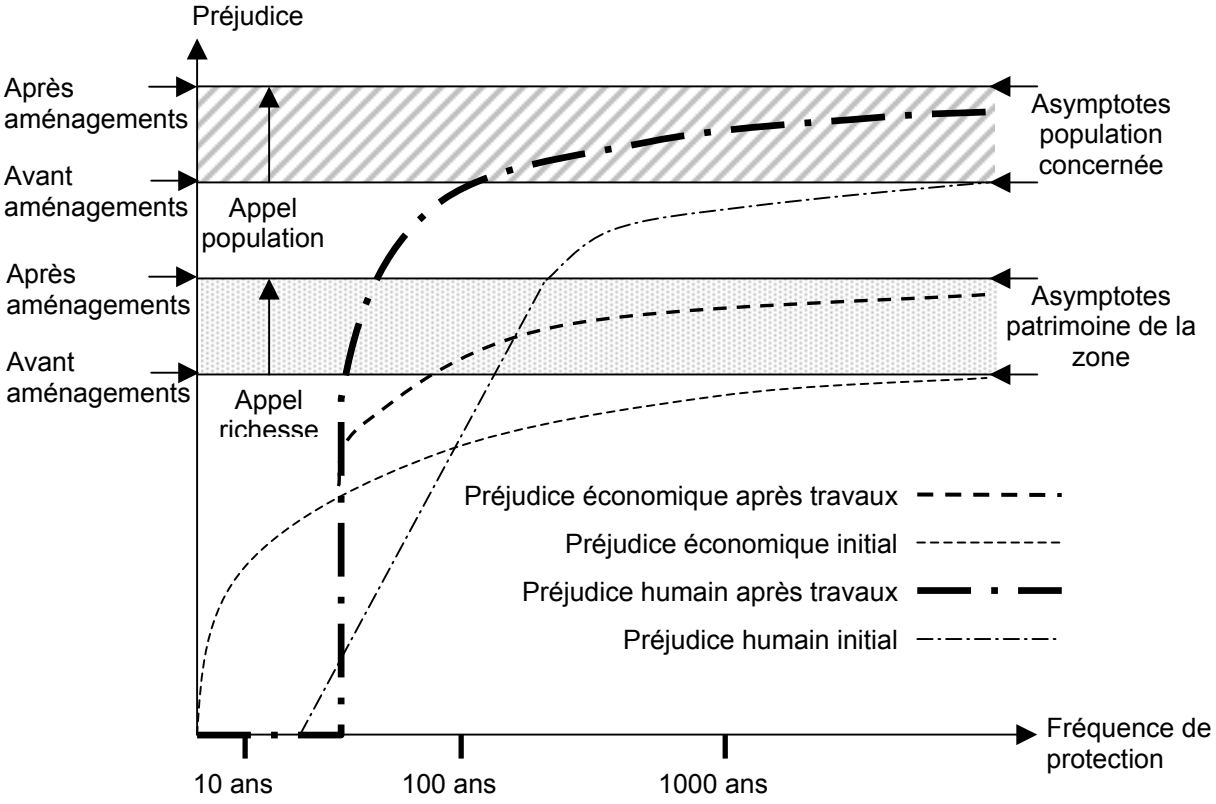


Figure 5 : Incidences des aménagements de protection sur les préjudices humains et financiers encourus en cas de dépassement des intensités maximales de référence [SOTTY & DESHONS 1990].

Le système urbain s'articule autour de trois domaines :

- Le domaine technique impose le choix parmi deux options politiques : préventives ou bien curatives ;
- Le domaine réglementaire consiste à assurer la connexion avec les techniques alternatives (favoriser la rétention des eaux pluviales au niveau de la parcelle ; définir des zones inondables) ;
- Le domaine financier permet de définir les scénarios, de les tester et de les valider, de favoriser l'investissement ou bien le fonctionnement et surtout d'identifier le payeur : usagers directs (investissements sur terrain privé) ou bien indirects (imposition d'une redevance).

La réflexion des aménageurs semble devoir se situer dans le cadre de cette approche systémique. Les solutions, à déterminer afin d'harmoniser et d'accroître la protection des citadins, ont pour obligation de combiner ces domaines et de maîtriser leurs contraintes. Les aménagements à mettre en œuvre devront agir à différentes échelles avec de plus une logique spatiale (réflexion sur la mise en œuvre des actions préventives ou curatives).

L'utilisation des techniques alternatives, curatives ou préventives, doit faire l'objet, de la part des collectivités locales, d'une réflexion poussée tant au niveau de leurs objectifs de protection que de leur l'impact sur le développement du milieu urbain. La communication, sur la portée pratique des aménagements réalisés, doit être renforcée afin de ne pas faire oublier que la gestion du risque n'implique pas son éradication. En effet, bien trop souvent, les aménagements sont dimensionnés pour des pluies ou des crues de projet et aucune étude ne précise les dégâts occasionnés par des événements dont l'intensité serait plus importante.

Conclusion §2

L'évacuation des eaux pluviales en France est un service public qui ne bénéficie d'aucune rémunération de la part des usagers (Service Public Administratif). Par contre, les aménagements nécessaires à l'évacuation de ces eaux et à la protection des usagers face aux risques d'inondation sont très coûteux. Les inondations mettent en péril des biens fonciers, agricoles, industriels et, bien qu'elles soient difficilement quantifiables, des vies humaines. La gestion et la prévention de ces risques naturels (de loin les plus fréquents en France) ont un coût.

Pour les espaces urbains déjà aménagés, il s'agit de redimensionner les ouvrages existants, de compléter leur action par d'autres ouvrages (bassin de rétention, déversoir d'orage etc..), ou encore, lorsque cela est possible, de réhabiliter les zones naturelles d'expansion des crues. Le choix des aménagements entrepris repose sur le rendement technico-économique fourni par les études préalables et sur les objectifs de protection qu'ils sont capables d'atteindre (objectifs définis en fonction de pluies ou de crues de projet). L'exposition aux risques est très rarement mesurée en fonction des coûts qu'ils engendrent, mais plutôt, en fonction de normes d'intensité et d'occurrence préétablies : protection face à la crue décennale, centennale ou autre. Cette logique repose sur un rapport, acceptable pour les populations, établi entre le risque encouru et sa fréquence. En effet, il est important de rappeler que l'annulation du risque est impossible (notons qu'en France la norme de dimensionnement des barrages hydroélectriques correspond à des crues de période de retour supérieure à cent ans).

Les problèmes interviennent sur le plan financier, non seulement au niveau des capacités de financement des ouvrages, mais aussi au niveau de la capacité à assurer les dégâts causés par les risques naturels.

Neutraliser les effets des développements urbains futurs apparaît indispensable. Le contrôle du ruissellement, à l'échelle de la parcelle, est aujourd'hui le seul moyen d'obtenir du secteur privé une participation directe. La prescription de techniques alternatives pour les nouveaux

aménagements est un recours dûment exploité par les collectivités puisqu'il assure un transfert efficace de la maîtrise des eaux de pluie aux acteurs privés. Cependant, il reste à savoir si cette échelle spatiale est probante et si les aménagements réalisés répondent à un optimum de rentabilité technico-économique.

3. Outils d'aménagement intégrés et mobilisation des fonds privés dans la gestion des eaux pluviales.

Les Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) ainsi que les Programmes d'Aménagement d'Ensemble (P.A.E.) doivent être considérés comme des outils d'urbanisme. Ils permettent la mise en œuvre de projets incluant des solutions opérationnelles aux problèmes hydrologiques. En effet, leur logique repose sur l'anticipation des aménagements collectifs qui doivent accompagner la réalisation de projets urbains. Un autre élément clé de ces documents est leurs capacités juridiques et financières à répartir distinctement les participations entre les acteurs publics et privés, avec notamment plusieurs articulations au niveau des Taxes Locales de l'Equipement (T.L.E.). Les ZAC et les P.A.E. sont actuellement des outils qui permettent l'expérimentation de techniques alternatives à la gestion des eaux pluviales. Les démarches d'élaborations des ZAC sont résumées dans l'annexe n°1.

3.1. Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) et gestion des eaux pluviales.

Intégrées dans le paysage réglementaire urbain, il y a plus de 30 ans (Loi n° 76-1285 du 31 décembre 1976, Journal Officiel du 1 janvier 1977 Art. 57, date d'entrée en vigueur le 30 juin 1977), les Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) viennent de franchir une nouvelle étape en perdurant dans le cadre de la nouvelle loi S.R.U.. D'un point de vue technique, les ZAC offrent aux collectivités le moyen de programmer les infrastructures primaires, les équipements collectifs et par conséquent, de définir les besoins et capacités des réseaux et ouvrages spécifiques devant les accompagner. Cependant, cette prérogative a des limites et les aménagements programmés doivent être proportionnels aux besoins de la ZAC. De nombreuses dérives ont été observées au cours des années 80. Par exemple, les charges sur-pondérées, reportées sur les coûts des terrains, ont limité leur vente, forçant les collectivités concernées à un assainissement des opérations entamées et obligeant l'Etat à de nombreux transferts de charges vers ces collectivités.
La procédure de création des ZAC n'a été que peu modifiée par la nouvelle loi S.R.U.. En revanche, la phase de réalisation vient d'être déchargée des Plans d'Aménagement de Zone (PAZ). Ainsi, le projet d'urbanisme des ZAC est intégré aux Plans Locaux d'Urbanisme (P.L.U.). Cette réforme ne soulage cependant pas le travail des collectivités qui restent dans l'obligation d'une révision ou modification du P.L.U., en cas de changement de dispositions d'urbanisme de la ZAC programmée. Par contre, l'abrogation des dispositions d'achèvement des ZAC, promulguée par la nouvelle loi S.R.U., simplifie le recours aux ZAC. Jusqu'à présent, les ZAC sont essentiellement initiées par les grandes agglomérations.

3.1.1. Portée pratique des ZAC.

La ZAC est une zone dans laquelle "une collectivité publique ou un établissement public y ayant vocation, décide d'intervenir pour réaliser ou faire réaliser l'aménagement ou l'équipement des terrains (…) en vue de les céder (…) ultérieurement à des utilisateurs publics ou privés" (art. L.311-1 du Code de l'Urbanisme).
L'article L.311-1 précise que les ZAC ont pour objet l'aménagement et l'équipement de terrains bâtis ou non bâtis notamment en vue de la réalisation :

- De constructions à usage d'habitations, de commerces, d'industries, de services ;
- D'installations et d'équipements collectifs publics ou privés.

Il s'agit donc d'une opération d'aménagement et d'équipement public d'intérêt général, réalisée sur l'initiative d'une collectivité publique. C'est aussi un mode de production de terrains de construction. La ZAC représente une alternative à la procédure, plus fréquemment employée, du lotissement. D'un point de vue opérationnel, la ZAC autorise donc la programmation des aménagements d'évacuation et/ou de rétention des eaux pluviales. Les aménagements réalisés, dans le cadre de la gestion des eaux pluviales, peuvent donc être supportés par des investisseurs. Le payement des infrastructures effectuées est en effet reporté sur le prix des terrains vendus. Mais, cette solution est tout de même confrontée à des restrictions :

- Les équipements publics mis à la charge des constructeurs sont des équipements futurs et non pas des équipements déjà réalisés (sauf dans le cas d'opérations réalisées par tranches successives, voir ci-dessous) ;
- Ces équipements doivent être nécessaires aux futurs habitants. Toutefois, ni la quantité ni la qualité de ces équipements ne sont définies par la loi. Mais, si le lien entre l'équipement et l'opération est trop ténu, la collectivité est exposée au risque de se voir condamnée au remboursement de l'indu ;
- En cas de réalisation d'un équipement surdimensionné (pour tenir compte soit de besoins déjà existants, soit du développement ultérieur de l'urbanisation), la collectivité peut mettre à la charge des constructeurs la fraction du coût de cet équipement proportionnelle aux besoins des futurs habitants de la ZAC.

La collectivité est donc en mesure de ne rien débourser pour les équipements réalisés dans le cadre de la gestion des eaux pluviales. Mais, rien n'interdit la programmation d'ouvrages de rétention surdimensionnés, en vue de la protection d'une partie située plus en aval où les infrastructures d'évacuation sont sous-dimensionnées. Le volume de rétention supplémentaire créé est alors à la charge de la commune et financé, en partie seulement, par les nouveaux propriétaires de la ZAC.
Un équipement public nécessaire à plusieurs opérations peut être mis à la charge de ZAC successives (dans le respect des liens de nécessité et de proportionnalité susvisés) à condition que la collectivité l'ait prévu dès la première opération.

3.1.2. Dimension financière des ZAC.

Dans les ZAC, des participations contractuellement définies peuvent se substituer aux participations du régime ordinaire (défini à l'article L332-6-1 du Code de l'Urbanisme) lorsque certaines conditions sont remplies.
Mais, la liberté contractuelle qui n'avait d'autres limites que l'équilibre financier de l'opération, compte tenu du niveau du marché foncier, est aujourd'hui limitée par l'évolution de la jurisprudence et de la loi, comme les autres opérations d'aménagement ou de construction.
Le mécanisme financier des ZAC peut s'articuler autour de 2 schémas adaptés chacun à des situations spécifiques.
Le premier schéma concerne la substitution de la T.L.E. à une participation directe des constructeurs. Les articles 1585C et 317 quater du Code Général des Impôts (C.G.I.) autorisent à substituer à la T.L.E. un régime de participation spécifique à condition que le coût de certains équipements soit mis à la charge des constructeurs. L'article 317 quater précise que, l'exclusion de la T.L.E. (…) dans les ZAC est subordonnée à la condition que soit pris en charge, par les constructeurs, au moins le coût des équipements ci-après :

- Dans le cas des ZAC autres que de rénovation urbaine :
  - Les voies intérieures à la zone qui n'assurent pas la circulation de secteur à secteur ainsi que les réseaux non concédés qui leur sont rattachés ;
  - Les espaces verts, aires de jeux et promenades correspondant aux seuls besoins des habitants ou usagers de chaque secteur ;
  - Les aires de stationnement correspondant aux seuls besoins des habitants ou usagers de chaque secteur.
- Dans le cas de rénovation urbaine :

Le minimum susvisé correspond en fait aux équipements tertiaires. Il peut être dépassé. De fait, pour que le recours à la ZAC soit réellement intéressant pour la collectivité, ce minimum doit être dépassé. En pratique, lorsque ces équipements sont réalisés par l'aménageur, leur coût sera intégré dans le prix des terrains acquis par les constructeurs.
Dans ce cas, les autres taxes assimilées à la T.L.E. restent en vigueur, Taxe Départementale pour le Financement des Conseils d'Architecture, d'Urbanisme et de l'Environnement (TD CAUE), Taxe Départementale des Espaces Naturels Sensibles (T.D. E.N.S.), etc…

Le second schéma, dit de participation contractuelle, intervient lorsque la ZAC est conventionnée ou concédée. La convention liant l'aménageur à la collectivité indique les équipements d'infrastructures ou de superstructures mis à la charge des constructeurs. Elle peut aussi comporter une contribution au financement des équipements réalisés par la collectivité. Mais, la liberté contractuelle n'est pas sans limite. Après la jurisprudence, la loi restreint les participations contractuelles aux seuls équipements publics à réaliser pour répondre aux besoins des habitants ou usagers de la zone.

Le texte de l'article L. 311-4-1 du Code de l'Urbanisme est parfaitement clair à cet égard.
Art. L. 311-4-1 : Il ne peut être mis à la charge des constructeurs que le coût des équipements publics à réaliser pour répondre aux besoins des habitants ou usagers des constructions à édifier dans la zone.

- Lorsque la capacité des équipements programmés excède les besoins de l'opération, seule la fraction du coût proportionnelle à ces besoins peut être mise à la charge des constructeurs ;
- Lorsqu'un équipement doit être réalisé pour répondre aux besoins des futurs habitants ou usagers des constructions à édifier dans plusieurs opérations successives devant faire l'objet de ZAC ou de P.A.E., la répartition du coût de cet équipement, entre différentes opérations, peut être prévue dès la première, sur l'initiative de l'autorité publique qui approuve l'opération.

Si on la compare au lotissement tel qu'il est habituellement pratiqué (sans P.A.E.) l'intérêt de la ZAC, en matière de participations, est évident. Le lotissement ne peut se voir imposer que les équipements propres (avec un dimensionnement répondant aux seuls besoins de l'opération), plus éventuellement des participations aux SPIC pour les équipements hors lotissement.
Dans le cas de lotissements successifs sur une même zone, il n'est pas possible d'imposer, aux premiers, un dimensionnement des équipements propres compatibles avec les besoins des lotissements ultérieurs qui viendront compléter l'urbanisation de la zone en cause.
De plus, la collectivité ne pourra récupérer une participation aux équipements de type SPIC extérieurs à la zone qu'auprès du premier lotisseur (participation proportionnelle aux besoins de cette seule opération). Après quoi, ces équipements publics seront existants et les autres opérations qui en profiteront ne pourront plus être mises à contribution.
Enfin, si des travaux de voirie sont nécessaires pour donner accès à la zone, ils seront entièrement à la charge de la collectivité.
Dans les ZAC, le dispositif de l'article L.311-4-1 autorise une récupération bien plus importante du coût des équipements :

- Par le dépassement des limites du régime ordinaire de participations ;
- Par la répartition sur plusieurs opérations successives du coût d'un ou plusieurs équipements publics ;
- Par une meilleure qualité de l'urbanisme pour les zones de grande taille qui peuvent être dotées d'une organisation (grâce au PAZ) et d'équipements publics à leur échelle.

Les transferts de charges financières que proposent les Zones d'Aménagement Concerté restent, actuellement, les meilleurs moyens de forcer les propriétaires et aménageurs privés à prendre en charge les problèmes hydrologiques, en totalité ou bien en partie. Les aménagements hydrauliques intégrés aux ZAC ne sont pas forcément accompagnés d'une étude d'impact. Dans la mesure où les études portant sur le fonctionnement hydrologique de la ZAC ont abouti à un certain nombre de prescriptions, les incitations fiscales (exonération totale ou partielle de la Taxe Locale d'Equipement.) permettent parfois même le dépassement des prescriptions fixées par le Code Général des Impôts (art 317-4).
Les articles R111-8 à R111-12 du Code de l'Urbanisme permettent aux autorités compétentes (le plus souvent aux collectivités) d'ajouter, aux permis de construire, certaines

prescriptions qu'elles jugent nécessaires pour la maîtrise des eaux pluviales et de ruissellement. Cette option ouvre la porte à la mise en œuvre de techniques alternatives préventives agissant à l'échelle de la parcelle (rétention ou infiltration des eaux de pluie).
La suppression de la Taxe Locale d'Equipement (T.L.E.) peut permettre aussi le financement, de la part des aménageurs, des ouvrages voués à la maîtrise des eaux pluviales. Le montant du capital mobilisé par les aménageurs peut là aussi s'avérer égal ou supérieur à celui de la taxe. Cependant, il convient de noter que ce régime de participation contractuelle connaît des limites. En effet, les sommes investies par les aménageurs doivent être équivalentes aux besoins suscités par les projets.
Dans ce cadre, les ouvrages de gestion des eaux pluviales ne peuvent avoir qu'une fonction préventive visant à amortir les conséquences hydrauliques du projet. La nature des mesures entreprises et les niveaux de protection sont définis en fonction de l'existence ou non de réseaux de collecte et des diagnostics effectués.

3.2. Programmes d'Aménagement d'Ensemble (P.A.E.).

Le régime de financement des Programmes d'Aménagement d'Ensemble (P.A.E.) a été introduit par la loi Aménagement du 18 juillet 1985, articles L. 332-9 et suivants du Code de l'Urbanisme. Par délibération de son conseil, une commune détermine un périmètre pour lequel elle arrête un programme d'équipements publics rendus nécessaires pour son ouverture à l'urbanisation. L'implication des P.A.E. en vue de la réalisation d'aménagements hydrauliques n'est pas systématique. Cependant, la délimitation relativement souple du périmètre d'aménagement permet une concordance entre les préoccupations légitimes des collectivités de prise en compte des risques d'inondation et les participations financières pouvant être prélevées aux investisseurs privés dans cet espace.
Chaque équipement est retenu à proportion de l'utilité qu'il procure au périmètre considéré. La même délibération précise en outre le coût prévisionnel et la date à laquelle le programme d'équipement sera achevé. Enfin, cette délibération indique la part du coût global qui sera mis à la charge des constructions attendues. Le régime des participations exigibles des constructeurs, au titre du financement des équipements publics, résulte, actuellement, de la superposition de trois textes : la loi du 18 juillet 1985, la loi Sapin du 29 janvier 1993 et la loi Bosson du 9 février 1994.
Lors de la délivrance des autorisations de construire ou d'aménager, chaque opération est assujettie à un montant de participation déterminé en fonction de son importance par rapport au total des possibilités de construire envisagées sur le périmètre. Les constructions autorisées sont exclues du champ d'application de la T.L.E. Pour les années 1990 à 1998, 1 046 P.A.E. ont été recensés. Les P.A.E. représentent un engagement d'investissement pour environ 1,5 milliards d'euros soit 9,7 milliards de francs (dont 82 P.A.E. au titre de l'année 1998 représentant un engagement d'investissement pour 110 millions d'euros soit 716 millions de francs).

3.2.1. Présentation de la réalisation des P.A.E..

Le Programme d'Aménagement d'Ensemble (P.A.E.) est un mécanisme permettant de substituer aux aménageurs la Taxe Locale d'Equipement et de la remplacer par des participations destinées à financer la réalisation d'équipements publics [PETIT 1998]. Les P.A.E. ne sont ni des documents d'urbanisme ni des opérations d'aménagement. Ils sont qualifiés de procédures exclusivement financières.
L'institution d'un P.A.E. incombe à la compétence des collectivités territoriales. Le P.A.E. doit être adopté après délibération du conseil municipal. Si la commune fait partie d'une communauté urbaine, le droit d'institution d'un P.A.E. revient à cette dernière. Les P.A.E. ne sont pas subordonnés au POS et peuvent être approuvés en l'absence de celui-ci.
Les P.A.E. ne sont pas des documents d'urbanisme, ainsi ils ne dispensent pas des règles édictées dans les POS et de leur application. D'après l'article L. 332-9 du Code de l'Urbanisme, le contenu du programme exposé doit être soumis à délibération. De plus, des

études approfondies doivent être réalisées, notamment sur l'équilibre des marchés fonciers ainsi que sur l'équilibre budgétaire communal.
Les P.A.E. se doivent d'être appliqués à des projets d'aménagement et de préciser les contraintes d'urbanisme qu'ils impliquent (limitation des surfaces constructibles notamment). Conformément à l'article R 332-25 du Code de l'Urbanisme, les sites soumis à un P.A.E. ne sont pas forcément concomitants à partir du moment où ceux-ci bénéficient des aménagements réalisés dans le cadre du P.A.E..
Le programme des équipements publics réalisés se doit de définir leur nature. Ces équipements peuvent être situés à l'intérieur ou bien même à l'extérieur du périmètre défini par le P.A.E.. Ils peuvent être nouveaux ou bien compléter ceux existants. Ils sont susceptibles d'être employés par des personnes extérieures aux secteurs d'application du P.A.E.. Les équipements publics énumérés dans l'article R.300-1 du Code de l'Urbanisme doivent faire l'objet d'une concertation avant toutes décisions d'exécution contrairement à ceux énumérés dans l'article R.300-2 du même code. Le cadre de ces concertations, avant exécution, peut encore être élargi en suivant l'article 4 de la loi d'orientation pour la ville du 13 juillet 1991. Le non-respect de ces concertations pourrait aboutir à l'annulation du P.A.E..
La réalisation des P.A.E. est rendue particulièrement délicate par les contraintes liées aux délais de programmation des travaux (délai fixé pour l'ensemble des travaux et non pas équipement par équipement). En effet, cette programmation ne doit pas souffrir de retards. Le cas échéant, les personnes assujetties aux participations seront en mesure de demander le remboursement des sommes versées. Ce délai est fixé par le conseil municipal et doit être en rapport avec l'importance des travaux dont l'intérêt a été justifié. Dans le cas contraire, la T.L.E. serait alors automatiquement réhabilitée et le montant des participations ne pourrait pas dépasser sa valeur.
Une fois le P.A.E. institué, la délibération et les documents graphiques présentant la délimitation des périmètres doivent être transmis au préfet et affichés en mairie durant un mois (conformément aux articles L.2131-1 et L.2131-2 du Code Général des Collectivités Territoriales). La délibération instituant le P.A.E. doit alors faire l'objet d'une mention insérée dans deux journaux diffusés.

3.2.2. Domaine fiscal des P.A.E. : des participations contractuelles.

Une fois le P.A.E. institué, la T.L.E. n'est plus exigible. Ainsi, toutes les constructions, réalisées dans le périmètre que délimite le P.A.E., seront financées par la participation définie. Par contre, les autres taxes additionnelles et participations prévues par l'article L.332-6-12 du Code de l'Urbanisme continueront à être perçues (à condition que la perception de celles-ci ne viennent pas financer une deuxième fois un même équipement).
La participation au titre du P.A.E. est applicable aux personnes qui obtiennent un permis de construire dans le périmètre. Elle l'est aussi et se substitue à la T.L.E. (dont le droit ne s'acquiert pas) pour les personnes dont les permis de construire ont été délivrés antérieurement au P.A.E..
Les lotisseurs ou toute autre personne ayant des terrains dans le périmètre auront à leur charge les participations dues au titre du P.A.E. (conformément à l'article L. 332-12 du Code de l'Urbanisme). Ils pré-financent alors la participation des constructeurs et doivent l'inclure dans le prix de vente des lots. Les acquéreurs ne sont alors pas soumis à la participation financière. La participation financière exigible aux personnes soumises au régime du P.A.E. doit être proportionnelle à leur utilisation et ne représente qu'une fraction de l'investissement total.
Ainsi, les ouvrages de gestion des eaux pluviales, publics ou non, peuvent être financés en totalité ou en partie par la participation financière au titre du P.A.E.. Les techniques alternatives, appliquées à l'échelle de la parcelle, ou les ouvrages préventifs de rétention des eaux pluviales devront faire l'objet d'une étude obligatoire et antérieure à l'institution du P.A.E.. Celui-ci permet donc la réalisation d'ouvrages hydrauliques, financés en totalité ou bien partiellement par des fonds privés.. Le choix de l'emplacement de l'ouvrage peut alors être fonction d'un optimum d'efficacité et de rendement et non plus de la parcelle

(positionnement dans l'espace). Les ouvrages réalisés doivent cependant être en relation directe avec les besoins générés par le projet d'urbanisation.
Cependant, les programmes adoptés doivent être équilibrés et les prévisions, en matière d'investissements, exactes. Car, si de fait, les investissements s'avèrent plus importants que prévus, le P.A.E. ne peut être modifié (à l'exception de modifications mineures de la part du conseil municipal). Dans ce cas, les coûts supplémentaires ne seront pas imputables aux constructions déjà réalisées, mais seulement aux constructions à venir.

3.2.3. ZAC et P.A.E..

En matière de financement des équipements publics, la question peut se poser de choisir entre une ZAC et un P.A.E., mais aussi de les utiliser conjointement. En effet, ces procédures sont de natures juridiques différentes et ont des finalités distinctes :

- Le P.A.E. est un système de financement, grâce auquel la commune définit les participations qui seront demandées aux constructeurs et aux aménageurs ;
- La ZAC est une procédure d'urbanisme opérationnel qui permet à la collectivité d'aménager ou de faire aménager des terrains, et ainsi de produire des terrains constructibles. Elle apporte aussi le financement des équipements publics nécessaires pour l'ensemble de l'opération.

Les programmes d'équipements publics de la ZAC et du P.A.E. sont de même nature. Depuis la loi Bosson, ZAC et P.A.E. sont soumis aux même règles :

- Lien de nécessité ;
- Lien de proportionnalité ;
- Possibilité de répartir des équipements communs entre plusieurs ZAC ou P.A.E. ;
- Répétition des participations indues.

Un des avantages financiers que procurent les ZAC concédées ou conventionnées est qu'elles permettent d'obtenir directement de l'aménageur les financements nécessaires.
A contrario, dans le cadre des P.A.E., les aménagements impliquent, en général, le préfinancement de tout ou d'une partie des équipements par la collectivité. Seules des circonstances très favorables permettent d'éviter le préfinancement (construction très rapide du secteur et utilisation de la totalité de la Surface Hors Œuvre Nette, SHON, résultant du Coefficient d'Occupation des Sols, COS).
Autre point, la ZAC permet, à travers le PAZ, la mise en œuvre d'un parti d'aménagement global alors que le P.A.E. ne contribue qu'à la réalisation d'équipements et d'espaces publics, laissant les constructions régies par les seules règles du POS ou du Règlement National de l'Urbanisme (R.N.U.).
ZAC et P.A.E. peuvent être utilisés simultanément. Deux cas de figure peuvent se présenter :

- Une ZAC peut être créée dans le périmètre d'un P.A.E. plus étendu. Dans ce cas, l'aménageur est réputé prendre à sa charge la part du programme d'équipements publics du P.A.E. qui profite à la ZAC et les constructeurs des terrains acquis auprès de l'aménageur sont exonérés de la participation au titre du P.A.E. (art. L. 332-9 al.3 du Code de l'Urbanisme) ;
- Un P.A.E. peut être instauré sur le périmètre d'une ZAC. Cette formule permet de faire participer, au coût des équipements de la ZAC, les propriétaires de terrains non maîtrisés par l'aménageur.

Les Programmes d'Aménagement d'Ensemble apparaissent comme étant des outils avantageux et particulièrement adaptés aux communes soumises à une pression foncière forte (ce qui est le cas des communes du département des Alpes-Maritimes). Mais, le succès des montages financiers d'un P.A.E. dépend de nombreux facteurs :

- *De la cohésion entre les aménagements programmés et les besoins suscités par le programme d'urbanisme qui l'accompagne ;*
- *De la réalisation des ouvrages que le P.A.E. finance dans les délais impartis ;*
- *Du rythme de développement urbain à l'intérieur du périmètre afin d'obtenir le remboursement programmé, mais non acquis des constructeurs.*

Conclusion §3

Ces deux outils, ZAC et P.A.E., même s'ils sont de nature différente, ont en commun de mettre à la charge des aménageurs une partie tout au moins des investissements nécessaires à la réalisation d'équipements de bien public ou encore d'ouvrages imposés par les Plans d'Occupation des Sols. A l'heure actuelle, le volet urbanisme de la loi Solidarité et Renouvellement Urbain (S.R.U.) est entré en vigueur le 1er avril 2001 amenant quelques réformes sur les ZAC.

Ces réformes offrent notamment la possibilité aux collectivités, ne disposant pas de Plan Local d'Urbanisme (P.L.U.), d'élaborer une ZAC. Les implications de cette loi risquent d'être limitées. Les collectivités, ne disposant pas de POS, ne se destinent pas à la réalisation d'aménagements d'envergure.

4. Gestion du patrimoine des infrastructures des eaux pluviales.

La responsabilité des services de l'eau et de l'assainissement relève de la compétence communale, en application du Code général des Collectivités Territoriales. Cependant, les capacités techniques et financières de chaque collectivité sont souvent trop limitées pour assurer de manière satisfaisante la constitution et la gestion de ces services.
Afin d'assister les collectivités dans la gestion des eaux, l'Etat a autorisé différents modes de gestion des services pour introduire des ressources et des compétences complémentaires. Ainsi, chaque commune ou établissement public (intercommunal ou non) peut soit gérer directement le service dans le cadre des diverses formes d'une régie, soit déléguer, tout ou une partie de cette gestion, à un organisme public ou privé en signant avec celui-ci un contrat de concession, d'affermage, de gérance ou de régie intéressée. De plus, en application de la loi du 7 janvier 1983 sur la répartition des compétences (art. 28, 31 et art. 109 et suivants), toutes les collectivités territoriales sont, en définitive, concernées par l'organisation des services de l'eau et d'assainissement. Les régions et les départements interviennent dans l'aménagement du territoire ainsi que, pour ces derniers, dans la répartition des aides du Fond National de Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.). Les départements ont souvent la responsabilité des Services d'Aide Technique aux Stations d'Epuration (SATESE), alors que les régions participent à la mise en place de grands projets coordonnés à leur échelon, comme par exemple le programme d'assainissement du littoral en Provence-Alpes-Côte d'Azur.
Les organes d'évacuation, de stockage et de régulation des eaux pluviales qui composent les réseaux séparatif ou unitaire, représentent un patrimoine dont la valeur est conséquente. En France, l'organisation des services de l'adduction d'eau potable, de la collecte et du traitement des eaux usées et pluviales relève de la compétence des communes et de leurs groupements. L'Etat fixe les règles générales et assure la solidarité. Mais, depuis les lois de décentralisation de mars 1982 et janvier 1983, l'Etat a vu son rôle limité à la police des eaux (autorisation de prélèvement et de rejet) et à la garantie de la salubrité et de la sécurité publiques. Le contrôle sur les Services des Eaux est exercé à posteriori par l'Administration territoriale de l'Etat :

- Contrôle de la légalité des contrats de marché public et d'une façon générale, de tous les actes des collectivités locales (Préfecture) ;
- Respect des normes techniques : Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt (D.D.A.F.), Direction Départementale de l'Equipement (D.D.E.), Direction Départementale des Affaires Sanitaires et Sociales (DDASS) ;
- Vérification des budgets (Chambre régionale des Comptes, Conseil de la Concurrence).

A l'échelle de chacun des six grands bassins versants, une Agence de l'Eau, Etablissement public administratif sous tutelle de l'Etat, perçoit une redevance sur les prélèvements et sur les rejets d'eaux usées, dont le produit est employé pour subventionner des investissements, réalisés notamment par les communes, pour améliorer la ressource en eau et épurer les effluents ou pour rendre plus performante l'exploitation des installations de traitement.
Au niveau national, le Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.) perçoit une redevance, actuellement, de 1,6 centimes d'euros sur tout m^3 d'eau potable distribué en France, et affecte à chaque département une enveloppe de crédits destinée à subventionner les seules petites communes rurales pour leur investissement d'adduction d'eau potable, de collecte et de traitement des eaux usées et pluviales, de façon à leur permettre de compenser les handicaps que constituent la faible densité de la population et la petite taille des agglomérations.

4.1. Différents modes de gestion des infrastructures.

Les communes, en France, assurent, elles-mêmes ou dans le cadre de groupements, les responsabilités de l'organisation de l'adduction d'eau potable, de la collecte et du traitement des eaux usées et pluviales. Pour 36 763 communes, il y a 15 244 services distributeurs d'eau et 11 992 services d'assainissement (Office International de l'Eau, O.I.E.). L'organisation du service peut donc être assurée :

- Par la commune elle-même directement, sous l'égide de son Maire et de son Conseil Municipal, élu au suffrage universel direct par les habitants;
- Par un groupement de communes, dirigé par un président et un comité composé des délégués des communes qui se sont associées librement en son sein.

De tels groupements de communes peuvent être :

- A vocation unique (syndicats intercommunaux pour l'eau potable ou pour l'assainissement) ;
- A vocations multiples tels que les Districts, les Communautés de communes, les Syndicats Intercommunaux à Vocations Multiples (S.I.V.O.M.), qui ont la responsabilité de plusieurs services publics à la fois (eau potable, assainissement, collecte des ordures ménagères, électrification, transports, éducation, piscine, etc.).

Les collectivités locales peuvent, soit confier la tâche de la gestion de leurs services des eaux à une compagnie privée spécialisée, soit l'assurer directement en régie. C'est au Conseil Municipal ou au Syndicat de faire le choix, compte tenu du contexte local, après étude préalable de l'alternative ainsi que des termes de référence. Le partenariat entre les collectivités et le secteur privé est à ce jour fortement développé.

4.1.1. Gestion déléguée : affermage ou concession.

Dans le cas d'une gestion déléguée, les collectivités délèguent la gestion de tout ou une partie de leurs services des eaux à une compagnie privée de distribution dans le cadre de contrats de longue durée. L'affermage ou la concession sont les deux types de contrats généralement utilisés :

- En affermage, la collectivité réalise et finance les investissements et ne confie que l'exploitation des installations à un distributeur privé. Ce dernier se rémunère sur le prix de l'eau et reverse une part des recettes à la commune pour lui permettre de faire face aux dépenses d'amortissement technique et financier sur le réseau.
- En concession, c'est l'entrepreneur privé qui construit les ouvrages et les exploite à ses frais en se remboursant sur le prix de l'eau. En fin de contrat, il devra remettre le réseau ou les ouvrages en bon état à la collectivité.

Dans le cadre d'une gestion déléguée en affermage, la collectivité réalise les investissements et reste propriétaire des équipements. Les opérations de recettes et de dépenses effectuées par la commune doivent être décrites dans un budget annexe qui retrace également les opérations financières effectuées avec le fermier. Ce système de gestion déléguée a largement fait ses preuves depuis plus d'un siècle qu'il existe en France. A ce jour, la distribution de l'eau potable est très majoritairement assurée en gestion déléguée (environ 75%). La part des services d'assainissement confiée à des sociétés privées s'accroît rapidement, mais reste inférieure à 35%.

Lorsque la collectivité décide de faire appel à la compétence d'un distributeur privé, c'est bien entendu dans le cadre d'un contrat pluriannuel définissant les termes de référence des prestations attendues et le prix de l'eau payé par les usagers ainsi que la formule de variation des prix, et, dans le cas de l'affermage, la part reversée par la société fermière à la municipalité au titre des investissements. Il existe des modèles de contrats qui peuvent guider les collectivités pour la préparation des cahiers des charges des appels d'offres lancés pour la dévolution de ces prestations de services.

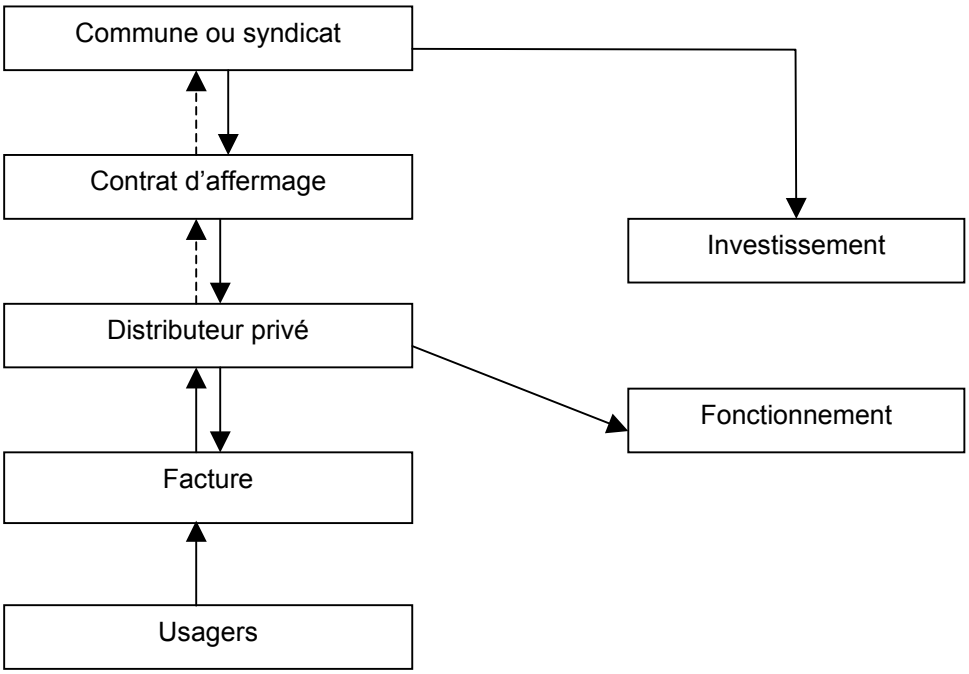


Figure 6 : Organisation d'une gestion déléguée : affermage.

Dans le cadre d'une concession, le futur concessionnaire doit évaluer les investissements qu'il s'engage à réaliser au début et en cours de contrat. La durée d'un contrat de concession varie entre 20 et 50 ans, selon l'importance des investissements à réaliser, la consommation et le prix de l'eau, alors que celle d'un contrat d'affermage se situe entre 5 et 20 ans.

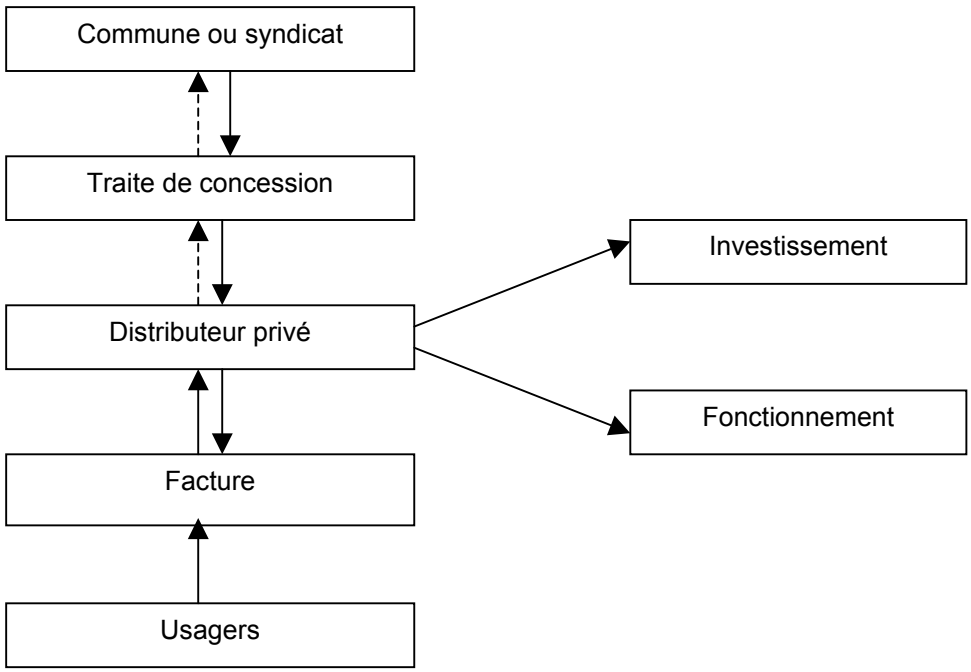


Figure 7 : Organisation d'une gestion déléguée : concession.

Cette démarche garantit des niveaux de performance accompagnés d'obligations contractuelles précises et répartit correctement les risques entre partenaires.

4.1.2. Gestion directe en régie (directe, autonome, personnalisée, intercommunale).

Dans le cadre d'une gestion directe, la commune ou le syndicat intercommunal auquel elle adhère, assure la responsabilité complète des investissements comme du fonctionnement des services des eaux. La charge de la commune s'étend aussi aux relations avec les usagers, notamment pour l'émission des factures et leur recouvrement, en général par l'intermédiaire du receveur municipal. Les employés de la régie sont des agents municipaux, ayant un statut public. Aujourd'hui, à l'exception de quelques villes, grandes ou moyennes, qui ont historiquement créé leurs propres services techniques municipaux, la régie est plutôt le fait des petites collectivités rurales.

Tableau 1 : Présentation des différentes formes de régies [O.I.E. 2000b].

	Régie simple L.2221-8 C.G.C.T.	**Régie dotée de la seule autonomie financière L.2221-11 et s. C.G.C.T.**	**Régie dotée de la personnalité morale et de l'autonomie financière L.2221.10 C.G.C.T.**
Définition	Service communal Aucune autonomie	Organe de gestion distinct. La collectivité conserve le contrôle du service.	Etablissement public. La collectivité exerce un contrôle périodique.
Rôle de la collectivité	Activités confondues	Le conseil municipal délibère sur :· • La création de la régie, l'organisation administrative et financière de la régie ; • La composition du C.A. ; • Le choix du directeur. Le Maire : • Présente le budget à son conseil ; • Engage la régie à l'extérieur ; • Propose les membres du conseil d'exploitation et le directeur.	Le conseil municipal délibère sur : • La création de la régie ; • La composition du C.A. ; • Le choix du directeur. Le Maire propose les membres du C.A. et le directeur.
Organe de gestion	Maire et conseil municipal	Conseil d'Administration (C.A.).	Conseil d'Administration (C.A.)
Budget	Budget annexe obligatoire	Budget annexe voté par le conseil municipal	Budget voté par le conseil d'administration
Prix	Conseil municipal	Conseil municipal	Conseil d'Administration
Ordonnateur	Maire	Maire, directeur	Directeur
Comptable	Receveur municipal	Receveur municipal ou comptable spécial	Comptable du trésor ou comptable spécial
Patrimoine	Communal	Communal	Communal ou patrimoine propre

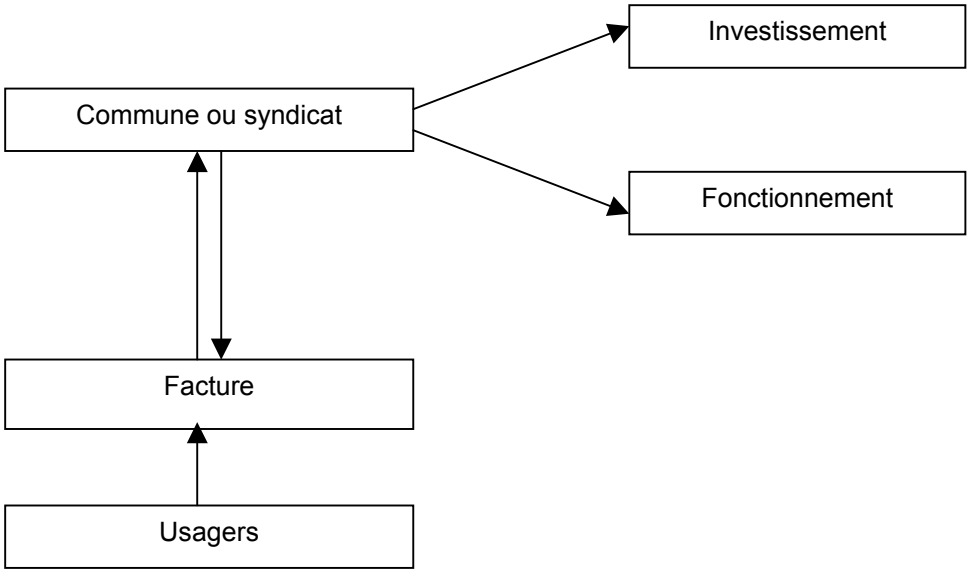


Figure 8 : Organisation d'une gestion en régie.

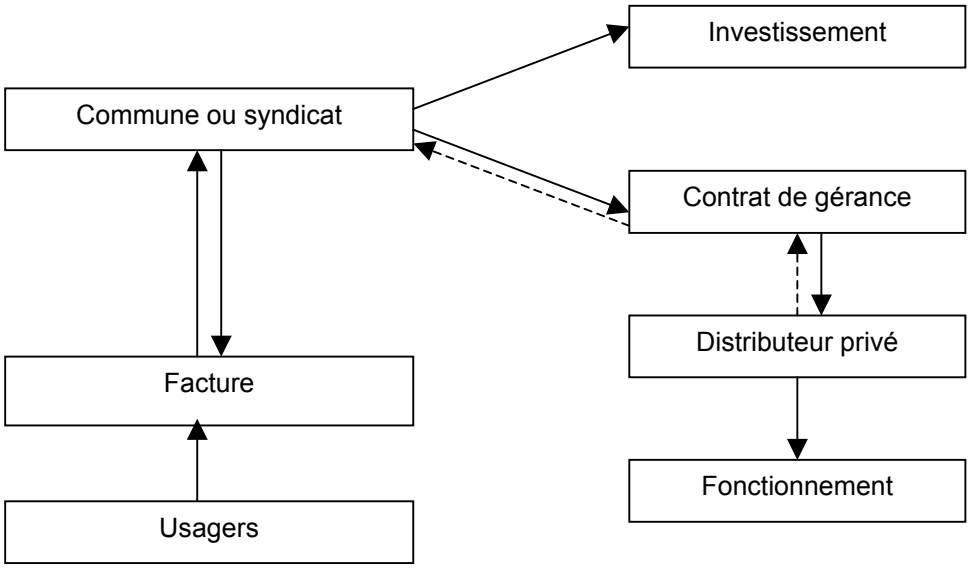


Figure 9 : Organisation d'une gestion en régie avec agence privée.

La régie intéressée reste un cas particulier qui partage des caractéristiques de la régie et de l'affermage. En effet, la collectivité garde la maîtrise et les risques d'exploitation et perçoit la totalité des sommes versées par les usagers, éventuellement par l'intermédiaire du régisseur, lequel assure l'exécution des tâches matérielles du service, dans le cadre d'un lien de subordination étroit. Le régisseur ne prend pas le risque des déficits d'exploitation, mais est intéressé aux bénéfices, selon une formule tenant compte du chiffre d'affaire et des résultats du service.

4.1.3. Gestion mixte.

Il existe beaucoup de situations intermédiaires entre régie et gestion déléguée, ce qui montre la souplesse du système. Par exemple, des collectivités peuvent décider d'exploiter elles-mêmes en régie les ouvrages de production d'eau potable et de grande adduction et par contre de déléguer la distribution à des sociétés privées. Autre exemple, l'action commerciale vis-à-vis des usagers (facturation, recouvrement) est aussi de plus en plus souvent confiée au secteur privé.

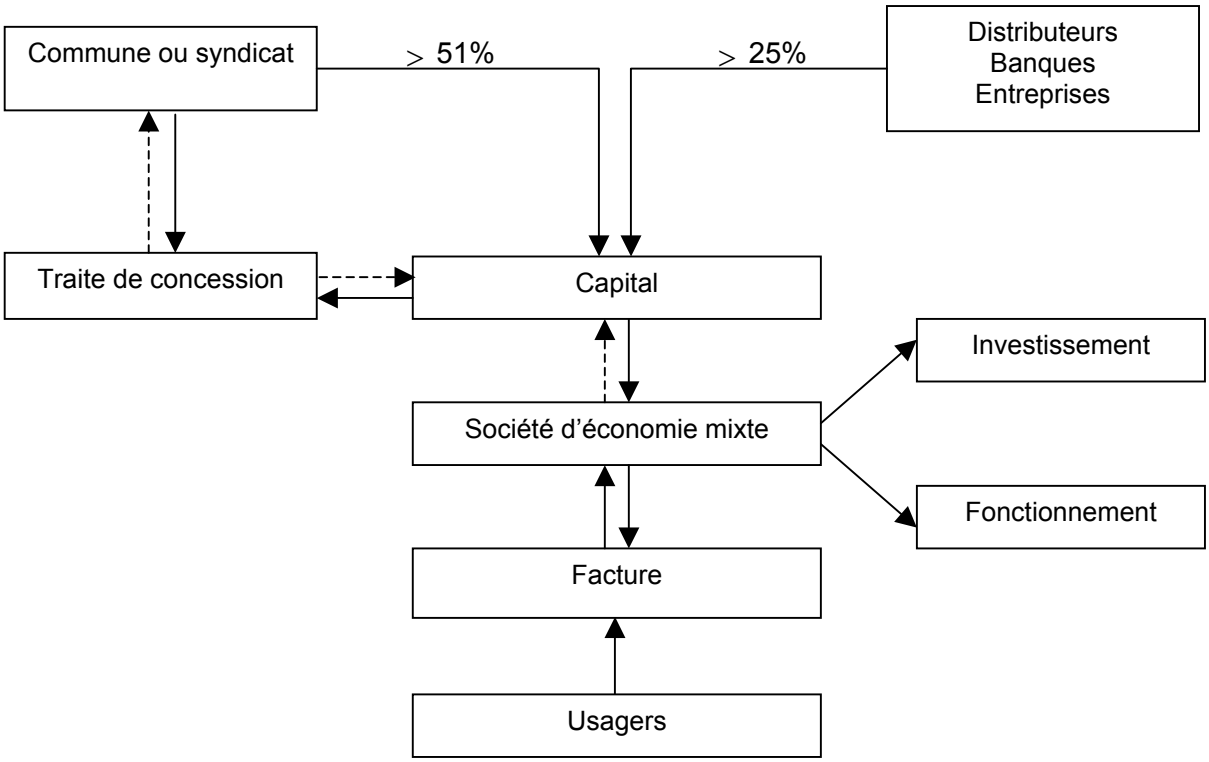


Figure 10 : Organisation d'une gestion mixte.

Enfin, il existe également des cas plus rares :

- De régie intéressée où un régisseur privé est contractuellement chargé de faire fonctionner le service public avec, en contrepartie, une rétribution qui comprend un intéressement aux résultats ;
- De gérance dont le principe est comparable, mais la commune verse au gérant une rémunération forfaitaire et décide seule de la fixation des tarifs ;
- De Société d'Economie Mixte (S.E.M.) qui est une société anonyme dans laquelle des personnes publiques détiennent au moins 51 % du capital, en association avec des entreprises privées ayant elles-mêmes au moins 25 % du capital.

La gestion des eaux pluviales est assurée essentiellement par les collectivités territoriales et les Syndicats Intercommunaux à Vocation Multiple. Les opérations comptables et financières doivent être intégrées au budget de fonctionnement global de la collectivité qui est en charge de prélever les montants nécessaires. Le mode de gestion en régie simple (ou direct) ne peut plus être mis en œuvre depuis le décret-loi du 5 novembre 1926. En l'absence de redevance spécifique, le cadre de gestion des eaux pluviales reste souvent mal défini.

4.2. Financement des infrastructures des eaux pluviales.

Les eaux pluviales et leur évacuation sont considérées, par le Code Civil, comme un service public dont le traitement administratif s'apparente à celui de la voirie. Ainsi, la rétribution des eaux pluviales intervient dans le seul cadre du budget des collectivités locales. Le financement des infrastructures des eaux pluviales est donc distinct de celui de l'eau potable et de celui des eaux usées. Cette distinction traduit la différentiation faite entre les problèmes sanitaires, de pollution et hydrauliques. Cependant, d'un point de vue opérationnel, la séparation de ces domaines n'est pas aussi aisée. En effet, la nature des réseaux séparatifs ou unitaires, l'importance des inondations et les pollutions qui en découlent pour les milieux naturels viennent troubler un peu plus, les difficultés de gestion de ces eaux que l'on subit, par opposition aux eaux que l'on choisit, les eaux usées [BOUE 2000].

Le conseil économique et social s'est opposé à la création d'une redevance municipale devant permettre la collecte et le traitement des eaux pluviales (redevance qui a été enlevée de l'avant projet de la loi sur l'eau qui devait paraître courant 2002 par le Ministre de l'Environnement de l'époque Madame D. VOYNET). Le problème du financement des infrastructures dédiées à la gestion et à la régulation des eaux pluviales se retrouve donc dans deux volets : la protection de l'environnement et du milieu naturel et la protection face aux risques d'inondation.

Dans le cadre de la maîtrise des pollutions résultantes des eaux pluviales, les investissements nécessaires aux installations d'assainissement représentent un effort considérable et sont à la charge des communes. Le principe "l'eau paye l'eau", réaffirmé par l'instruction budgétaire et comptable M.49 du 12 août 1991, oblige les collectivités locales (à l'exception des communes et groupements de communes de moins de 3 000 habitants) à gérer les services d'eau et d'assainissement dans le cadre d'un budget spécifique, pour lequel les dépenses et les recettes doivent s'équilibrer sans faire appel au budget général de la commune. Le principe "l'eau paye l'eau" n'interdit pas aux communes de bénéficier d'aides financières pour la création ou la modernisation de leurs outils de collecte et d'épuration.

La réalisation des infrastructures vouées à la protection contre les risques d'inondation est très largement dépendante des subventions. Les DIREN, dans le cadre de leur contrat de plan, les Conseils Régionaux et Départementaux participent, après sollicitation des collectivités, au recouvrement d'une partie des coûts. Cependant, ces aides ne représentent qu'une part des charges financières imputables aux mesures de protection. Ainsi, les collectivités sont obligées d'auto-financer une partie non négligeable des investissements et ont recours à l'emprunt, ce qui accentue leur endettement.

4.2.1. Aides au financement de la gestion des eaux pluviales dans le cadre de l'assainissement et de la protection des milieux récepteurs.

En règle générale, dans les cas de concession, c'est le partenaire privé qui mobilise la part des fonds non couverts par des aides publiques. Dans les autres cas (affermages, régies, gérances), ce sont les municipalités ou leurs groupements qui doivent réunir les financements nécessaires à la réalisation ou à la rénovation des infrastructures. Pour éviter une hausse trop brutale du prix de l'eau, difficilement supportable pour l'usager, différents mécanismes d'aide publique sont accessibles aux municipalités, aides :

- Des six Agences de l'Eau ;
- Du Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.). C'est un fond de "solidarité villes-campagnes" qui vise à compenser, pour les villages, les surcoûts d'investissements dus à la dispersion et à la faible densité des habitations ;
- Des régions et des départements qui soutiennent, sur leurs budgets propres, les efforts d'investissements des communes rurales, soit sous forme de subventions, soit sous forme de bonification des intérêts des emprunts.

4.2.1.1. Aides des Agences de l'Eau : volet assainissement et protection du milieu naturel.

Soucieuses des préoccupations locales, les Agences de l'Eau poursuivent leur politique de protection et de gestion des ressources en eau engagées depuis plus de 30 ans. Les Agences ont instauré, au début des années 1980, une procédure de contractualisation pluriannuelle, de plus en plus orientée vers des contrats d'objectifs pour améliorer l'efficacité des programmes d'actions. Les contrats définissent un échéancier de travaux, les modalités financières des aides et les engagements des différentes parties : respect de la programmation, atteinte des objectifs fixés (pour le maître d'ouvrage), garanties de subventions et de modalités de financement (de la part de l'Agence) pour toute la durée du contrat.

Les différents types de contrats sont semblables dans les six Agences de l'Eau avec des adaptations locales. Cette démarche contractuelle présente de nombreux avantages :

- Les contrats permettent la mise en oeuvre d'investissements cohérents et évitent le saupoudrage de crédits ;
- Les objectifs d'amélioration du milieu ou du respect des échéances sont fixés de façon réaliste ;
- Les prévisions financières à court terme sont assurées ;
- La gestion partenariale des bassins trouve une application concrète de l'engagement des acteurs de la gestion de l'eau.

En particulier, l'Agence de l'Eau établit et perçoit, sur la facture d'eau payée par l'usager, des redevances qu'elle reverse sous forme de subventions ou de prêts, aux personnes publiques ou privées pour la réalisation d'investissements et pour les dépenses permettant d'améliorer le fonctionnement des ouvrages.

Les acteurs de la gestion de l'eau et de l'assainissement sont donc divers. Leur nombre n'atténue pas cependant la compétence primordiale des communes.

La traduction financière de cette organisation complexe se retrouve dans la facture d'eau des usagers. En effet, outre le prix proprement dit de l'eau qu'ils consomment, les usagers sont débiteurs, de ce seul fait, des droits suivants :

- Les redevances d'assainissement qui reviennent aux communes, aux départements et, le cas échéant, à des organismes interdépartementaux ;
- Les montants éventuels des surtaxes correspondant aux frais d'emprunts supportés par les collectivités pour réaliser les investissements nécessaires au fonctionnement des services ;
- Les redevances " Ressources et Pollution " prélevées pour le compte des six Agences de l'Eau ;
- Les taxes perçues au profit du F.N.D.A.E., dont le produit est affecté à des aides que chaque département répartit entre les communes rurales et les groupements qui réalisent des travaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement (art. L. 2335-1 et L. 2332-3 du C.G.C.T.) ;
- Le produit de la taxe revenant à l'établissement public Voies navigables de France ;
- La TVA au taux réduit de 5,5 % due à l'Etat et s'appliquant à la totalité des termes de la facture.

4.2.1.2. Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.).

Le cadre contractuel de l'action du Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau (F.N.D.A.E.) constitue un puissant levier en faveur des communes rurales. Créé en 1954, le F.N.D.A.E. (compte spécial du Trésor géré par le Ministère de l'agriculture et de la pêche) a pour vocation d'aider financièrement les communes rurales et leurs groupements à la réalisation des équipements publics dans les domaines de l'adduction de l'eau potable et de l'assainissement.

Doté chaque année d'environ 140 millions d'euros, soit plus de 900 millions de francs, ce fonds assure une solidarité entre usagers et une péréquation au seul profit des communes rurales qui sont confrontées à des difficultés importantes tant d'investissement que de gestion des services d'eau et d'assainissement. Depuis la loi de décentralisation, le département assure la répartition des dotations départementales entre les communes et leurs groupements éligibles aux aides du fond. Cette répartition est basée sur la situation économique des départements et des besoins d'investissement des collectivités rurales.

Pour améliorer cette programmation des crédits, le Ministère de l'agriculture et de la pêche a mis en place dès 1991 un système de conventionnement avec les départements volontaires.

Les effets bénéfiques du système de conventionnement sont considérables. Le système de conventionnement :

- A permis de bâtir une politique départementale rationnelle et cohérente d'équipement des collectivités rurales, autour d'axes prioritaires stratégiques. A ce jour, 77 départements ont passé une convention avec l'Etat. Les dotations annuelles du F.N.D.A.E. représentent en moyenne 10% des investissements totaux des collectivités rurales, évalués à environ 1,7 milliards d'Euros, soit 11 milliards de francs ;
- A dynamisé la politique locale en faveur des services d'eau et d'assainissement en donnant une garantie aux financements apportés à parité par le F.N.D.A.E. et par les conseils généraux ;
- A renforcé le rôle clé de coordination des conseils généraux dans l'élaboration des programmes financés par l'Etat et les Agences de l'Eau.

Toutefois, les perspectives d'évolution du F.N.D.A.E. soulèvent quelques inquiétudes :

- La baisse uniforme des dotations départementales, engendrée par le prélèvement d'environ 23 millions d'euros (150 millions de francs) depuis 1997 pour le Programme de Maîtrise des Pollutions d'Origine Agricole (P.M.P.O.A.) ;
- Les réflexions engagées sur l'extension de la Taxe Générale sur les Adductions Polluantes (T.G.A.P.) au domaine de l'eau pouvant conduire à une refonte d'ensemble de la politique de l'eau ;
- Le système de conventionnement, avec la presque totalité des départements conventionnés, a besoin d'une nouvelle dynamique pour la période 2001-2005 ;
- Ce système reste tributaire de la modestie du niveau de ses ressources financières. Les engagements de l'Etat devront probablement s'accompagner d'une augmentation des recettes du fond et donc de la redevance.

4.2.1.3. Aides régionales et départementales.

Les départements et les régions sont en mesure d'intervenir dans le cadre de la protection du milieu naturel par le biais du contrôle des eaux pluviales. Le département peut jouer un rôle de coordinateur entre la collectivité (commune ou groupement de communes), l'Etat et l'Agence de l'Eau, dont les services apportent une aide technique et financière à la gestion des projets. Enfin, l'Union Européenne peut financer des travaux dans certaines régions.

Ainsi, le département se positionne comme un interlocuteur privilégié des organismes financiers de l'eau.

Depuis les lois de décentralisation, les conseils généraux ont vu leur rôle conforté dans le domaine de l'eau. Apportant un concours financier important aux opérations menées par les communes, ils constituent les seconds créanciers après les Agences de l'Eau. L'action des conseils généraux s'est construite autour de politiques de contractualisation et de conventionnement. Le rapprochement entre les départements et l'Etat traduit une volonté politique et économique des conseils généraux de s'impliquer dans la gestion du F.N.D.A.E.. Le dispositif conventionnel prévoit l'affectation pluriannuelle des crédits publics du F.N.D.A.E. sur des thèmes prioritaires. Les conseils généraux organisent ensuite la programmation des crédits. Toutefois, l'Assemblée des Départements de France (A.D.F.) estime que ce dispositif présente de nombreuses limites. Elle propose que la gestion du F.N.D.A.E. soit décentralisée avec les moyens correspondants, que des enveloppes globales départementales soient créées ou encore que le fonctionnement par objectifs prioritaires soit supprimé.
Elle juge de plus inacceptable la ponction effectuée en 1997 sur le F.N.D.A.E. pour financer le Programme de Maîtrise des Pollutions d'Origine Agricole (P.M.P.O.A.), contraignant les conseils généraux à compenser selon leurs moyens le désengagement de l'Etat.

4.2.1.4. Contractualisation avec les Agences de l'Eau.

Les contrats conclus entre les Agences de l'Eau et les conseils généraux sont essentiellement de deux ordres :

- Les contrats de milieux qui financent les contrats de rivière, de baie, d'étang, de lac ou de nappe ;
- Les contrats départementaux, en plus grande majorité, qui prévoient les engagements en faveur du monde rural, selon différents volets d'intervention, dans le cadre du programme pluriannuel des Agences de l'Eau.

Le conseil général est chargé de gérer et de reverser les aides de l'Agence, à chaque maître d'ouvrage, selon les conditions d'attribution fixées dans le contrat. La mise en oeuvre de ce partenariat rencontre quelques difficultés, du fait du rattachement de certains départements à plusieurs Agences de l'Eau, ayant chacune leurs propres règles du jeu. Enfin, les crédits européens sont une troisième source de financement pour la mise en oeuvre de ces projets. Toutefois, leurs règles spécifiques de gestion peuvent venir également perturber ce système.
Les limites de la contractualisation :

- Une certaine lourdeur de gestion pour le département, du fait du foisonnement des contrats et des conventions ;
- Une mobilisation importante du personnel des conseils généraux pour assurer la mise en oeuvre et le suivi de ces politiques, dont la gestion et le versement des aides leur sont également confiés par les Agences ;
- Le non respect du contrat par les partenaires, notamment l'Etat, au vu de la ponction effectuée sur le F.N.D.A.E. au profit du P.M.P.O.A. ;
- La création de la T.G.A.P. et son application au domaine de l'eau dès l'an 2000. Aucune garantie n'est offerte aux acteurs de l'eau sur le retour au domaine de l'eau des sommes prélevées. L'Assemblée des Départements de France (A.D.F.) a souhaité que l'application de la T.G.A.P. au domaine de l'eau soit reportée à 2001 ;
- L'environnement semblant prendre une part très importante dans les futurs contrats de plan Etat-Région, les conseils généraux demandent à être associés aux négociations pour voir leur rôle affirmé dans ce domaine.

La politique de contractualisation, incitée par les régions dans le cadre des prochains contrats de plan Etat-Région et du VIII^{ème} programme des Agences de l'Eau, facilite le suivi

et l'évaluation de l'action publique et permet une plus grande transparence. Les contrats peuvent être classés en trois catégories :

- Les contrats de cofinancement, mis en oeuvre entre les Agences de l'Eau et les Départements autour d'actions communes comme l'assainissement rural, la protection des captages ;
- Les contrats définissant les actions par zone géographique, bassin versant d'une rivière, zone d'alimentation d'un captage d'eau potable indiquant les actions visant à restaurer la qualité et la diversité des milieux aquatiques. Les contrats de rivières en sont le meilleur exemple ;
- Les contrats de programmation de travaux, signés entre un maître d'ouvrage et les créanciers : Agences de l'Eau, Départements, Régions ou Etat ont permis des avancées considérables en faveur de l'assainissement urbain.

Cette politique de contractualisation sera poursuivie dans les prochaines années, quelques régions ayant souhaité inscrire le financement des contrats "géographiques" dans les prochains contrats de plan Etat/Région. L'Etat, dans le cadre de la définition du VIII^{ème} programme des Agences de l'Eau, appuiera cette démarche.

4.2.2. Financement des ouvrages de protection contre les risques d'inondation.

Les montants alloués aux infrastructures de protection contre les risques d'inondation, par les collectivités, en milieu urbain, sont très hétérogènes. Ces montants dépendent évidemment des risques encourus et de l'écart entre le niveau de protection atteint et celui à atteindre. Afin de financer les opérations nécessaires à la maîtrise des eaux pluviales, les collectivités sont obligées de solliciter la participation de l'Etat. L'Etat est en mesure d'intervenir par le biais d'allocations de subventions déléguées par diverses entités : conseil général (échelle départementale), Conseil Régional (échelle régionale), DIREN (échelle des grands ensembles hydrologiques). Cependant, les subventions dont bénéficient les collectivités ne couvrent qu'une partie des fonds nécessaires à la mise en œuvre des mesures de protection. La capacité d'auto-financement des collectivités est très variable et dépend de leur richesse. Dans la majorité des cas, les communes sont obligées de financer le complément de ces investissements par l'emprunt. Le recours à l'emprunt permet la mise en œuvre rapide des programmes de protection, mais grève les budgets communaux sur un poste de dépense ne bénéficiant pas d'approvisionnements spécifiques (à la différence des eaux usées ou bien de l'eau potable financées en partie par les usagers).
Les dotations, subventions et fonds divers perçus par les collectivités sont régis par l'article L2335-5 du C.G.C.T.. Cet article précise que « les subventions pour travaux sont accordées par l'Etat ou par des établissements publics relevant de l'Etat, quelle que soit la nature des crédits sur lesquels ces subventions sont imputées et des ressources qui leur sont affectées, dans les conditions définies par décret en Conseil d'Etat ».

4.2.2.1. Subventions régionales.

Les subventions allouées aux aménagements de prévention et de protection contre les risques d'inondation sont définies à l'occasion du vote du budget primitif du conseil régional. La nature des opérations subventionnables est de deux ordres :

- Etudes préalables aux Schémas Directeurs d'assainissement et hydrauliques (la région peut imposer des dispositions particulières comme l'association au déroulement de l'étude) ;
- Travaux d'aménagement des cours d'eau :
    - Aménagement des lits et des berges ;
    - Création et réhabilitation de retenues d'eau et d'ouvrages annexes ;
    - Protection systématique des zones naturelles d'épandages des crues.

Les aides régionales dans le domaine des eaux pluviales s'appliquent aux opérations de protection contre les inondations des zones habitées. Encore faut-il que ces zones soient recensées comme prioritaires par les services compétents lors de l'élaboration des SAGE.

Les taux de subventions sont variables et sont définis en concertation avec l'Etat dans le cadre du contrat de Plan Etat-Région en vigueur, après consultation des demandes présentées par le maître d'ouvrage. Le conseil Général Rhône-Alpes a spécifié à ce sujet que le taux de subvention ne peut être supérieur à 30 % de la dépense totale éligible [CONSEIL GENERAL RHONE-ALPES 2001].

Certaines Régions ont établi des contrats « environnementaux » impliquant la gestion de la ressource en eau. Le domaine d'application de ces contrats est très vaste, mais intègre parfois les outils de maîtrise du ruissellement des eaux pluviales. C'est le cas notamment de la Région Rhône-Alpes qui se propose de « Promouvoir l'application de technologies alternatives "amont" de gestion des eaux pluviales ». Dans cet exemple, l'aide annuelle apportée peut s'élever à un peu plus de 150 000 Euros par an, sur une période de 7 ans. Cette aide peut être ici élargie aux acquisitions foncières nécessaires à la réalisation des projets.

4.2.2.2. Participations financières des conseils généraux (subventions départementales).

Les aides du Conseil général sont, soit codifiées par l'Assemblée Départementale, soit décidées au cas par cas en fonction de l'intérêt des projets présentés. Les règles de financement, décidées par l'Assemblée Départementale, n'ouvrent pas un droit automatique à subvention aux bénéficiaires remplissant les conditions. L'Assemblée ou la Commission Permanente ont une large délégation pour la plupart des aides et décident de l'attribution en fonction des disponibilités budgétaires, de l'intérêt des projets et de leur ordre de priorité. Pour fixer cet ordre, plusieurs critères interviennent : la date de dépôt du dossier complet, l'urgence de la réalisation et la situation financière du demandeur.
Le taux des aides, pouvant être allouées sous forme de subventions par les Départements, peut aussi être différentié par une classification des communes en 4 catégories (réforme des aides aux communes du 17 janvier 1997 du conseil général Pyrénées-Atlantiques) :

- Communes d'agglomérations ;
- Communes urbaines ;
- Communes bourgs ;
- Communes rurales (pour toutes les communes de moins de 2 000 habitants, cette classification s'applique toujours sauf mention expresse dans le cadre d'un dispositif d'aide particulier).

Les taux des subventions sont différenciés par commune en fonction : du potentiel fiscal, de l'effort fiscal de chacune et d'un critère d'aménagement du territoire. Deux types de dotations permettent d'alimenter ces subventions :

- Dotations forfaitaires et minimales ;
- Dotations de péréquation : ressources financières provenant de la fiscalité locale, redistribuée par l'Etat au plan national afin d'assurer une péréquation entre les collectivités locales.

4.2.2.3. Auto-financement des collectivités locales par les subventions de l'Etat.

Les capacités budgétaires des collectivités locales ne permettent pas le financement de l'ensemble des ouvrages de protection face aux risques d'inondation. En effet, les problèmes d'inondation ou les risques encourus ne sont pas toujours en adéquation avec les ressources économiques locales. La collectivité est dans l'obligation de maintenir un équilibre budgétaire sain et ne dispose pas d'une marge de manœuvre importante car les frais de fonctionnement représentent l'essentiel de son budget et sont incompressibles. Même si à l'échelle nationale le niveau d'épargne des collectivités locales est en augmentation, les réserves sont insuffisantes pour faire face aux dépenses générées par la gestion des eaux pluviales. D'un point de vue comptable (comptabilité de type M14, modifiée en 1998), les collectivités disposent de ressources limitées :

- Taxes (habitation, foncières bâtie et non bâtie, professionnelles) ;
- Fond de compensation de la T.V.A. ;
- D.G.E. (Article L2334-32) : Chaque année, la loi de finances détermine le montant de la Dotation Globale d'Equipement des communes par application du taux de croissance de la formation brute de capital fixe des administrations publiques, prévu pour l'année à venir, tel qu'il est estimé dans la projection économique présentée en annexe au projet de loi de finances ;
- Dotation, subventions et fonds divers (Article L2335-1) : Pour leur assurer les moyens adaptés à la mise en oeuvre des dispositions, les petites communes rurales reçoivent une dotation particulière prélevée sur les recettes de l'Etat et déterminée chaque année en fonction de la population totale de ces communes ainsi que de leur potentiel fiscal.

Ces ressources fiscales seules ne permettent pas, pour les grosses opérations d'aménagement, de combler l'écart entre les coûts totaux et la somme des diverses subventions pouvant être obtenues. Pour répondre à leurs obligations en terme de protection, les collectivités sont donc obligées de recourir à l'emprunt. La baisse historique des taux longs, au cours de la décennie 90, a favorisé le désendettement des collectivités. En 1999, pour la sixième année consécutive, la charge des intérêts de la dette des collectivités territoriales avait diminué de 9,4% pour atteindre à peine plus de 4,6 milliards d'euros, après un maximum de 6,92 milliards en 1993, soit une baisse d'un tiers en six ans [BOURDIN 2000].
En ce qui concerne le financement des investissements, des sources communes à tous les équipements publics existent. Des organismes spécialisés, comme la Caisse d'Aide à l'Equipement des Collectivités Locales (C.A.E.C.L.), fournissent les prêts nécessaires aux administrations publiques.

Conclusion §4
Les systèmes de financement actuels des ouvrages de protection contre les risques d'inondation sont complexes [DUNGLAS 1996]. Les crédits proviennent des communes, des Départements, des Régions, de l'Agence de l'Eau et de l'Etat par des voies très variées. Les importants travaux qui apparaissent indispensables, vont nécessiter de nouvelles sources de financement. L'extension de la base de redevances des Agences de l'Eau aux travaux et aménagements mettant en jeu l'hydrologie du bassin était, encore en 2001, considérée comme tout à fait souhaitable; mais le projet de décret correspondant n'est plus d'actualité.
Le règlement des problèmes d'inondation en milieu urbain va être confronté aux volontés actuelles de désendettement qui interviennent à tous les niveaux. En d'autres termes, cette réduction future, mais probable, des aides signifie pour les collectivités locales une diminution des subventions.
Les subventions et les taxes « renforcement et élargissement du principe pollueur/payeur », aux profits des risques de pollution du milieu naturel, font partie des priorités de la nouvelle loi sur l'eau de 2002. La définition de la pollution des eaux pluviales par ruissellement risque aussi de s'élargir fortement et particulièrement en milieu urbain (présence d'hydrocarbures, de métaux lourds, de matières en suspension, etc.). La clef de la gestion du financement des risques d'inondation en milieu urbain pourrait bien consister en un renforcement accru de la protection du milieu naturel ! Les difficultés, actuellement rencontrées par les acteurs locaux, sont accrues par leur responsabilité civile des risques encourus par les populations locales et par les limites perceptibles de l'équilibre financier des assureurs des risques.

Conclusion Chapitre 1

L'initiative du type de stratégie de gestion des eaux pluviales, en matière de prévention des risques d'inondation, est donnée aux acteurs locaux. Cependant, ceux-ci doivent adopter des mesures conformes aux directives administratives instituées par les Agences de l'Eau, à l'échelle des grands bassins hydrologiques, au travers des Schémas Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux. Les lois sur l'eau (3 janvier 1992) et sur l'environnement (2 février 1995) donnent à l'urbanisme opérationnel les moyens de renforcer la protection du milieu et d'assurer, par des mesures préventives, la maîtrise des eaux pluviales.

Un des principaux problèmes de la gestion préventive des eaux pluviales en milieu urbain se situe au niveau du domaine de compétence des fonctions publiques sur le domaine privé. La gestion curative des risques d'inondation est quant à elle confrontée aux moyens de financement des ouvrages.

En effet, pour les ouvrages dont la fonction est curative, les mécanismes de financements relèvent du domaine public (autofinancement et subventions des Agence de l'Eau, de l'Etat, des régions et des départements). Ces ouvrages doivent répondre aux règles imposées par les SDAGE et être conformes aux prescriptions locales. Le retard en matière de contrôle des risques d'inondation liés aux eaux pluviales est important. Les efforts d'investissements réalisés jusqu'à présent ont participé activement à l'augmentation de la dette des collectivités, même si les aides des Agences de l'Eau ont permis avec la baisse des taux de rééquilibrer en partie ces dettes.

Pour les ouvrages préventifs (maîtrise du ruissellement par infiltration ou stockage et maîtrise du risque de pollution), les investissements peuvent être répartis entre les acteurs publics et privés. En effet, la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 permet, au niveau local, l'imposition (prescriptions ordonnées dans le cadre des Plans d'Occupation des Sols) de techniques alternatives à l'échelle de la parcelle. Ce type de mesure s'est fortement répandu au cours des vingt dernières années dans les communes de France.

Pour les zones où les aménagements sont programmés, les Zones d'Aménagement Concerté et les Programmes d'Aménagement d'Ensemble autorisent la participation des acteurs locaux privés aux financements d'ouvrages préventifs de la gestion des eaux pluviales. Ces outils de nature différente permettent aux collectivités d'anticiper la stratégie de gestion des eaux pluviales avant l'urbanisation d'une zone. Le financement provenant des acteurs privés doit alors être proportionnel aux besoins qu'ils suscitent et de même pour le dimensionnement des ouvrages liés aux opérations d'urbanismes entreprises.
Les ZAC et P.A.E. qui s'appliquent à des échelles plus grandes que la parcelle, sont certainement plus efficaces au niveau des mesures de prévention des risques d'inondation, car leur réalisation s'accompagne d'études pragmatiques.

En effet, la prévention du risque doit-elle se contenter de l'intégration diffuse d'ouvrages de prévention ? L'implication des acteurs privés, par la prise en charge et la réalisation sur leurs terrains d'ouvrages d'infiltration ou de stockage, assure aux collectivités une répartition de la charge financière. En contrepartie, l'état de fonctionnement de ces ouvrages est souvent inconnu. La fréquence des entretiens qui devraient être effectués est difficile à vérifier pour les services techniques des collectivités. Cette inconnue traduit l'effet de barrière qu'exerce le droit privé sur la capacité d'intervention et de contrôle des services publics sur ces ouvrages. Cependant, l'imposition de ces mesures permet de couvrir la responsabilité civile des collectivités dans certains cas d'inondation, notamment lorsque des aménagements urbains récents peuvent être considérés comme des facteurs aggravants. Au cours de la dernière décennie, la responsabilité des élus a été de plus en plus mise en cause lors d'accidents ou même de catastrophes.

CHAPITRE II

GESTION DES EAUX PLUVIALES ET ASPECTS TECHNIQUES EN MILIEU URBAIN : DU COLLECTEUR AUX TECHNIQUES ALTERNATIVES COMPENSATOIRES.

En milieu urbain, les eaux pluviales sont généralement évacuées gravitairement par des réseaux à ciel ouvert ou bien enterrés. Les dysfonctionnements de ces réseaux, lors d'averses intenses, se traduisent par des mises en charge, des débordements ponctuels ou des inondations en fonction de leur insuffisance. Pour faire face à ces risques et conformément aux lois sur l'eau de 1992 et sur la protection de l'environnement de 1995, les collectivités locales doivent prendre les mesures de protection adéquates.

D'importants programmes d'aménagement doivent être élaborés lorsqu'il s'agit de corriger des insuffisances avérées des réseaux qui exposent les riverains à d'importantes inondations. Les techniques alternatives curatives répondent à cet objectif et permettent de supplémenter le niveau de protection des réseaux sans les redimensionner.

Les techniques alternatives préventives doivent, normalement, intervenir lors de l'extension des zones urbaines afin d'assurer un contrôle des eaux de ruissellement et de limiter les débits en fonction des capacités aval.

Les techniques alternatives curatives et préventives sont donc complémentaires et additionnables sur le réseau d'une commune, mais n'ont pas les mêmes objectifs. Ces mesures trouvent leur essence dans les économies qu'elles permettent de réaliser en ne procédant pas au redimensionnement des collecteurs. Ces techniques sont variées en genre ce qui les rend plus ou moins adaptables à tous les sites et à leurs caractéristiques.

Quels que soient les avantages économiques que procurent ces techniques, elles nécessitent un financement et une certaine maîtrise technique pour leur réalisation et leur conception. Les collectivités, mais aussi les investisseurs privés, doivent être conscients des limites d'adaptabilité ainsi que de la pérennité de ces ouvrages.

Les contraintes techniques sont nombreuses et concernent des domaines aussi variés que les caractéristiques géotechniques des sols, les ressources foncières, la permanence ou non des cours d'eaux, la nature et la densité des trafics routiers, etc…

Ces techniques exploitent différentes stratégies de gestion des eaux pluviales et peuvent ou non être raccordées aux réseaux d'eaux pluviales. Les ouvrages de rétention, de stockage ou d'infiltration procèdent avec différentes techniques plus ou moins évoluées. Certaines techniques d'infiltration, comme les chaussées drainantes, découlent d'applications directes et pratiques du domaine routier.

1. Techniques curatives des réseaux sous-dimensionnés.

Le sous-dimensionnement des réseaux des eaux pluviales engendre deux risques majeurs :

- La mise en charge fréquente des réseaux, accompagnée de débordements et d'inondations ;
- La pollution du milieu naturel par des rejets inopinés d'effluents.

Avant l'instauration de l'Instruction Technique de 1977 (INST 77-284), l'essentiel des mesures prises, dans le cadre de la gestion des risques d'inondation des eaux pluviales, aboutissait à un redimensionnement des collecteurs. Certaines collectivités (Seine Saint-Denis, Bordeaux) avaient pris l'initiative de réaliser des ouvrages de stockage à ciel ouvert pour compenser l'incapacité de leur réseau à absorber le ruissellement des nouvelles zones urbanisées. Ces mesures techniques devaient être temporaires. Elles se justifiaient par les contraintes économiques imposées par le redimensionnement de collecteurs sur de longues distances.

L'INST 77-284 officialise la réalisation d'ouvrages de stockage permettant la régulation des eaux pluviales et leur donne un cadre technique. Depuis cette époque, leur nombre s'est multiplié sur des sites de nature très diverse. Les contraintes d'adaptation, imposées par les conditions spécifiques de chaque site, sont à l'origine de la multiplication de leur forme.

L'augmentation de la fréquence des inondations s'est accompagnée de désordres écologiques importants. Ceux-ci ont mis en avant les risques de pollution liés au ruissellement des eaux pluviales, comme par exemple, les déversements des réseaux de la ville de Paris dans la Seine lors des orages de l'été 1991. Les fonctions des ouvrages de rétention se sont donc aussi élargies au traitement qualitatif des eaux (décantation, dégrillage, orientation des boues vers les stations d'épuration, etc.).

La réalisation d'ouvrages de rétention des eaux pluviales pour des réseaux sous-dimensionnés ne peut répondre à tous les besoins. Même si ce type de mesure permet, en milieu urbain dense, d'éviter des opérations lourdes et souvent mal perçues par les citadins (perturbation du tissu économique local, problèmes de stationnement et de livraisons, problèmes de circulation, bruits, etc.).

L'objet de cette partie est donc de présenter la gamme des mesures curatives pouvant être réalisées afin de permettre aux réseaux des eaux pluviales sous-dimensionnés d'atteindre les niveaux de protection légalement imposés (événements de fréquence décennale, centennale ou plus).

1.1. Redimensionnement des collecteurs.

Le redimensionnement des collecteurs, en milieu urbain dense, entraîne de multiples difficultés. L'intrusion d'un chantier important engendre de nombreuses nuisances pour son environnement proche, mais aussi des problèmes d'ordre économique et politique dont les incidences ne sont pas négligeables. Le recours à ces opérations lourdes ne se justifie que lorsque cette solution est économiquement la plus rentable ou bien que la réalisation d'un ouvrage de stockage est impossible. Les coûts au mètre linéaire sont particulièrement élevés et les problèmes pouvant survenir dans de tels chantiers sont nombreux. Par exemple, les retards ont des répercutions économiques désastreuses et entraînent le mécontentement des riverains.

1.1.1. Aspects techniques et opérationnels de cette méthode.

La mise en œuvre d'un chantier en milieu urbain dense est délicate. En premier lieu, le bon déroulement des opérations implique des efforts de communication. Le projet doit être présenté au public afin d'expliquer les objectifs et la finalité des aménagements à réaliser. En second lieu, les aspects techniques et financiers sont décrits afin de définir les contraintes et les cadres de réalisation de ces aménagements.

1.1.1.1. Intégration et anticipation des chantiers en milieu urbain dense.

Le redimensionnement des collecteurs intervient lorsque leur capacité est inférieure aux niveaux de protection généralement suggérés (classiquement des événements de période de retour de 10 ans) ou bien lorsque des inondations se produisent pour des pluies trop fréquentes.

Assurer l'évacuation la plus rapide des eaux entre dans le prolongement du dogme hygiéniste. Cependant, cette vision de l'aménagement ne permet pas de contrôler la nature des effluents rejetés dans le milieu naturel.

La mise en œuvre d'un chantier de redimensionnement doit faire l'objet d'études préalables montrant que cette mesure est préférable, d'un point de vue technique et financier, à la mise en œuvre de techniques alternatives (cas de tronçons fortement sous-dimensionnés et hétérogènes).

Avant même d'entreprendre les travaux, une stratégie de communication efficace (presse et affichages) doit être effectuée afin que les nuisances qui les accompagnent, puissent être prises en compte et réduites au maximum dans la mesure du possible. Les répercutions de ces nuisances, si elles sont mal préparées, peuvent être particulièrement dommageables aux institutions économiques locales (programmation des heures d'ouverture et de fermeture à la circulation, gestion des problèmes de stationnement, horaires des travaux du chantier).

Lorsque les travaux concernent la réhabilitation des réseaux, certains efforts peuvent être entrepris afin de ne retenir que les solutions les moins agressives pour l'environnement du chantier. A ce titre, les opérations sans tranchée engendrent des coûts indirects presque nuls. En d'autres termes, les nuisances sont fortement réduites pour les riverains [VASSEUR 1998]. En ce qui concerne la création de nouveaux collecteurs de grandes dimensions, l'utilisation d'un tunnelier s'avère particulièrement pertinente pour la discrétion des travaux. Son utilisation reste cependant soumise aux contraintes géologiques et techniques du site (écoulement gravitaire, profondeurs, nappes phréatiques, etc.).

La réalisation d'un chantier de redimensionnement suppose que plusieurs entreprises (transports, déblaiement, pose etc.) interviennent. La collectivité qui assure la maîtrise d'ouvrage doit donc organiser le déroulement des opérations afin d'optimiser la durée du chantier et de réduire ses nuisances.

D'un point de vue technique, le redimensionnement des collecteurs requiert un espace minimal pour le transport des matériaux, l'extraction des remblais et la pose ou bien le coffrage des canalisations. Ces opérations peuvent aussi avoir des incidences dommageables sur les autres réseaux (distribution d'eau potable, électricité, gaz et téléphone). Elles demandent donc la participation d'autres organismes et la collectivité doit aussi assurer leur collaboration active au projet.

1.1.1.2. Justification des projets de redimensionnement.

Les redimensionnements des canalisations interviennent le plus souvent dans les parties aval des réseaux. Le choix de ces stratégies doit être motivé par les risques encourus, par le sous-dimensionnement du réseau (risques d'inondation essentiellement), mais aussi, par les économies financières qu'elles permettent de réaliser face à d'autres solutions techniques.

Les redimensionnements restent particulièrement bien adaptés aux tronçons courts pour lesquels l'insuffisance des capacités d'écoulements est telle qu'elle suppose des volumes de stockage des eaux pluviales beaucoup trop importants (impossibilités foncières ou bien techniques).

Ces améliorations ponctuelles peuvent parfois avoir des conséquences importantes pour les parties situées en aval. L'augmentation du débit capable, en une portion du réseau, peut engendrer des dysfonctionnements importants par translation des zones de débordement (fig. 11). En effet, les débordements des réseaux, dans certains cas de figure, réduisent les effets de crue sur les parties situées plus en aval. Les rétrécissements importants limitent fortement les débits sur les parties aval du réseau, en créant des volumes de retenue artificielle (expansion des eaux sur le domaine public, effet de stockage dans les dépressions ou encore dans les bâtiments en sous-sol). Ces volumes varient selon les

contraintes topographiques et peuvent être redistribués (parfois partiellement) avec un effet d'amortissement dans les zones situées en aval.

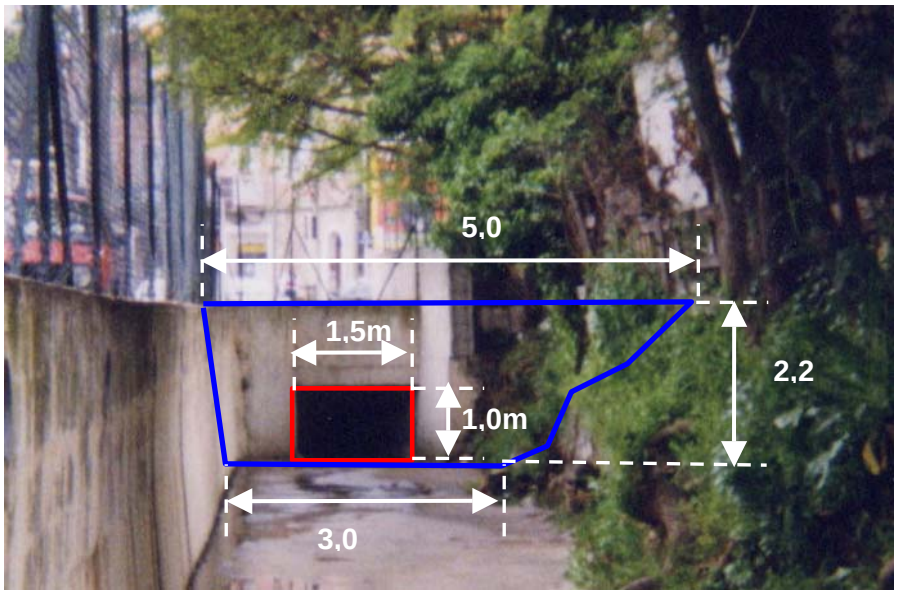


Figure 11 : Rétrécissement du vallon urbanisé du Laval en aval du croisement entre le chemin des Sarrasines et de la route de Grasse, Antibes (CHAMOUX 1999).

L'augmentation ponctuelle des capacités du réseau doit se faire dans le cadre d'une approche globale sur l'ensemble des tronçons. Cette contrainte technique supplémentaire limite encore un peu plus le recours à ce type d'opération.

1.1.2. Limites économiques des stratégies de redimensionnement.

Le redimensionnement des collecteurs apparaît comme une opération lourde, tant au niveau des études techniques indispensables que de ses phases de programmation et de réalisation. Mais, le frein le plus important à sa mise en œuvre réside encore dans son coût. Opérer à « tranchée ouverte » dans un milieu urbain dense implique de résoudre des contraintes techniques importantes. Ainsi, la facture des compétences techniques requises s'additionne à celle des coûts élevés des canalisations de grande dimension.

De nombreuses études, suscitées aussi bien par les Agences de l'Eau que par les collectivités, sont venues éclairer les estimations économiques relatives à la pose ou bien au remplacement des canalisations. Les relations évidentes entre le coût global du projet et les paramètres du réseau (longueur, mais aussi diamètre des canalisations) facilitent l'élaboration de modèles d'estimation déductifs reposant sur l'analyse détaillée des bases de données recueillies.

Les modèles d'estimation peuvent être élaborés à partir de régressions multiples qui permettent d'extraire les variables explicatives des coûts. Ils peuvent être affinés par une classification des données en fonction des dimensions des projets. Cependant, la constitution de bases de données représentatives reste difficile à établir notamment à cause du nombre important d'intervenants.

Ces modèles ne sont pas non plus transposables en dehors des zones dans lesquelles ils ont été conçus. Chaque projet possède un coût dont une part non négligeable est imputable aux conditions spécifiques du site :

- Densité urbaine de l'habitat ;
- Difficultés d'accessibilité du site ;
- Variations temporelles des tarifs des entreprises de BTP ;
- Variations spatiales des tarifs des entreprises de BTP ;
- Contraintes géologiques spécifiques (présences de nappes phréatiques, de couches imperméables, etc.).

Dans le cadre d'une approche économétrique, les coûts sont calculés en fonction des unités de dimension géométrique des principaux postes de dépense. Leur estimation, pour chaque poste, peut être le résultat de l'analyse d'une base de données ou bien peut être définie arbitrairement. Ces outils d'estimation sont transposables à d'autres cas d'études, même si la variation des coûts est fonction de la dimension des projets.

Tableau 2 : Principaux postes et sous-postes de dépense des poses des canalisations [AISSAOUI 1997].

Principaux postes de dépense	Sous-postes	Unité de dimension
Terrassement	Tranchée	Mètre linéaire
	Sur-profondeur	Mètre cube
	Rocher	Mètre cube
	Matériaux de remplacement	Mètre cube
Fournitures	Canalisations	Mètre linéaire
	Regards	Mètre linéaire (ou autre)
	Branchements	Mètre linéaire (ou autre)
Réfection chaussées et trottoirs		Mètre carré

Certains éléments d'information peuvent être pris en compte afin de caractériser des conditions spécifiques. La densité du milieu urbain peut ainsi être introduite comme un facteur d'augmentation des coûts. Les estimations, réalisées en 1997 par la ville d'Antibes-Juan-les-Pins, donnent un coût moyen de l'ordre de 1 500 euros (environ 10 000 francs) au mètre linéaire pour des canalisations de 2 mètres de diamètre à une profondeur de 1 mètre. Les limites économiques de ces opérations sont donc essentiellement liées à la longueur des tronçons qu'il convient de redimensionner.

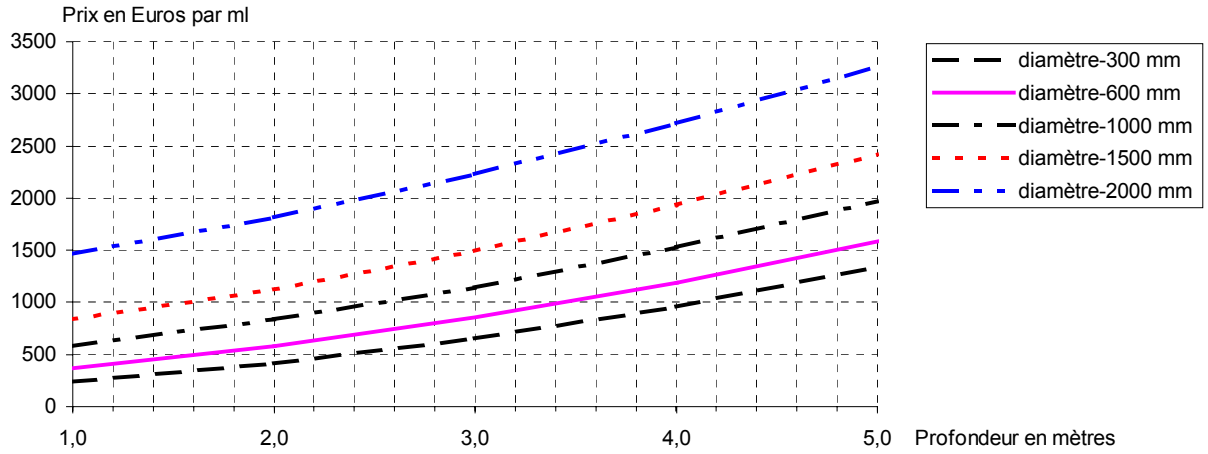


Figure 12 : Estimation de l'évolution du coût de pose de canalisations en fonction du diamètre et de la profondeur de pose en tranchées ouvertes (MAIRIE d'ANTIBES 1997).

Ces tarifs peuvent augmenter fortement si les difficultés techniques rencontrées sur le chantier sont importantes. Ainsi, la présence d'une nappe phréatique renforce les contraintes d'étanchéité, impose la mise en place de stations de pompage permanentes ou intermittentes avec un groupe électrogène et la mise en place de blindages jointifs et étanches. La présence d'un rocher impliquera la location de Brise Roche Hydraulique (B.R.H.) pendant une durée variable et la présence d'un ouvrier qualifié, etc. De même, le transport et la mise en place des ouvrages peuvent être soumis à des contraintes spécifiques.

Les opérations de redimensionnement des réseaux en milieu urbain sont toujours des opérations délicates. Cependant, elles s'avèrent parfois indispensables, notamment en présence de plusieurs secteurs fortement sous-dimensionnés.
Ces interventions sont souvent mal perçues par les riverains à cause des nuisances qu'elles occasionnent. D'un point de vue technique, l'augmentation de la capacité de débit sur une partie du tronçon rend obligatoire une analyse technique globale de l'impact de l'aménagement sur l'ensemble du réseau. Ainsi, pour les réseaux très hétérogènes, la programmation du redimensionnement d'une portion du réseau doit s'accompagner d'autres investissements pour les parties situées plus en aval.

1.2. Structures de stockage curatives.

Le raccordement des réseaux des nouveaux espaces urbanisés périphériques à des réseaux anciens a souvent été à l'origine de graves dysfonctionnements et débordements. Le coût trop important du redimensionnement des réseaux existants sur de longues distances a obligé les collectivités à trouver d'autres solutions techniques.
Ainsi, la réalisation de structures de stockage à ciel ouvert, en amont des anciens réseaux au début des années 1970, a permis le contrôle du ruissellement des eaux pluviales induit par les espaces urbains nouvellement réalisés. Ces ouvrages devaient être temporaires. Le contexte économique défavorable des années 70 accentua le manque de ressources financières. Ces ouvrages de stockage devinrent permanents.
Le principe de fonctionnement des réservoirs de stockage est de parvenir à stocker un volume d'eau afin de permettre une limitation des débits de pointe et donc des débordements. Les débits de restitution, ou débit « spécifique », de ces ouvrages doivent remplir plusieurs conditions :

- Débit spécifique adapté aux capacités du réseau situé en aval de l'ouvrage ;
- Débit permettant une vidange rapide de l'ouvrage afin qu'il puisse resservir en cas de nouvelle averse et que les eaux ne stagnent pas à l'intérieur.

A l'origine, les réservoirs de stockage avaient uniquement pour objet la rétention temporaire des eaux pluviales. Le développement du courant écologique et l'évolution de la réglementation en matière de rejets des polluants confèrent, de nos jours, à ces ouvrages des fonctions de dépollution (essentiellement par principe de décantation et d'interception des premiers flots après une longue période sèche).
Le nombre de réservoirs de stockage est en augmentation constante depuis 30 ans. Le retard en matière de protection face aux risques d'inondation des réseaux d'eaux pluviales reste à ce jour important. Ainsi, à la fin de l'année 1998, il manquait encore un volume de stockage de l'ordre de 800 000 m^3 pour que les réseaux d'eaux pluviales de Paris absorbent une pluie de période de retour décennale.
D'un point de vue hydraulique, il est actuellement possible d'établir une classification selon deux entrées pour les grands réservoirs de stockage. Ceux-ci peuvent être classés, soit en fonction de leur usage et position sur le réseau, soit en fonction de la technique de stockage.

1.2.1. Typologie des ouvrages en fonction de leur position sur le réseau.

La position des ouvrages de stockage sur les réseaux implique qu'un certain nombre d'éléments soient pris en compte :

- Surfaces amont de drainage ;
- Fréquences de remplissage et d'utilisation ;
- Usage d'amortissement et de délestage du réseau.

Ces ouvrages sont, en général, destinés à la gestion des eaux pluviales. Mais, il faut aussi considérer le cas des réseaux unitaires. Les implications sont alors différentes, puisque dans ce cas, les boues doivent parfois faire l'objet d'un traitement dans les stations d'épuration (plus rarement pour les réseaux séparatifs des eaux pluviales où les boues sont soumises à un traitement spécifique).

1.2.1.1. Bassins situés en tête de réseau.

La vocation principale des bassins situés en tête des réseaux est le stockage des eaux de ruissellement issues des parties amont des bassins versants afin de permettre une limitation des apports par régulation des débits. Les fonctions de dépollution ne sont pas essentielles pour ce type d'ouvrage.

Le dimensionnement de ces bassins est établi en fonction d'une pluie de projet. Les mesures de régulation sont prises en fonction du niveau de protection à assurer pour la partie située en aval.

La fréquence d'utilisation de ces ouvrages dépend de leur fonction. Les bassins situés en tête de réseau sont le plus souvent réalisés dans le cadre de mesures préventives. Ces structures accompagnent un programme d'aménagement en vue de la maîtrise du ruissellement et sont donc sollicitées lorsque les averses touchent leur impluvium. Les espaces disponibles pour leur intégration sont plus importants car la densité du milieu urbain est généralement plus faible.
Si leur fonction est curative, leur position plus rapprochée du réseau (voire dans certains cas positionnés pour le délestage du réseau principal) implique que leurs fréquences de remplissage soient plus importantes. Les fréquences de remplissage ont une incidence sur les fréquences d'entretien et donc sur les coûts de maintenance. Il est aussi possible de considérer que le coût du volume utile de stockage décroît en fonction de cette fréquence.

1.2.1.2. Bassins en position intermédiaire sur les réseaux.

Les bassins en position intermédiaire se situent essentiellement le long des collecteurs principaux ou sur des parties du réseau à faible pente. Ils peuvent être réalisés dans le cadre d'aménagements préventifs ou bien avoir une fonction curative. En fait, la proportion de leur usage est définie en fonction de la densité du milieu urbain.
Lorsque l'espace est déjà fortement urbanisé et qu'il laisse peu de place aux grands programmes d'aménagement, la fonction de ces ouvrages est essentiellement curative. Dans ce cas, l'objectif de ces bassins est souvent de permettre un délestage des collecteurs principaux afin de réduire les risques d'inondation des parties aval. Les conditions aval impliquent une limitation de la fréquence des mises en charge et de débordements des réseaux.
Le choix des sites pour l'implantation des bassins intermédiaires est délicat. En effet, il s'agit d'optimiser leur fonctionnement hydraulique. Cet équilibre est tributaire des apports définis par les conditions en amont, mais aussi par la capacité du réseau en aval. Ces deux conditions déterminent les débits de restitution acceptables et le volume de l'ouvrage.
Les réserves foncières disponibles réduisent alors souvent le nombre de sites susceptibles d'accueillir les bassins intermédiaires.

1.2.1.3. Bassins en aval des réseaux.

Les bassins en aval sont des ouvrages de grandes capacités. Très souvent situés en milieu urbain dense, ces ouvrages sont généralement enterrés et aménagés sur des réseaux séparatifs d'eaux pluviales. Leur vocation est essentiellement de prévenir les risques d'inondation. Leur localisation sur le réseau est définie par les faibles pentes ou encore les points bas.
Leur conception est spécifique. Ces bassins peuvent ainsi être constitués de plusieurs caissons afin d'augmenter la fréquence de remplissage d'au moins une partie de leur volume. Leur dimensionnement est fonction des pluies de projet et de l'insuffisance des réseaux. L'entretien de ces ouvrages doit être assuré régulièrement même s'il s'agit d'eau pluviale. Cet entretien peut être automatique (utilisation d'augets basculeurs) ou bien effectué par des entreprises spécialisées.

La nature même des fonctions que doit assurer l'ensemble de ces bassins, définit leur dimension ainsi que les systèmes de traitement des eaux si besoin est. Ainsi, en dehors des très grands projets d'aménagement, les ouvrages de rétention dont la fonction est préventive, sont souvent de dimensions modestes (inférieurs à quelques milliers de m^3). A l'opposé, les ouvrages dont la fonction est curative, sont des réalisations de grandes dimensions allant de quelques dizaines à plusieurs centaines de milliers de m^3.

1.2.2. Trois structures de stockage des eaux pluviales selon trois principes.

Les bassins de rétention à ciel ouvert ont été historiquement les premiers ouvrages de stockage représentant une alternative aux réseaux. Les multiples retours d'expériences ont montré que ces ouvrages devaient faire l'objet de nombreuses attentions, notamment au niveau de leur intégration dans le tissu urbain. L'application du principe de stockage à la place du redimentionnement des collecteurs, sur des sites divers et variés, est à l'origine de la multiplication des solutions techniques pouvant être exploitées à ce jour. Les solutions techniques mises en œuvre dépendent essentiellement des conditions propres à chaque site. Les normes imposées par l'INST 77-284 sur les différents types de bassins ont des incidences importantes sur l'espace foncier qu'ils occupent (pour un même volume de stockage). Ainsi, la pression foncière qui s'exerce sur le milieu urbain est bien souvent responsable du choix des types de bassins réalisés.

1.2.2.1. Bassins à ciel ouvert.

Les bassins à ciel ouvert peuvent fonctionner à sec ou en eau. La distinction est importante tant au niveau technique qu'au niveau environnemental.

Les bassins à ciel ouvert fonctionnant à sec :
Il s'agit de la première forme de technique alternative réalisée dans les années 70. Ces ouvrages ne bénéficient pas d'apport régulier en eau et fonctionnent par temps de pluie. Les premiers prototypes, réalisés en région parisienne, n'ont fait l'objet d'aucune mesure d'intégration. La dégradation volontaire par les riverains et le manque d'entretien de ces structures sont à l'origine de leur appellation de « verrue urbaine ». Certains se sont ainsi transformés progressivement en décharge. Le manque de communication sur leur fonction peut aussi être mis en cause.
Depuis plus d'une dizaine d'années, des efforts importants ont permis d'élaborer des stratégies d'intégration pour ces ouvrages soit par une intégration paysagère, soit en leur donnant une dimension pluri-fonctionnelle.

Deux types de bassins à sec peuvent être distingués :

- Les bassins à sec engazonnés où le fond du bassin est constitué d'une prairie et le sol est drainé. Les pentes des berges sont établies afin d'assurer une bonne stabilité à une terre engazonnée. Ces ouvrages sont très sensibles aux conditions d'entretien ;
- Les bassins à sec revêtus sont recouverts d'une structure étanche (géomembranes, bétons, enrobés, etc.). Ces ouvrages sont de moins en moins réalisés car ils s'intègrent difficilement dans leur milieu.

D'un point de vue opérationnel, la bonne intégration de ces ouvrages permet d'assurer leur pérennité.
Les directives techniques de 1977 liées à leur conception ainsi qu'à leur réalisation sont précises. Elles couvrent le fonctionnement hydraulique, mais aussi l'organisation des pentes selon les critères d'accessibilité des ouvrages au public.



A : bassin en cours de terrassement en 1999



B : bassin terminé et paysagé en 2002

Figure 13 : Bassin de rétention à ciel ouvert du site E.D.F. de la ville d'Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999 et 2002).

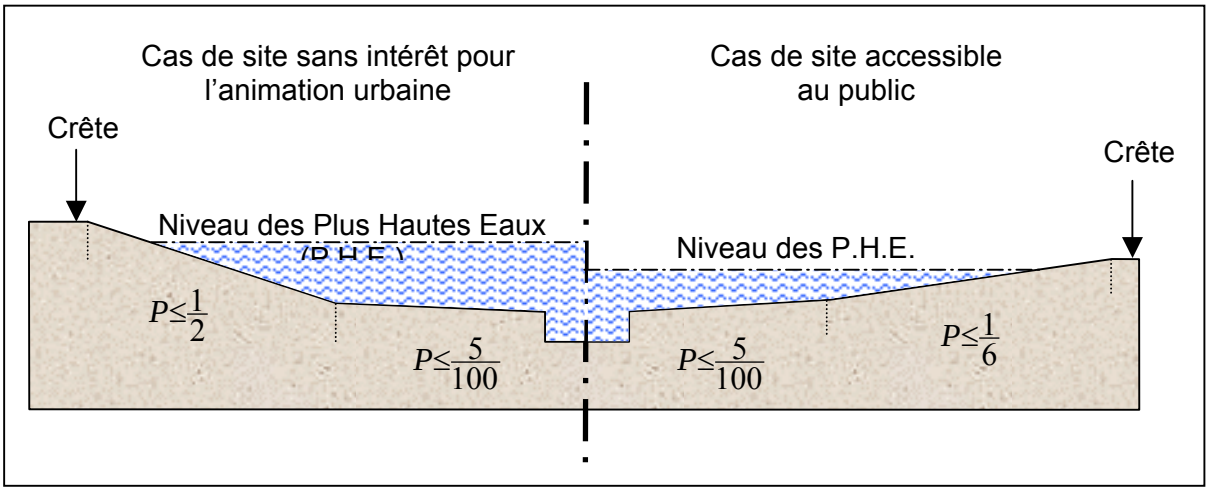


Figure 14 : Exemple de profil de bassin à sec [Ministères 1977].

L'INST 77-284 précise que le choix des bassins à sec se fera essentiellement en fonction des conditions hydrogéologiques locales. En effet, dans le cas où cette structure est susceptible de retenir des eaux pluviales polluées, il faut s'assurer que la perméabilité des sols n'entraîne pas la contamination d'une nappe phréatique. Cette nappe, si elle est présente, est susceptible d'être polluée soit par infiltration, soit lors de sa remontée en cas de fortes pluies. Certains produits comme les géotextiles permettent d'assurer maintenant l'étanchéité de ces ouvrages.
La conception des bassins à sec doit anticiper la possibilité de formation de zones marécageuses et prévenir ce type de risque en respectant les normes imposées pour les pentes. Les dispositions techniques d'ensemble précisent que le bassin est constitué :

- D'une partie aval composée en général d'une digue avec des ouvrages de sortie comportant le système d'évacuation des eaux en fonctionnement normal et d'un déversoir superficiel pour les crues exceptionnelles [Ministères 1977] ;
- D'un corps de bassin où le fond disposera de pentes suffisantes (supérieures à 5/100) afin d'éviter la formation de zones marécageuses et pour les talus des berges, des pentes maximales de 1/6 dans le cas où le bassin est accessible au public et de 1/2 dans le cas contraire [Ministères 1977].

Les contraintes imposées aux pentes, aux talus et aux fonds de ces bassins ont pour conséquence une très importante emprise foncière. Ces caractéristiques techniques font que ces ouvrages ne peuvent trouver leur place dans un milieu urbain dense, là où les pressions foncières s'exercent le plus.

D'un point de vue technique, le principe de stockage de ces ouvrages est relativement simple. En effet, le remplissage se produit au cours des averses grâce à la différence entre le débit de fuite et le débit d'entrée (le débit de fuite étant inférieur au débit d'entrée). En général, ces ouvrages sont équipés de surverses qui permettent lorsque ceux-ci sont pleins, d'évacuer un débit équivalent à celui d'entrée.

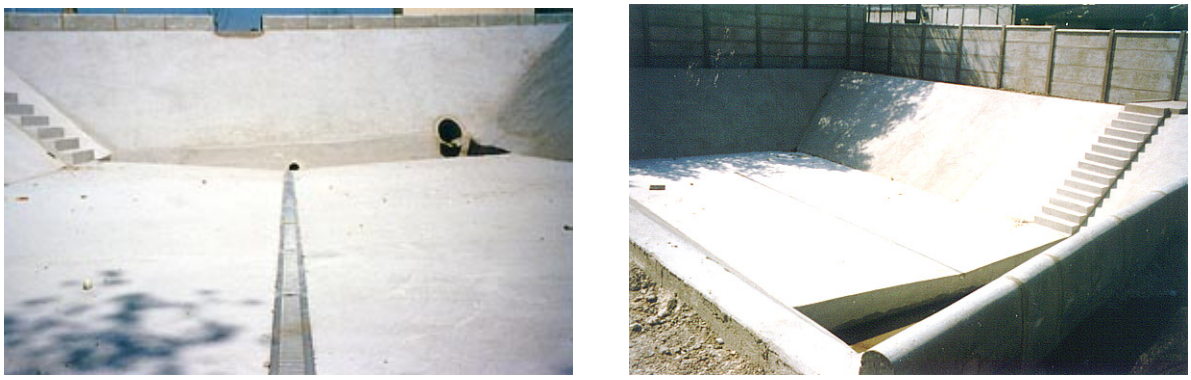


Figure 15 : Exemples d'exutoires de bassins de rétention à ciel ouvert à la Cours Neuve (BARET 2001).

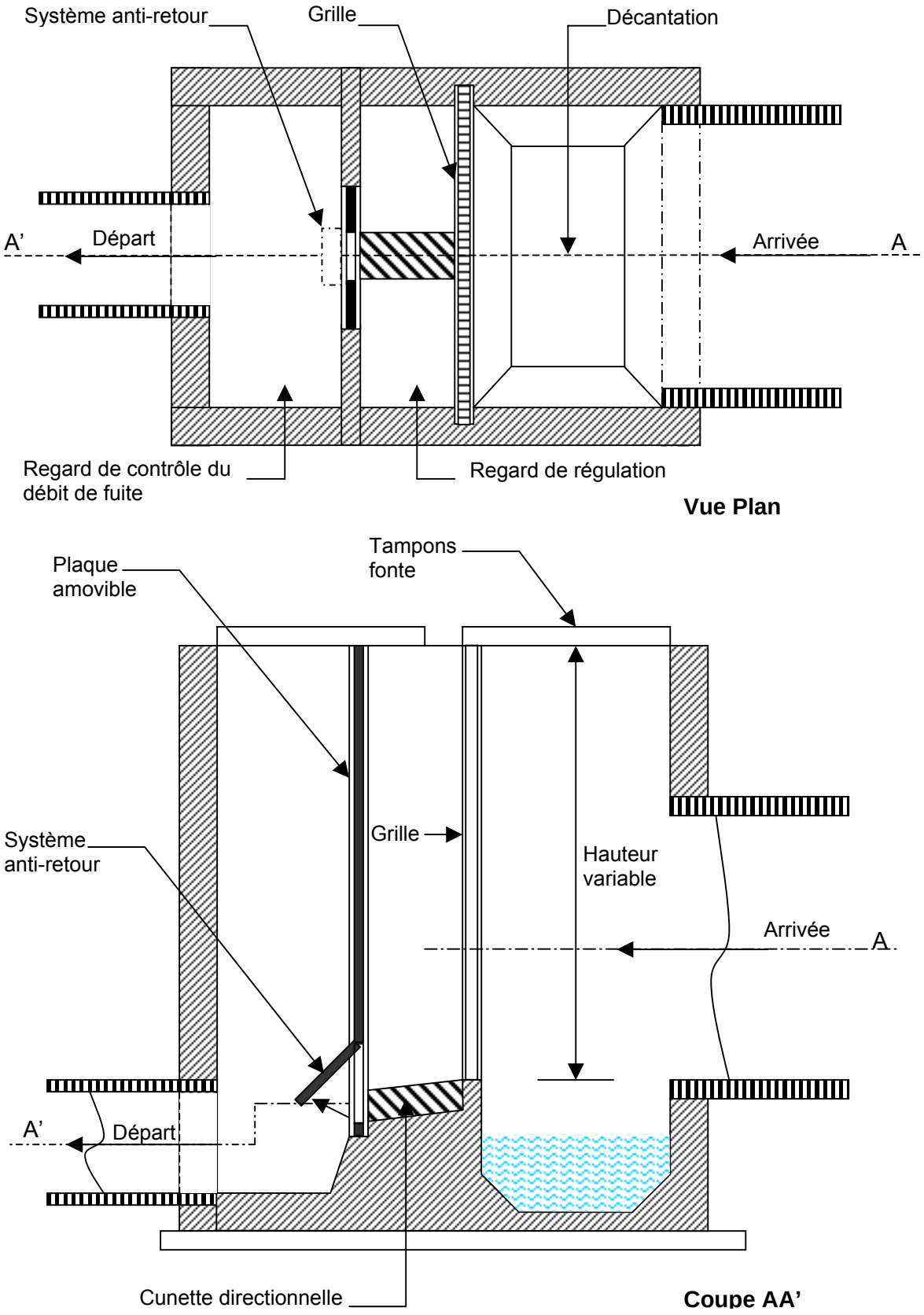


Figure 16 : Exemple de schéma d'ajutage avec clapet anti-retour et cuvette de décantation [CUB 1996].

Les bassins de rétention à ciel ouvert fonctionnant en eau :
A la différence des bassins à sec, les bassins en eau présentent un plan d'eau permanent. Ces bassins peuvent être alimentés de diverses manières (même si en général, ils sont alimentés par une nappe phréatique) :

- Lorsque le bassin est alimenté par une nappe phréatique, il faut déterminer à partir d'une étude géologique le niveau de la nappe et ses évolutions possibles ;
- Lorsque le bassin est alimenté par un ruisseau ou par une source, il est nécessaire de s'assurer que le débit à l'étiage est suffisant ;
- Lorsque le bassin n'est pas alimenté par une nappe phréatique, mais par des apports d'eaux de ruissellement, il convient de s'assurer que le bilan des pertes liées à l'évaporation et aux infiltrations s'équilibre avec les apports. La vérification du taux d'oxygène est dans ce cas à prendre en compte pour contrôler les risques d'eutrophisation.

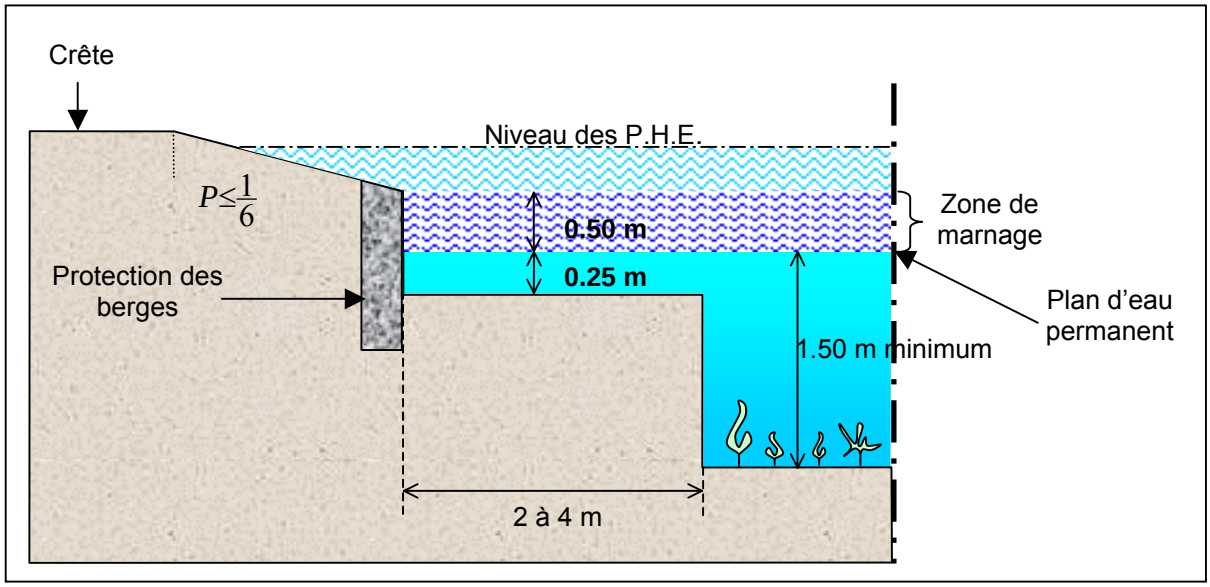


Figure 17 : Exemple de profil de bassin en eau et accessible au public [Ministères 1977].

Le taux de renouvellement de l'eau doit être suffisant afin de garantir la bonne tenue de la végétation et du biotope. Ainsi, le tirant d'eau recommandé est de 1,5 m en période sèche. Le volume de stockage est défini par la zone de marnage (hauteur multipliée par surface). Les ouvrages de régulation fonctionnent selon le même principe que les bassins secs.

Les contraintes techniques imposées aux pentes engendrent les mêmes problèmes au niveau de l'occupation de l'espace que pour les bassins à sec. Le maintien permanent du plan d'eau limite fortement leur nombre en milieu urbain dense.



Ces bassins doivent, en général, s'accompagner d'un second usage afin d'assurer leur pérennité. La pratique d'activités liées à ces bassins permet d'assurer à la fois l'entretien et la rentabilité des investissements fonciers.

Figure 18 : Bassin de rétention à ciel ouvert avec un plan d'eau permanent, Etang de Bailly en Seine et Marne (TASSIN 2001).



Figure 19 : Bassin en eau d'Eprune (vide !) au nord de la ville de Melun (LEGENDRE 1996).

La circulation de l'eau à l'intérieur de la retenue doit être permanente. De plus, les contrôles de concentration en azote, nitrates, etc. doivent être assurés afin d'anticiper tout risque d'eutrophisation (asphyxie des poissons, présence d'algues vertes et bleues, nuisances liées aux odeurs).

1.2.2.2. Bassins de rétention enterrés.

Les bassins enterrés représentent une alternative aux bassins à ciel ouvert. En effet, ces ouvrages sont en mesure d'assurer les mêmes fonctions hydrauliques d'amortissement des crues et de dépollution. Ils nécessitent des travaux de génie civil importants, mais permettent de préserver l'espace foncier. Ils sont donc essentiellement présents dans les milieux urbains denses et autorisent lorsque les conditions géotechniques s'y prêtent, la réalisation de bâtiments sur leur surface.



Figure 20 : Bassin de rétention enterré de 2 800 m^3 du site E.D.F., Ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999).

Le coût de ces ouvrages est nettement supérieur à celui des bassins à ciel ouvert. Les bassins enterrés de capacité importante bénéficient d'ouvrages d'ingénierie parfois très coûteux. Ces derniers assurent l'auto-entretien (augets basculeurs) ou la vidange (pompes) lorsque leur profondeur ne permet pas un écoulement gravitaire.

La géométrie de ces ouvrages est le plus souvent de forme rectangulaire, carrée, circulaire ou bien définie par les contraintes du site. Pour les très grands ouvrages très profonds, certaines conceptions de formes circulaires permettent une meilleure répartition des pressions exercées par le sol sur les parois.

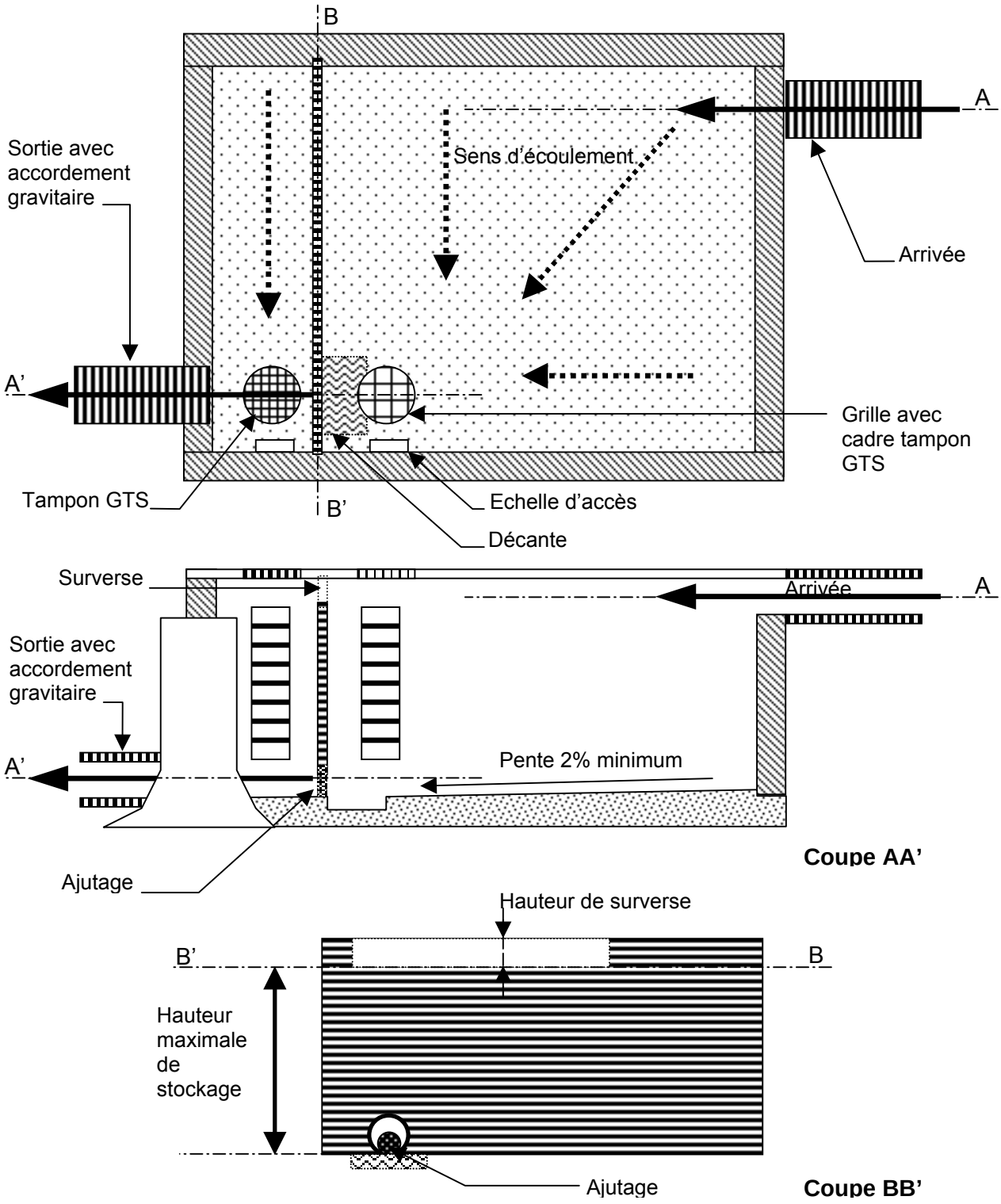


Figure 21 : Schéma d'un bassin de rétention enterré élémentaire à fonctionnement gravitaire [CUB 1996].



Figure 22 : Bassin de rétention enterré de 200 m^3 avec parking : aménagement du vallon Laval, Ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999).



Figure 23 : Bassin de rétention enterré en cours de réalisation, vallée de l'Orge, lieu dit Mares Yvon (SIVOM de l'ORGE).

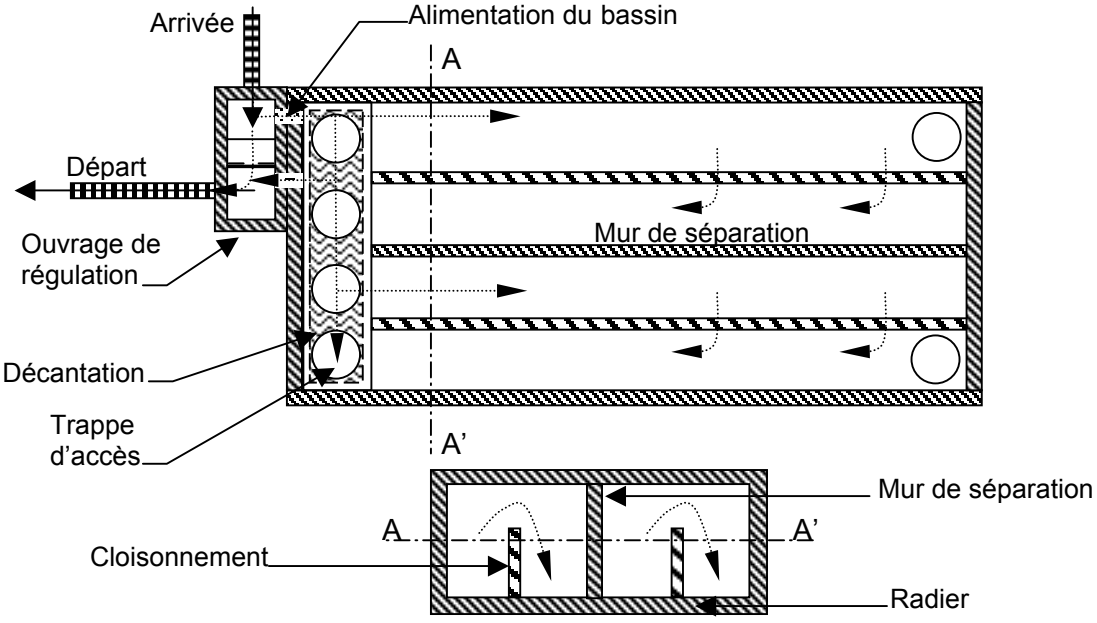


Figure 24 : Schéma d'un bassin de rétention enterré cloisonné à fonctionnement gravitaire [CUB 1996].

Dans ce type d'ouvrage, les débits maximums d'entrée et de sortie sont équivalents. Le volume de stockage est défini par le rapport entre le débit d'entrée et le débit de sortie déterminé par l'ajutage (orifice calibré dont la forme et les dimensions sont choisies de façon à réguler le débit en fonction de la charge hydraulique). Une surverse limite le volume de stockage utilisé et assure l'équilibre des pressions à l'intérieur de l'ouvrage. Le volume de stockage utilisé est alors évidemment donné par la relation : V = L x l x H
Plusieurs stratégies de conception peuvent être adoptées pour la réalisation de très grands ouvrages. Le cloisonnement du bassin en plusieurs caissons permet, par exemple, d'augmenter la fréquence d'utilisation d'une partie du bassin ou bien de procéder à des remplissages successifs afin de traiter gravitairement les eaux.

1.2.2.3. Collecteurs surdimensionnés ou tuyaux capacitaires.

La stratégie de rétention des collecteurs surdimensionnés ou tuyaux capacitaires repose sur le sur-dimensionnement des canalisations en amont d'un ouvrage de régulation. Sa réalisation est particulièrement coûteuse en milieu urbain dense et les contraintes des travaux importantes. Ces ouvrages se retrouvent donc le plus souvent dans les zones péri-urbaines moins denses.

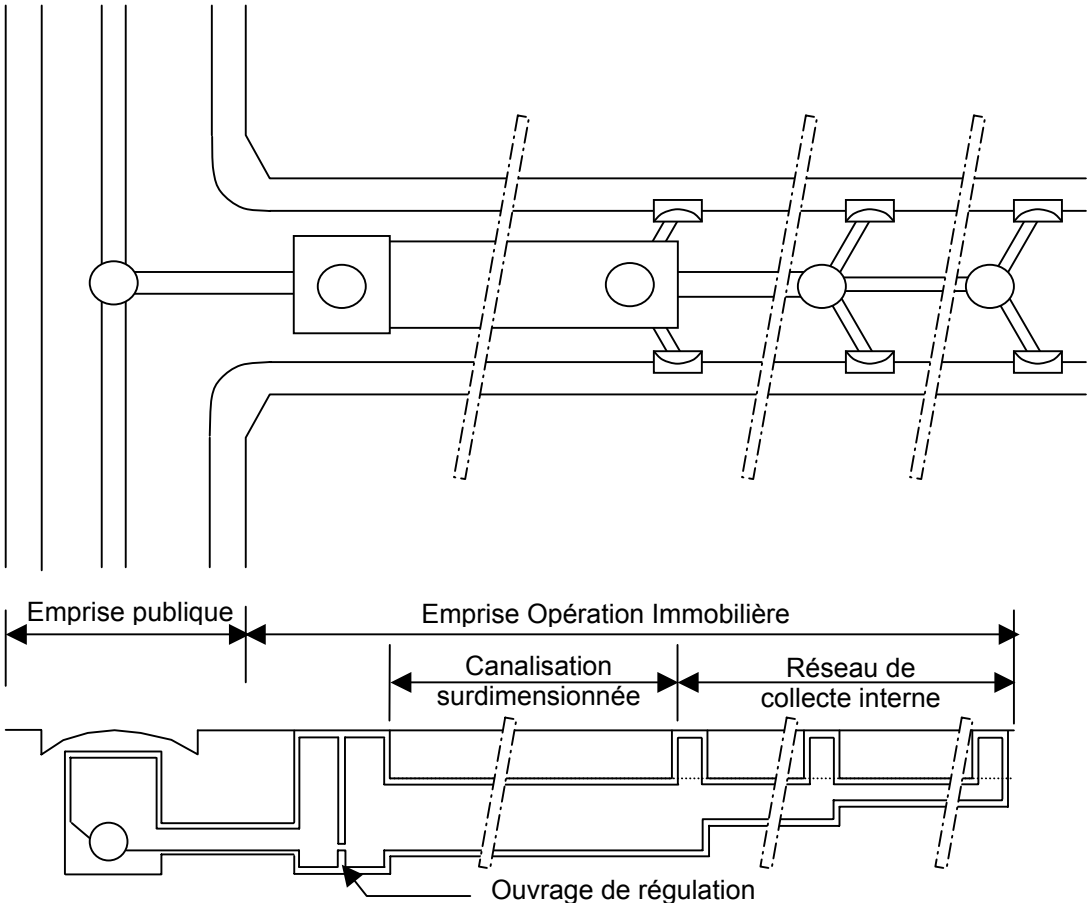


Figure 25 : Schéma type de canalisations surdimensionnées [CUB 1996].

D'un point de vue opérationnel, ces ouvrages permettent de préserver l'espace foncier. Leur implantation est possible sous les voiries et les parkings. Au niveau de leur entretien, des opérations de ramonage hydraulique ou mécanique doivent normalement suffire.

Le nombre de réalisations d'ouvrages de stockage de grandes capacités augmente régulièrement. La multiplicité de leur forme et de leur capacité d'adaptation les rendent parfaitement adaptés aux contraintes structurelles de sous-dimensionnement des réseaux lorsque celles-ci sont généralisées.
A la fonction hydraulique de ces ouvrages, a été ajoutée celle du près-traitement des eaux, notamment par le biais du principe de décantation, mais aussi par la mise en place de systèmes de dégrillage ou d'orientation des flux les plus pollués vers des stations d'épuration. Cette seconde fonction assure à ces ouvrages de bonnes perspectives de pérennité car elle implique un entretien régulier notamment au niveau des curages.

La pression foncière, liée à la densité du milieu urbain, oriente généralement le choix du type de bassin devant être réalisé (enterré ou bien à ciel ouvert). Ainsi, les ouvrages à ciel ouvert se retrouvent le plus souvent en zones péri-urbaines et les ouvrages enterrés dans des zones urbaines plus denses. Le choix des types d'ouvrages à réaliser se fait à partir d'une analyse multi-factorielle qui repose à la fois sur des contraintes économiques, techniques et environnementales.

Les bassins à ciel ouvert font l'objet d'approches intégrées et disposent normalement d'une seconde fonction. Celle-ci permet d'assurer le bon entretien et parfois même contribue à l'amortissement des ouvrages. Il en est de même pour les ouvrages en eau qui bénéficient d'aménagements paysagés adaptés. Ces investissements permettent de faire de ces ouvrages de stockage des lieux de vie. De même, l'espace occupé par les bassins de rétention enterrés est souvent valorisé ou exploité (parkings, bâtiments, structures sportives, etc.).

Conclusion §1

Assurer un niveau de protection équivalent à celui de la décennale pour les réseaux d'eaux pluviales pose aux collectivités des problèmes importants, à la fois au niveau financier mais aussi technique. Ces difficultés deviennent insurmontables lorsque la période de retour de protection est portée à la centennale. Ce cas de figure peut se produire lorsque les zones exposées aux risques d'inondation sont fortement urbanisées.

Les stratégies retenues sont naturellement celles qui permettent d'obtenir le meilleur niveau de protection au moindre coût. En milieu urbain, les bassins de rétention enterrés sont les ouvrages les plus fréquents. En zone péri-urbaine, où les coûts fonciers sont moins élevés et l'espace plus disponible, les bassins à ciel ouvert sont les plus fréquents.

La stratégie devant être mise en œuvre doit être issue de l'analyse de nombreux critères concernant le réseau lui-même, mais aussi le site.

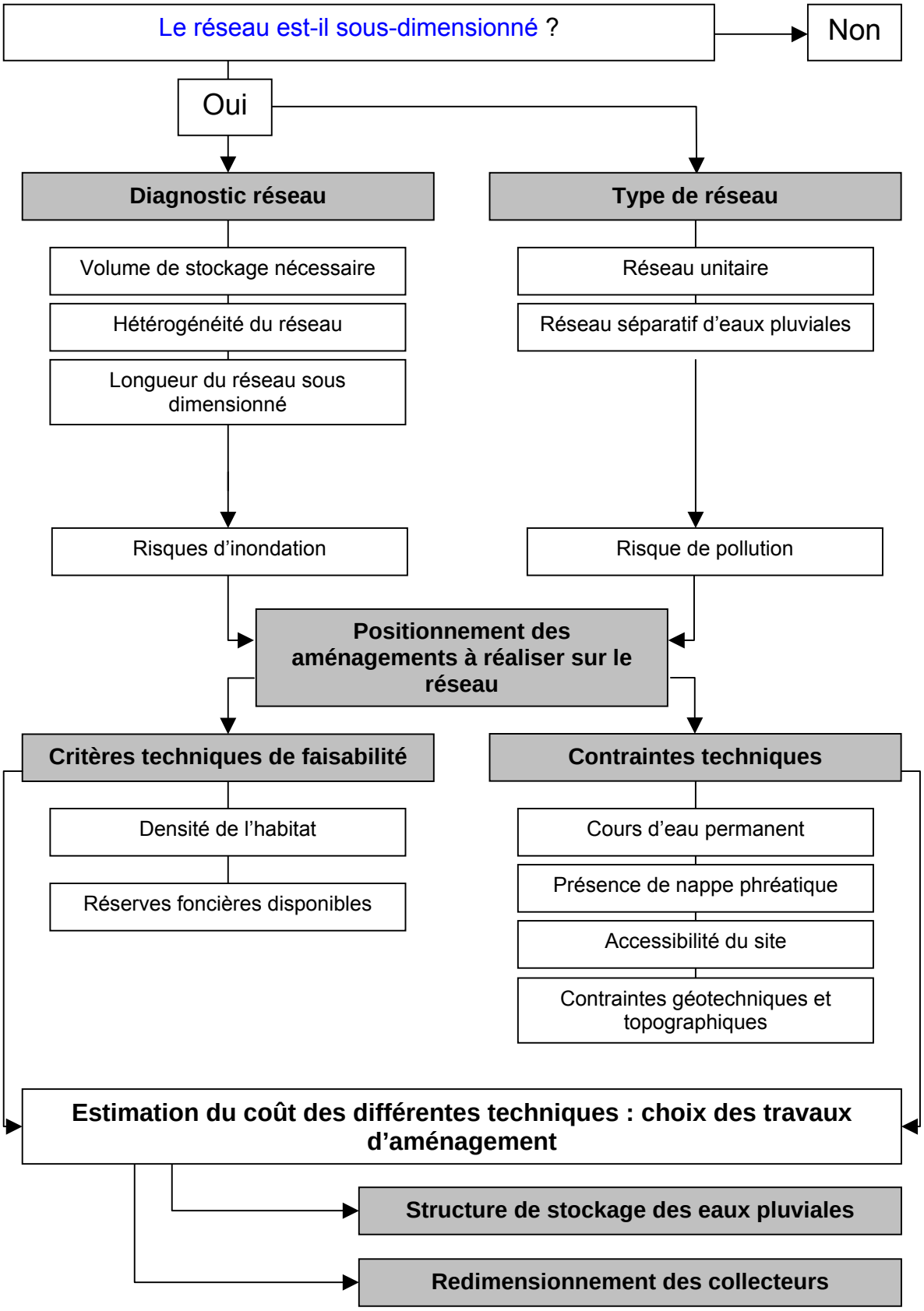


Figure 26 : Schéma de décision de création d'un ouvrage de stockage des eaux pluviales.

2. Mesures préventives à l'urbanisation : typologie des techniques alternatives au redimensionnement des réseaux.

Contrairement aux ouvrages curatifs, les techniques alternatives préventives ont pour objectif de maîtriser les effets de l'imperméabilisation causée par de nouveaux projets d'aménagement. Leur fonction est donc de permettre, par le stockage ou l'infiltration des eaux de pluies, l'intégration progressive des nouveaux espaces urbains sans procéder à un redimensionnement des réseaux existants. Les collectivités locales peuvent encadrer et favoriser la réalisation de ces ouvrages avec pour objectif la maîtrise du ruissellement, mais aussi de la pollution. Le zonage, réalisé par les collectivités, permet de distribuer spatialement les règles et contraintes auxquelles les aménageurs sont soumis lorsqu'ils mettent en œuvre ces techniques. Ces aménagements sont réalisés à plusieurs échelles spatiales : celle de la parcelle et celle plus large définie dans le cadre des lotissements, des ZAC ou P.A.E.. La programmation des types de techniques alternatives peut s'effectuer en fonction des surfaces imperméabilisées par les aménagements (inférieures à 1 hectare, comprises entre 1 et 20 hectares, supérieures à 20 hectares).
Chaque projet d'aménagement peut faire l'objet de divers scénarios. La solution retenue est celle qui présente le meilleur équilibre technico-économique. Le champ d'action des techniques alternatives peut s'étendre au-delà du simple traitement des eaux de ruissellement. Ce qui est notamment le cas des enrobés drainant des autoroutes ou bien d'ouvrages permettant la pratique d'une activité. D'un point de vue économique, l'imposition de ces ouvrages permet de mobiliser la participation des acteurs privés à la gestion des eaux pluviales.

2.1. Ouvrages de stockage.

Le choix des ouvrages de stockage s'avère pertinent lorsque les surfaces imperméabilisées sont importantes. Les différentes formes d'ouvrages de stockage ne diffèrent pas de celles employées dans le cadre d'aménagements curatifs (exception faite des tuyaux capacitaires). Ces ouvrages sont généralement réalisés lorsqu'il est possible de les raccorder à un réseau d'eaux pluviales. Dans le cas contraire, il est préférable d'opter pour des techniques d'infiltration des eaux de ruissellement. Dans les lotissements, les ZAC ou P.A.E., ces ouvrages peuvent être mis en oeuvre en même temps que l'aménagement du réseau avant même la réalisation du bâti. Pour les ouvrages à ciel ouvert, leur conception doit faire l'objet d'efforts importants pour leur intégration paysagère ou accueillir des infrastructures permettant leur utilisation par temps sec.

2.1.1. Bassins de rétention enterrés.

Le bassin de rétention enterré (bassin en béton) est une technique alternative particulièrement bien adaptée aux zones urbaines denses. En effet, elle ne mobilise pas d'espace foncier. Sa réalisation technique est très simple. Ces ouvrages sont souvent exécutés dans le cas de lotissements, de bâtiments, de centres commerciaux ou industriels, mais aussi parfois pour des maisons individuelles. Ils trouvent alors leur place sous les parkings ou sous les bâtiments eux-mêmes.
D'un point de vue financier, les bassins de rétention enterrés sont beaucoup plus coûteux que les autres techniques alternatives. En effet, ces structures nécessitent des travaux de fouilles et de terrassement importants, mais aussi la construction d'un ouvrage en béton ainsi que l'application de nombreuses normes de sécurité pour le contrôle des conditions d'accès (tampon en fonte, échelle de visite, etc.). Ces ouvrages doivent aussi être raccordés aux réseaux et parfois même être équipés de pompes lorsque la vidange du bassin ne peut être gravitaire.

Au contraire, le coût de réalisation peut être diminué sensiblement lorsque l'ouvrage est réalisé en même temps que les bâtiments (économie sur le coffrage et sur le coût du béton grâce à des économies d'échelle, mais aussi sur la mise en place du chantier).

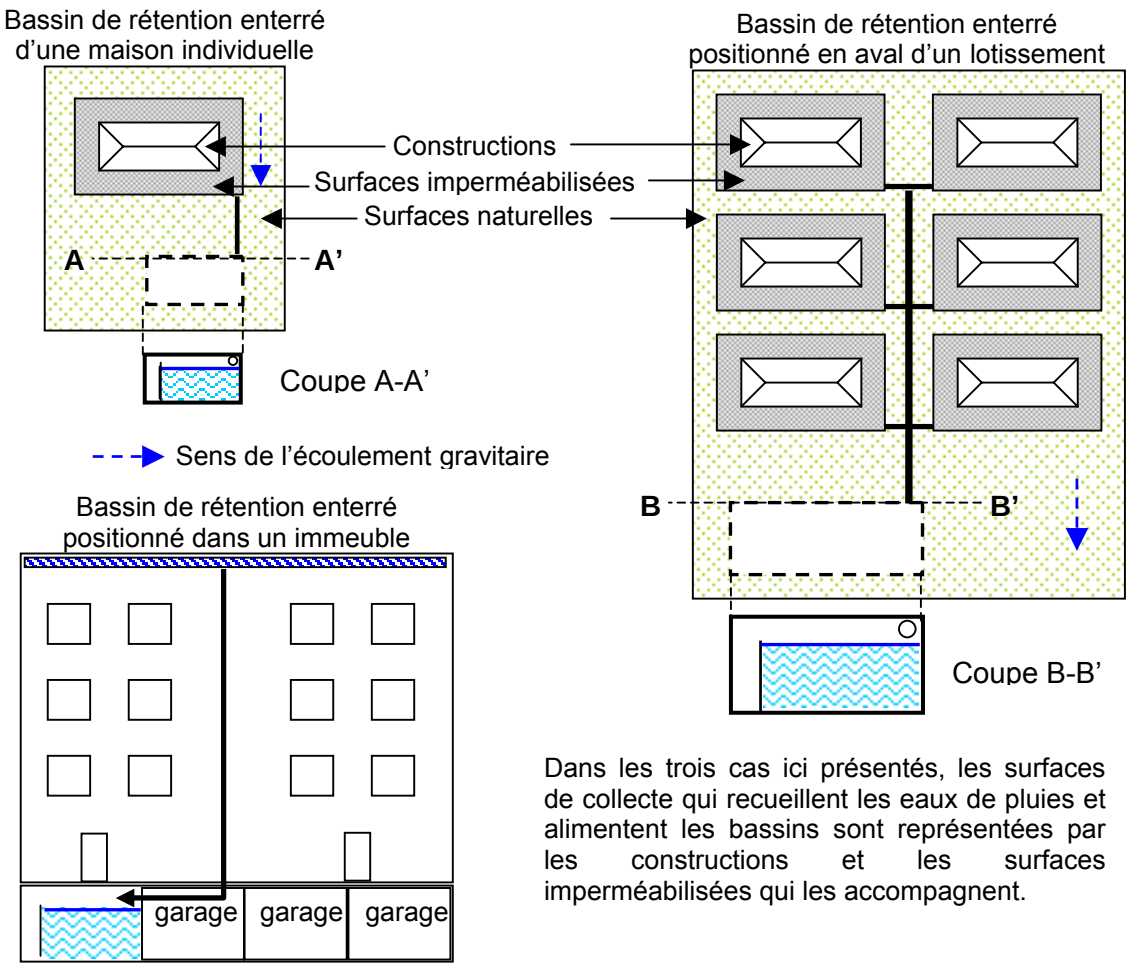


Figure 27 : Schéma de positionnement des bassins de rétention enterrés.

La fréquence d'entretien doit être adaptée à la quantité de boues générées par le processus de décantation.

Les risques de dysfonctionnement sont importants. En effet, l'état de fonctionnalité de ces ouvrages n'est généralement pas visible de l'extérieur. Ainsi, si un problème intervient (ajutage bouché, infiltrations, panne des pompes) l'ouvrage peut rester en charge pendant une longue durée et ne remplit plus sa fonction d'amortissement. En effet, 80% des personnes environnantes à ces ouvrages ignorent leur présence [PEREZ-SAUVAGNAT & al. 1995].



Figure 28 : A droite, un bassin de rétention enterré d'un immeuble d'un volume de 60 m^3, à gauche un bassin enterré d'une villa de 25 m^3, vallon du Madé, ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 2000).

Ces ouvrages, dont les coûts de réalisation sont élevés, ne devraient être destinés qu'à des structures de capacités importantes réalisées dans un espace urbain dense. Cependant, leur conception technique est relativement simple. Ainsi, les aménageurs ont tendance à les privilégier même pour des maisons individuelles alors que les volumes de stockage sont faibles. Le coût de stockage au mètre cube est alors très élevé.

2.1.2. Bassins de rétention à ciel ouvert.

Les bassins de rétention des eaux pluviales à ciel ouvert, réalisés dans le cadre de mesures préventives, sont le plus souvent des ouvrages à sec. Leur fréquence de remplissage relativement faible suppose que les aménageurs fassent des efforts importants pour améliorer leur intégration et valoriser l'espace qu'ils occupent.



Figure 29 : Bassin à ciel ouvert en partie rempli après une averse, Clinique Saint Amé, ville de Lambres (ADOPTA 1997).

Les coûts de ces ouvrages sont relativement faibles et leur entretien ne demande pas de compétences spécifiques. Certaines mesures de près-traitement peuvent cependant être réalisées afin de limiter la présence d'hydrocarbures. La figure 29 présente un bassin à ciel ouvert équipé d'un séparateur d'hydrocarbures pour les eaux pluviales provenant de la voirie.

Les contraintes géologiques (perméabilité des sols) et la présence ou l'absence de nappes phréatiques définissent le type de couverture de sol formant le fond du bassin. Certaines formules peuvent être adoptées :

- Si le sol est imperméable et si la nappe n'est pas vulnérable, les conditions permettent la réalisation d'un bassin en eau (si le niveau peut être maintenu par des apports réguliers) ;
- Si les eaux d'apport sont fortement polluées, le bassin sera revêtu ;
- Si les eaux pluviales ruissellent sur des surfaces industrielles, commerciales ou de stationnement, le bassin à sec sera pourvu d'un système de traitement des eaux ;
- Si le bassin n'est pas souvent sollicité, l'espace mobilisé pourra avoir une ou plusieurs autres fonctions (jardin, terrain de sports, etc.).

2.1.3. Bassins intégrés pluri-fonctionnels.

Les bassins intégrés pluri-fonctionnels sont destinés à être intégrés parfaitement dans le tissu urbain. L'espace couvert par l'ouvrage de stockage est consacré, par temps sec, à des activités de loisirs. Ces ouvrages bénéficient en général d'un entretien régulier. En effet, les dysfonctionnements engendrent rapidement des nuisances pour l'entourage et empêchent la pratique de l'activité qu'ils proposent au public. Ces ouvrages sont le plus souvent le résultat d'aménagements réalisés par les collectivités.



Figure 30 : Bassin de rétention aménagé et pratique du sport en milieu urbain dense, centre ville, avenue Foch, ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999).

2.1.4. Stockage en toiture-terrasse.

L'aménagement des toits des bâtiments permet de maîtriser le ruissellement le plus en amont possible. Le principe consiste à retenir les eaux de pluie avec un parapet (acrotère), en pourtour de la toiture, élevé sur une hauteur donnée, puis de les redistribuer avec un ou plusieurs orifices calibrés en fonction du débit de régulation voulue.



Figure 31 : Aménagement du toit d'un bâtiment en structure de rétention, Caisse d'Allocation Familiale de la Ville d'Antibes, vallon du Laval (CHAMOUX 1999).

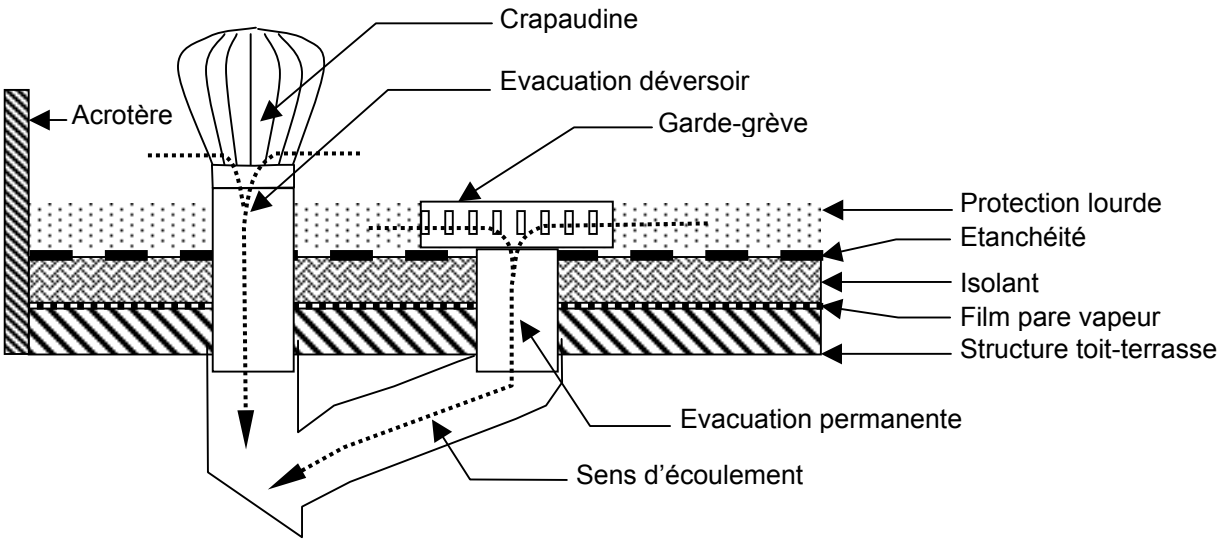


Figure 32 : Exemple de dispositif d'évacuation des eaux en toiture-terrasse [CUB 1996].

Ces dispositifs d'évacuation peuvent se situer au centre du toit ou bien à sa périphérie. Le revêtement imperméable de la toiture peut être recouvert de gravillons afin de le protéger.
En cas de dysfonctionnement, la stagnation des eaux entraîne rapidement des nuisances comme la prolifération d'insectes et d'odeurs. Ces ouvrages nécessitent une conception particulièrement rigoureuse. Le revêtement d'étanchéité doit correspondre aux normes et aux prescriptions de la chambre syndicale nationale pour les toitures-terrasses [AFNOR 1986, 2000 et 2001]. En cas de dysfonctionnements ou bien de problèmes d'étanchéité du revêtement, les infiltrations d'eau dans le bâtiment peuvent être responsables de dégâts importants.
Les problèmes les plus souvent rencontrés sont :

- Mauvaises réalisations des pentes et stagnation des eaux ;
- Mauvais entretien et obturation des ouvrages de régulation (essentiellement par les feuilles mortes).

2.1.5. Noues.

Les noues sont des ouvrages de stockage quelque peu particuliers car ils sont souvent situés en amont d'autres ouvrages de régulation. Le stockage et l'écoulement de l'eau se font en surface, à l'air libre. La force de ces ouvrages réside dans le fait qu'ils sont souvent parfaitement intégrés à la végétation urbaine.
Lorsque les rejets sont limités en sortie de l'ouvrage, il est possible de coupler ces ouvrages avec des techniques d'infiltration.

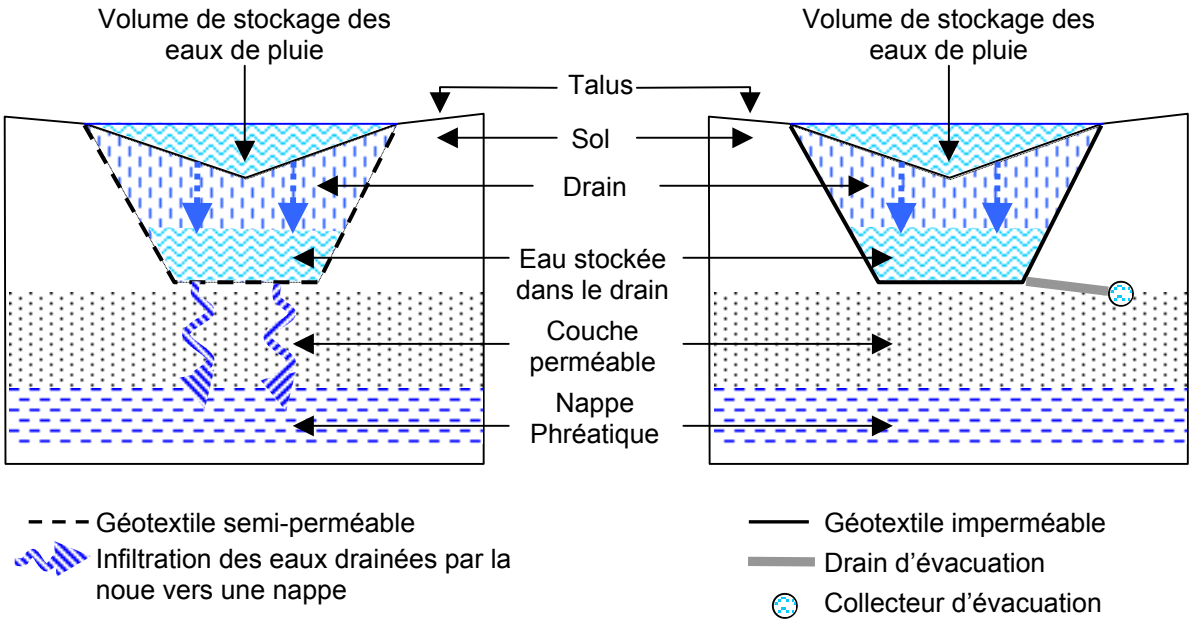


Figure 33 : Exemples d'aménagement de noues pour une surface totale de 7 000 m² en milieu urbain de densité moyenne, Eglise Notre Dame et Place Ronde dans la ville de Waziers (ADOPTA 1997).

Ces ouvrages sont en général de forme allongée et peuvent ainsi éviter la mise en place de collecteurs. Les noues possèdent de nombreux avantages :

- Une très bonne intégration au paysage ;
- Une utilisation éventuelle en espace de jeu ;
- Une sensibilisation forte des riverains aux problèmes de gestion des eaux pluviales car le traitement est visible.

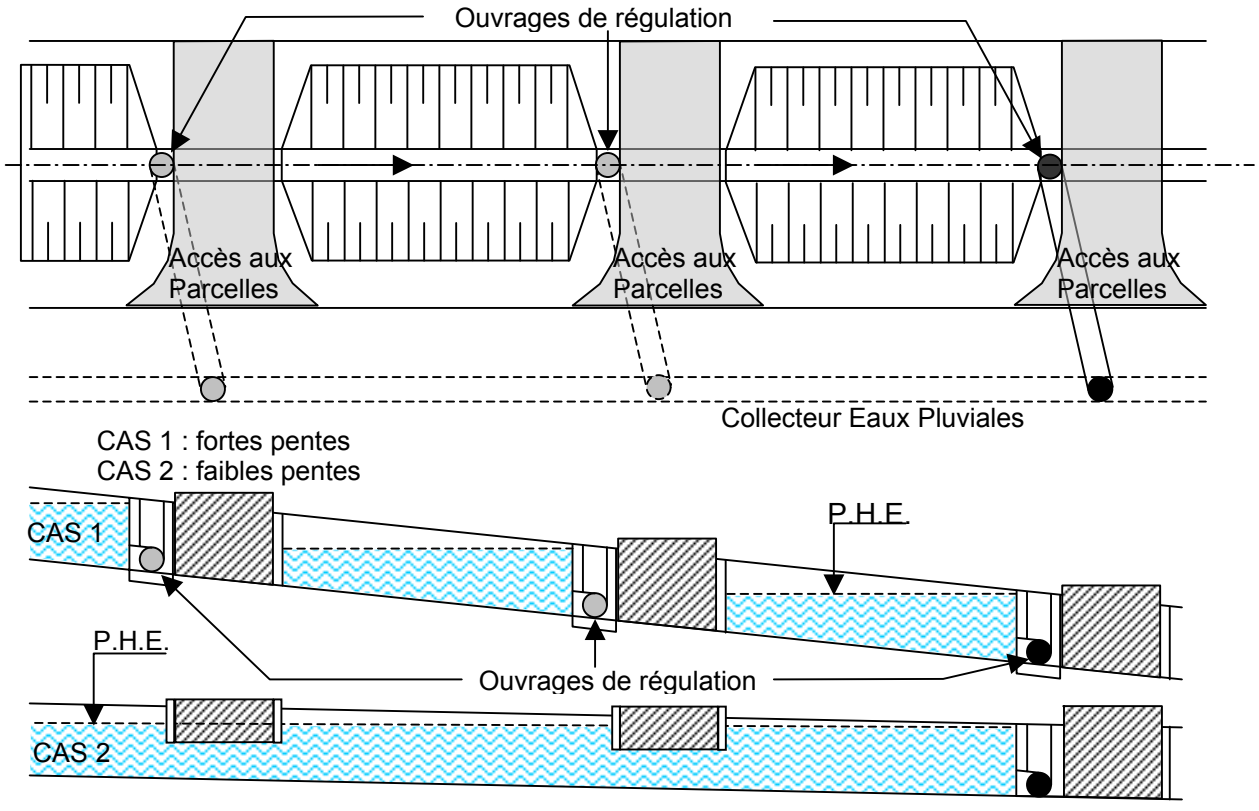
Cependant, l'espace mobilisé par ces ouvrages est important. Les noues sont ainsi difficiles à mettre en œuvre en milieu urbain dense. Ces ouvrages requièrent un minimum d'espace (tout du moins en largeur) et une pente suffisante pour l'écoulement des eaux (dans le cas de faible pente, une cunette en béton peut être réalisée au fond de l'ouvrage pour faciliter les écoulements). Lorsque les pentes sont fortes, ces ouvrages peuvent être réalisés en escalier.
Les eaux arrivant à ces ouvrages ne doivent pas être polluées par des eaux usées. Ainsi, les noues ne peuvent traiter que des eaux pluviales de ruissellement issues des toitures, parkings ou chaussées.



Scénario 1 : géotextile perméable, absence de polluant et infiltration des eaux dans une couche perméable et par la suite alimentation de la nappe phréatique.

Scénario 2 : géotextile imperméable, présence de polluants et rejet des eaux dans un ouvrage de traitement ou bien de stockage.

Figure 34 : Schéma de fonctionnement d'une noue avec un massif drainant.



P.H.E. : Plus Hautes Eaux

Figure 35 : Schéma du principe de stockage des eaux pluviales avec des noues, cas d'application avec des pentes faibles et fortes [CUB 1996].

Les ouvrages de stockage des eaux pluviales permettent aux collectivités de développer leurs espaces urbains tout en préservant l'équilibre des réseaux existants. La pluralité des caractéristiques techniques disponibles permet aux collectivités de trouver les solutions les plus adaptées, mais aussi les plus pertinentes aux niveaux techniques et économiques. La régulation des débits de fuite des espaces nouvellement aménagés préserve l'efficacité et la fonctionnalité des réseaux plus anciens situés en aval. L'intégration préventive des ouvrages de régulation et de maîtrise du ruissellement permet aussi de faire participer les acteurs privés (aménageurs, promoteurs, industriels et commerçants) à hauteur de l'impact de leurs aménagements sur les propriétés physiques des sols (imperméabilisation).
La mise en œuvre des techniques alternatives reste bien souvent tributaire des budgets. La solution retenue est donc la plus économique. Ainsi, la distribution spatiale des types de technique s'organise essentiellement en fonction des contraintes foncières (coûts et espaces disponibles) :

- *Bassins à ciel ouvert (en eau ou à sec) : réalisation en zone péri-urbaine où l'espace foncier est disponible et où les coûts sont plus faibles qu'au centre des villes ;*
- *Noues : aménagements pouvant être intégrés en zone urbaine peu dense ;*
- *Bassins de rétention enterrés : réalisation en zone urbaine dense avec des coûts fonciers importants ;*
- *Collecteurs surdimensionnés : réalisation en cas d'absence d'espaces disponibles.*

La réglementation, imposée par l'INST 77-284, a des conséquences importantes sur le rapport entre la surface occupée et le volume de stockage réalisé. Ainsi, un bassin à ciel ouvert d'une capacité de 2 000 m^3 occupe une surface de 0,146 hectare alors qu'un bassin enterré ne couvre pas plus de 0,04 hectare, soit près de quatre fois moins (avec des contraintes de profondeur maximale identique fixée à 5 mètres). Ces ouvrages doivent être réservés à des aménagements dont l'emprise foncière est supérieure à 1 hectare.
Les techniques de stockage en toiture-terrasse ne sont pas soumises aux même contraintes foncières puisqu'elles sont réalisées avec les bâtiments. Toutefois, la maîtrise technique qu'elles imposent lors de la réalisation (notamment au niveau de l'étanchéité), suppose que les autres solutions existantes sont plus coûteuses. De ce fait, ces techniques se retrouvent essentiellement sur des sites où les conditions d'aménagement sont rendues difficiles soit par la densité de l'habitat, soit par les contraintes géologiques ou topographiques.

2.2. Structures d'infiltration.

L'infiltration des eaux pluviales de ruissellement repose sur un principe de transfert vertical de l'eau de surface dans une structure fortement perméable. L'eau recueillie est alors infiltrée dans le sol ou bien orientée vers des structures de drainage raccordées aux réseaux. Cette approche est particulièrement intéressante lorsqu'elle s'applique à des espaces récemment urbanisés puisqu'elle peut être mise en oeuvre aussi bien sur des parcelles que sur des lotissements. Ces ouvrages peuvent être associés à des géotextiles semi-imperméables qui permettent un pré-traitement des eaux de ruissellement.
Différents matériaux (poreux ou structures alvéolaires) sont susceptibles de constituer la structure de stockage. Le volume de stockage est alors défini en fonction des surfaces drainées, de la pluie de projet retenue et de la porosité des matériaux employés. De nombreux types d'ouvrage de régulation des débits peuvent être mis en œuvre afin de s'adapter aux conditions aval (contraintes hydrauliques et régulation des débits, contrôle des polluants).

2.2.1. Puits.

Les puits sont des dispositifs qui permettent le transit du ruissellement vers un horizon perméable du sol pour assurer un débit de rejet compatible avec les surfaces drainées [CERTU 1998c]. Appliqués à une échelle spatiale réduite, ces dispositifs procurent de nombreux avantages. De conception simple, ces ouvrages sont particulièrement utiles lorsque les terrains sont plats et qu'ils posent des difficultés pour la réalisation des réseaux.

Le problème de la présence de nappes phréatiques peut être contourné par l'emploi de géotextiles. Ces couches permettent de filtrer les eaux afin de retenir certains polluants comme les hydrocarbures.

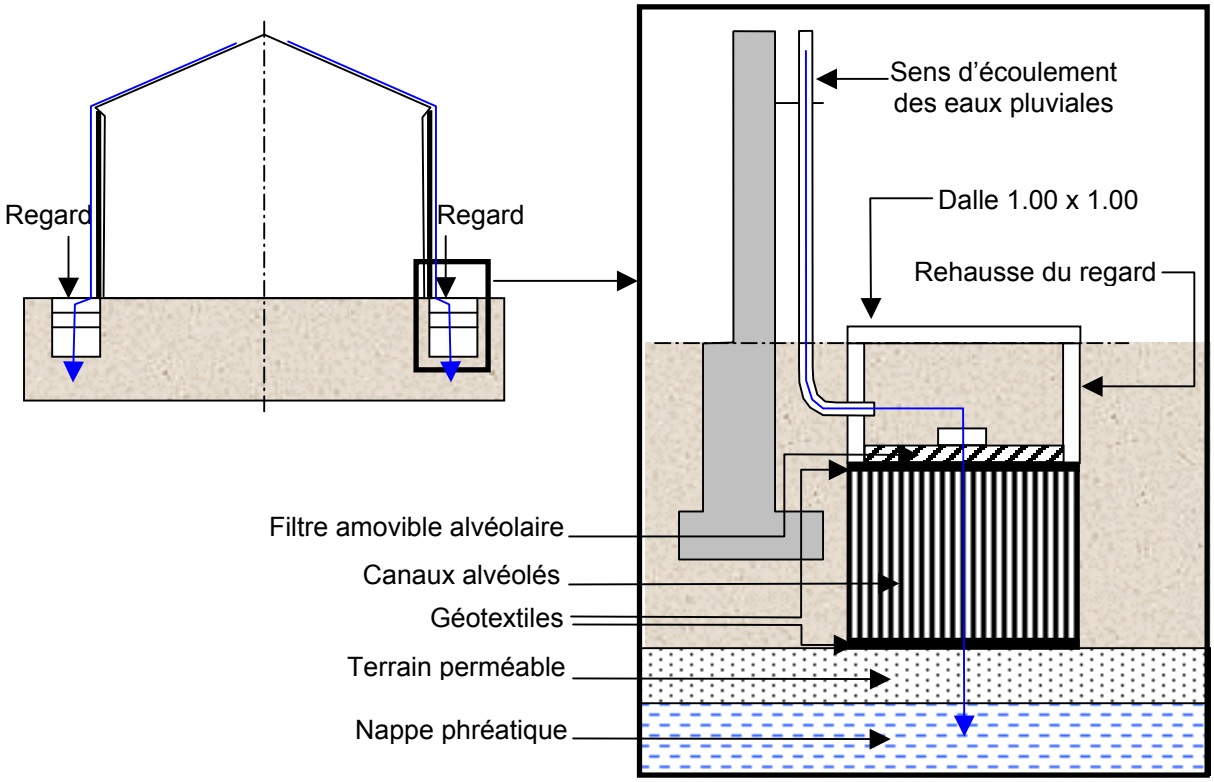


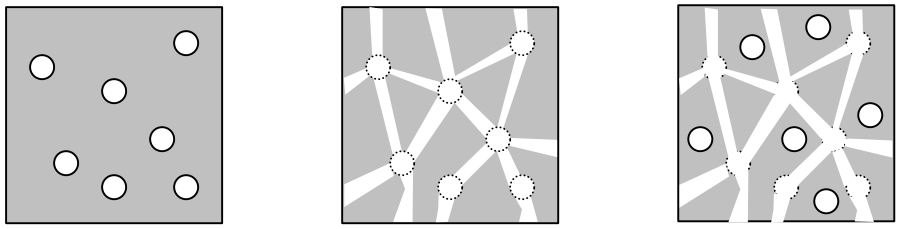
Figure 36 : Recommandations d'applications pour les puits d'infiltration dans la Communauté Urbaine de Bordeaux [CUB 1996].

La profondeur de ces puits peut être forcée afin que les écoulements ne soient pas bloqués par une couche imperméable (si celle-ci n'est pas trop épaisse). Ces techniques remplissent parfaitement les fonctions de stockage et d'amortissement. Le volume de stockage est défini à la fois par la porosité des matériaux employés et par le volume de la structure.

La porosité représente donc la quantité de vide dans un matériau donné. La porosité résiduelle est constituée par les vides non communicants, la porosité effective par les pores communicants. Cette dernière peut être subdivisée en deux types de porosité : la macroporosité où s'effectue l'essentiel des transferts de fluides et la porosité capillaire (microporosité) où l'écoulement gravitaire ne peut se faire. Le diamètre des grains séparant ces deux types de porosité est de l'ordre de 30 à 60 micromètres.

Le système des puits est relativement facile à employer pour des maisons individuelles. L'infiltration des eaux permet d'alimenter les nappes et contribue à l'alimentation en eau de la végétation environnante. De plus, lorsque les eaux passent à travers un massif poreux, la filtration des matières en suspension est efficace. L'usage de ces techniques est cependant déconseillé en présence de terrains karstiques (risques d'effondrement, de transfert de polluants) ou gypseux (risques de dissolution et d'affaissement). Ces techniques ne doivent pas non plus être employées sur des zones très polluées.

Porosité totale : % en volume des vides totaux du matériau ;
Porosité communicante ouverte : % en volume des vides du matériau qui communiquent entre eux et avec l'extérieur. Cette porosité est appelée Porosité Utile.



Vides non communicants | Vides communicants | Vides totaux

Figure 37 : Définition de la porosité [CERTU 1999].

Les risques de dysfonctionnement de ces ouvrages résident surtout dans le fait que les matières en suspension peuvent colmater la surface poreuse. Il convient donc de procéder à leur nettoyage régulièrement (fréquence variable en fonction de la quantité de matières en suspension). Dans un but préventif, l'usage est de procéder au nettoyage des dispositifs filtrants (de 6 à 12 fois par an) et dans un but curatif (durée allant de 1 à 5 ans) de procéder à un curage ou pompage de l'ouvrage.

Afin que le colmatage de la partie poreuse ne s'étende à l'ensemble de la structure, il est judicieux de positionner un géotextile à faible profondeur. Ces dispositifs ne doivent pas se situer à proximité d'une zone de captage afin de limiter les risques de contamination.

2.2.2. Tranchées d'infiltration.

Le principe des tranchées d'infiltration est très proche de celui des puits puisque celles-ci bénéficient d'un volume de stockage poreux. Leur domaine d'application est cependant différent. En effet, ces ouvrages sont bien adaptés pour contrôler le ruissellement des eaux pluviales sur de grandes surfaces (parkings, lotissements, rues larges, etc.).

La collecte des eaux de ruissellement peut se faire, soit à partir de surfaces drainantes, soit à partir d'avaloirs. L'évacuation s'effectue soit par le biais de drains avec un raccordement aux réseaux d'eaux pluviales, soit par infiltration dans le sol (uniquement si les eaux ne sont pas polluées), soit dans des techniques alternatives, complémentaires à leur usage (bassins de rétention enterrés par exemple).

Les avantages des tranchées d'infiltration sont nombreux puisque ces ouvrages ne requièrent pas une grande technicité et que leur réalisation est assez simple :

- Pas de contraintes géométriques spécifiques ;
- Pas d'emprises foncières ;
- Une grande diversité de matériaux de surface peut être utilisée (galets, pelouses, enrobés drainants) ;
- En cas d'infiltration dans les sols, alimentation de la végétation voisine.

Les sites susceptibles d'accueillir ces ouvrages doivent cependant répondre à certains critères. Ainsi, les pentes présentes doivent permettre l'écoulement des eaux dans la structure de stockage. D'un point de vue géologique, les connaissances doivent être précises afin de déterminer la profondeur de la nappe (s'il y en a une) et la perméabilité ou l'imperméabilité des sols.



Figure 38 : Réalisation d'une tranchée drainante dans la ville de Lambre (ADOPTA 1997).

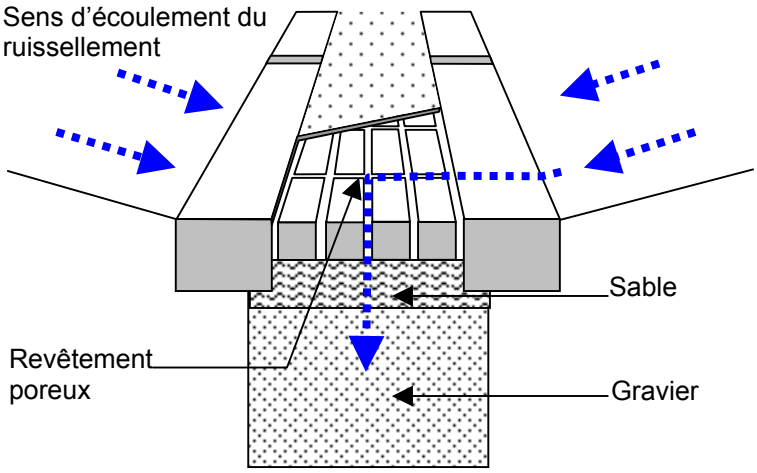


Figure 39 : Schéma de fonctionnement d'une tranchée drainante.

La pérennité de ces ouvrages dépend essentiellement de la vitesse de colmatage de la partie poreuse. Des études réalisées par la Communauté Urbaine de Bordeaux ont montré l'intérêt de placer deux couches de géotextiles afin de protéger la partie poreuse [CUB 1996]. Une des conditions de réalisation est de pouvoir changer facilement la première des deux couches qui retient l'essentiel des dépôts et polluants.

Les puits d'infiltration sont le plus souvent réalisés à l'échelle de la parcelle tandis que les tranchées s'adaptent bien aux abords des lotissements ou aux parkings. Les avantages liés à ces deux techniques (qui reposent sur le même principe) sont nombreux :

- *Coûts peu élevés ;*
- *Niveau de technicité faible ;*
- *Faible emprise au sol et bonne intégration ;*
- *Possibilité d'infiltration dans le sol sans nécessité de raccordement aux réseaux ;*
- *Capacité d'infiltration supérieure aux intensités de pluie;*
- *Entretien facile et peu coûteux.*

Ces techniques perdent cependant de leur intérêt lorsque la vidange de l'ouvrage se fait par un raccordement au réseau (impossibilité d'infiltration dans le sol). Dans ce cas, quelles que soient les conditions topographiques (nature des pentes) l'écoulement doit être gravitaire.
Les études à réaliser doivent définir parfaitement les risques de contamination liés aux polluants (métaux lourds, hydrocarbures et matières biologiques essentiellement). Ainsi, ces ouvrages ne peuvent être réalisés à proximité d'une zone de captage d'eau potable.

2.3. Structures de stockage des voiries.

Le développement des zones urbaines s'accompagne d'un développement des axes de circulation. La voirie représente une surface plus ou moins importante selon le type d'habitat. Les structures de stockage permettent de tirer profit des surfaces imperméabilisées en utilisant la partie du sol située en dessous des chaussées. Différentes approches peuvent être mises en œuvre selon les conditions de circulation et les particularismes des sites.
Ces techniques alternatives reposent, soit sur le principe d'infiltration diffuse à travers une chaussée poreuse, soit sur des approches plus traditionnelles d'alimentation ponctuelle. La première application de ce type remonte à 1968 lorsqu'une chaussée poreuse a été réalisée dans le cadre d'un parking construit à Grenoble pour les jeux d'hiver [CHOCAT & al. 1997]. L'idée d'utiliser une surface poreuse sera reprise quelques temps après par le département de Seine Saint-Denis pour lutter contre les risques d'inondation, mais échouera face aux réticences des ingénieurs routiers sur le principe de faire entrer l'eau sous la chaussée. Les programmes de recherche du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.) et des Services Techniques de l'Urbanisme (S.T.U.) ont permis des avancées techniques remarquables. La Communauté Urbaine de Bordeaux (CUB) sera le premier site à réaliser des chaussées à structure réservoir dans le cadre de sa politique de développement des techniques alternatives.
Le principe de fonctionnement des structures de stockage sous voirie repose sur trois fonctions :

- Injection de l'eau dans l'ouvrage ;
- Stockage temporaire de l'eau ;
- Evacuation régulée de l'eau stockée.

2.3.1. Chaussées poreuses et structures réservoirs.

Le principe de fonctionnement des chaussées poreuses et structures réservoirs repose sur l'infiltration des eaux pluviales dans une surface poreuse. D'un point de vue pratique, ce type de surface offre de nombreux avantages à la circulation routière :

- Très forte limitation des projections par temps de pluie et amélioration de la visibilité ;
- Limitation importante des risques de dérapage sur une pellicule d'eau ;
- Limitation importante du bruit par temps sec et humide ;
- Diminution des distances de freinage par temps de pluie ;
- Limitation du ruissellement sur la chaussée.

Ces avantages sont dus aux propriétés de la surface de roulement : l'enrobé drainant. Il s'agit d'une surface poreuse qui permet l'infiltration de l'eau à travers son corps et limite par la même le ruissellement à sa surface. La capacité d'absorption réside dans la porosité des matériaux utilisés. Les matériaux employés pour les enrobés drainants disposent d'une porosité supérieure à 15%. Cette porosité est obtenue en supprimant les éléments granulaires de taille médiane et en ne conservant que les petits et gros éléments. Certains produits liants sont ajoutés pour la réalisation de ces enrobés, à la fois pour assurer leur résistance aux phénomènes abrasifs, mais aussi pour accentuer la capacité de drainage.
La porosité des enrobés utilisés permet de distinguer trois classes de matériaux :

- Porosité dite normale : 15 à 20% de vide ;
- Porosité dite moyenne : 20 à 28% de vide ;
- Porosité dite forte : plus de 28% de vide.

Les principaux matériaux employés pour la réalisation d'enrobés drainants sont les :

- Bétons Bitumeux Drainants (BBDr) ;
- Bétons de Ciments Poreux (BCP) ;
- Pavés de Béton (PB et PBP).

Au niveau hydraulique, la capacité d'absorption dépend du degré de porosité. La perméabilité des surfaces employées est de l'ordre de 1 cm/s pour les matériaux neufs. Elle est supérieure à 2 cm/s lorsque la porosité est supérieure à 25%. Ce degré de perméabilité permet l'infiltration théorique de toutes les pluies quelle que soit leur intensité. Par exemple, une pluie d'intensité moyenne horaire de 200 mm requiert une capacité d'infiltration moyenne de 0,0056 cm/s.
Le dimensionnement de ces ouvrages est défini en fonction des pluies de projet retenues et de la capacité de stockage de la structure située en dessous de la chaussée poreuse. Plusieurs types de matériaux sont susceptibles d'être employés. Du choix de ces matériaux dépend le volume de l'ouvrage :

- Ballaste granitique ;
- Graviers concassés ;
- Structures alvéolaires type nid d'abeille ;
- Ancien pneus, etc.

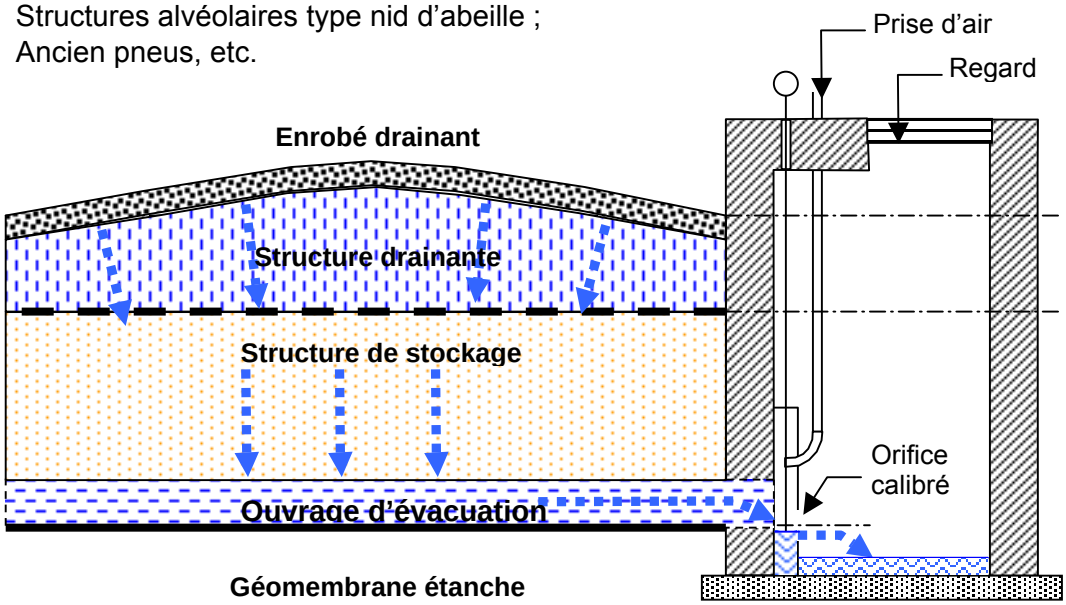


Figure 40 : Schéma d'organisation d'une chaussée poreuse équipée d'une structure de stockage et de son ouvrage de régulation.

Les avantages liés à cette technique sont nombreux. Tout d'abord d'un point de vue hydraulique, ces ouvrages sont en mesure d'infiltrer l'eau, de la stocker et de réguler les débits de fuite. Les volumes de stockage situés sous la voirie ne mobilisent pas d'espace foncier et autorisent un raccordement aux réseaux. Au niveau des polluants, ces ouvrages permettent un premier filtre grossier par la chaussée. Cette première fonction de filtre agit essentiellement sur les métaux lourds. Pour cela il est possible de réguler l'épaisseur de l'enrobé drainant. Les membranes géotextiles qui isolent l'ouvrage dans ses parties hautes et basses, assurent un bon niveau de filtration des eaux ruisselées (à l'exception des matières organiques lorsqu'elles sont en trop grande quantité). Lorsque la perméabilité est suffisante (tab. 3), les eaux pluviales peuvent être évacuées par infiltration et alimenter des nappes phréatiques. Il est toutefois conseillé de garder 1 mètre entre le fond de la chaussée et les plus hautes eaux des nappes.

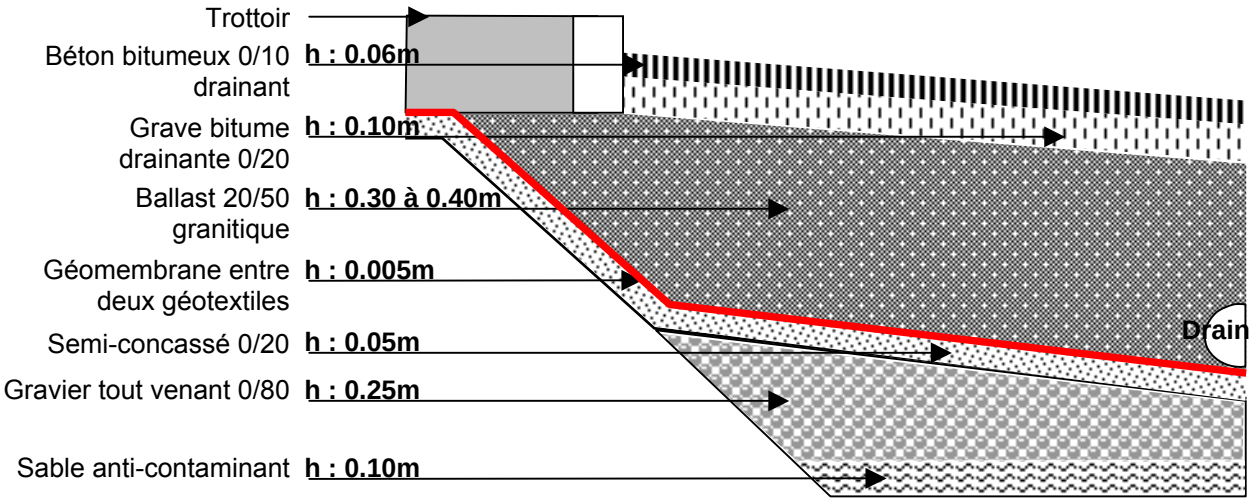


Figure 41 : Exemple d'aménagement de chaussées poreuses avec structure réservoir [CHOCAT & al. 1997].

Tableau 3 : Systèmes d'évacuation des eaux pluviales en fonction de la perméabilité des sols.

Perméabilité du sol	Infiltrations	Solutions de remplacement
$P<10^{-5}$ m/s	Non (manque de capacité)	Recherche d'un horizon plus perméable à l'aide d'un puit, ou raccordement au réseau à partir d'un drain de collecte.
10^{-5} m/s$<P<10^{-3}$ m/s	Oui	
$P>10^{-2}$ m/s	Non (trop forte capacité, pas de filtrage et risques géotechniques)	Raccordement au réseau ou bien ouvrage de stockage

Les chaussées drainantes ne présentent cependant pas que des avantages. Leur réalisation et notamment la création de la structure de stockage sous la voirie supposent que celle-ci soit libre et ce n'est pas toujours le cas (encombrement par d'autres réseaux E.D.F., G.D.F., E.P. et E.U.). L'autre problème réside essentiellement dans la pérennité de la surface de drainage qui est soumise à des effets de colmatage. Le colmatage de l'enrobé drainant se fait soit par le transport de matières en suspension, soit par effet d'arrachement lors de la circulation des véhicules, notamment dans les virages où les forces de torsion sont plus importantes. Ces types de chaussée sont bien adaptés aux axes de circulation denses et rapides (auto-curage) et dans les parkings ou lotissements (dans le cas ou il n'y a pas de travaux susceptibles de colmater l'enrobé). Les rues des centres villes souvent soumises à des travaux ne sont pas adaptées pour recevoir ce type d'aménagement.
Le colmatage de la surface intervient plus ou moins rapidement et nécessite un entretien hydromécanique (lavage à haute pression et aspirations immédiates). La périodicité de ces traitements dépend des sites. Cependant, des témoins peuvent être installés afin de mesurer le niveau de colmatage. Lorsque les mesures hydromécaniques ne suffisent plus à redonner une capacité de drainage suffisante, il est possible d'opérer un renouvellement de l'enrobé de surface.
Ces structures sont dans l'ensemble assez fragiles (étanchéité, structure de drainage, succession des couches et épaisseurs à respecter) et les interventions réalisées sur les chaussées mises en oeuvre doivent être effectuées par des sociétés ayant les compétences requises.

2.3.2. Structures de stockage sous chaussées alimentées par avaloirs ou caniveaux.

Le principe de ces techniques repose sur la réalisation d'un volume de stockage important sous la voirie. A la différence des chaussées poreuses, l'eau est infiltrée dans la structure de stockage à partir d'avaloirs ou de bouches d'égout. Ces ouvrages n'apportent, en terme de confort de circulation (projections, visibilité, bruit), aucun avantage spécifique. Au niveau du stockage, deux orientations peuvent être retenues en fonction des conditions du site : soit un raccordement de la structure au réseau, soit une infiltration des eaux pour l'alimentation des nappes (dans le cas, où les eaux de ruissellement ne sont pas contaminées par des polluants). Les techniques de protection face aux polluants sont les mêmes que pour les chaussées drainantes ou pour les puits et reposent donc essentiellement sur le pouvoir filtrant de la structure poreuse. Dans le cas de structures à très forte capacité de stockage (fig. 40), l'interception et la limitation des polluants ne peuvent se faire qu'à partir de géomembranes semi-perméables ou imperméables.

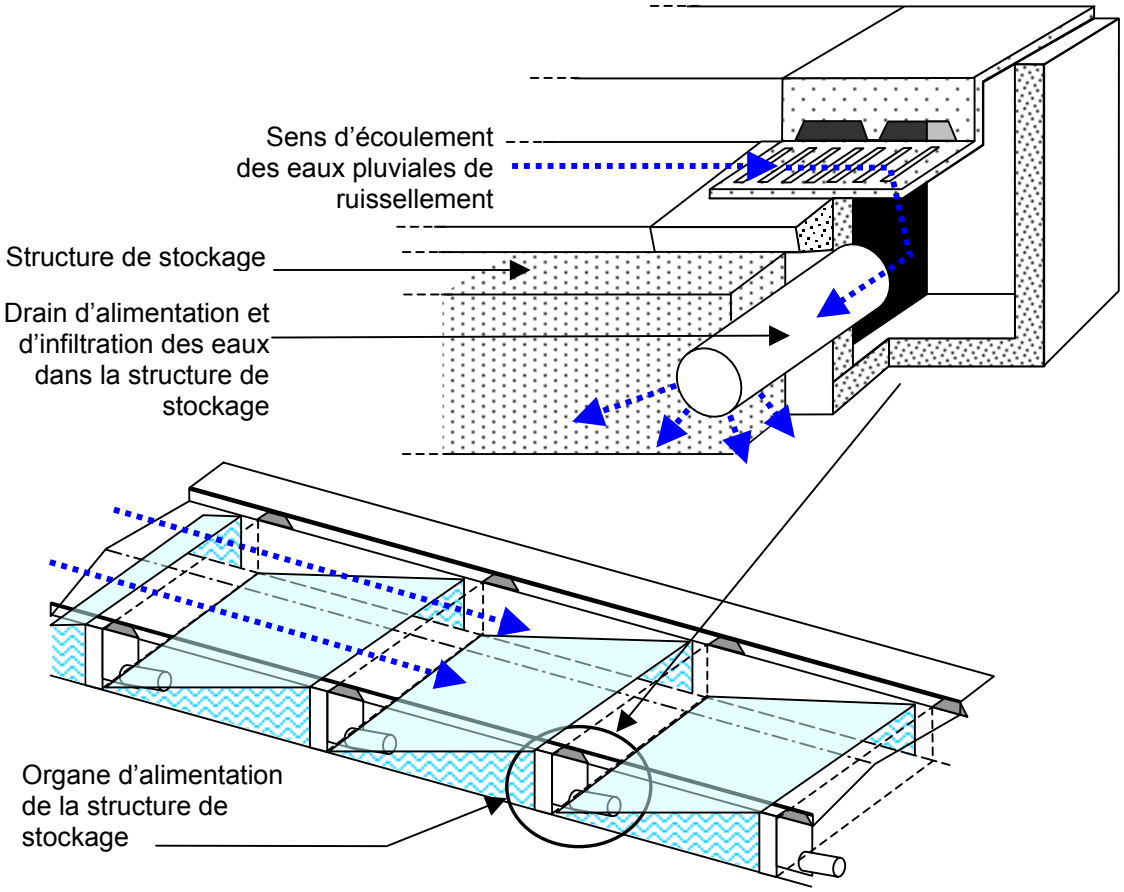


Figure 42 : Exemple d'aménagement de structures de stockage sous voirie alimentées par une bouche d'égout dans le cas de fortes pentes.

Le transfert de l'eau de ruissellement se fait à partir d'un organe de collecte des eaux (fonctionnement gravitaire) et la diffusion à travers des drains qui traversent la structure de stockage. Pour les sites où les pentes sont importantes, il est nécessaire de procéder à un découpage en caisson des unités de stockage afin d'augmenter le volume utile (fig. 42).



Figure 43 : Pose d'une structure de stockage en nid d'abeille type nidaplast (ADOPTA 1997).

L'entretien de ces structures de stockage est moins contraignant que celui des chaussées poreuses puisque les organes d'alimentation sont facilement accessibles et ne demandent pas de compétences spécifiques (matériel classique employé pour le curage des réseaux d'assainissement : hydrocureuse ou aspiratrice). Les coûts d'entretien sont donc faibles.
Les propriétés mécaniques des structures à très forte capacité de stockage ne sont pas cependant adaptées à des trafics de véhicules lourds. Ce type d'aménagement est donc préférable pour des lotissements, parkings etc.

Le développement des structures de stockage des eaux pluviales sous les voiries est relativement récent. Les avantages liés à la mise en œuvre de ces techniques sont nombreux. Le premier et sans conteste le plus important est d'élargir le domaine d'implantation des ouvrages de rétention des eaux pluviales aux surfaces goudronnées. En effet, celles-ci représentent une part importante des surfaces imperméabilisées en milieu urbain et contribuent largement à l'aggravation des risques d'inondation liés aux ruissellements des eaux de pluie.
La gamme des matériaux de stockage est assez large (des concassés aux structures alvéolaires) pour que les aménageurs trouvent une solution technique en fonction des volumes nécessaires et des contraintes spécifiques de chaque site.
Les chaussées perméables procurent des avantages importants aux conditions de circulation (limitation des projections, des risques de dérapage, des bruits) et sont actuellement en pleine extension sur le domaine autoroutier. Leur application dans le milieu urbain doit cependant être limitée à des zones qui correspondent aux critères de circulation, d'exposition à l'érosion et aux chantiers pouvant être mis en œuvre. Ces techniques seront ainsi privilégiées sur les axes de circulation assez rapides où le trafic des poids lourds est limité, sur les parkings de surfaces importantes où circulent des véhicules légers. Au contraire, les enrobés drainants sont à proscrire aux niveaux des virages serrés et des sens giratoires où les forces de cisaillement exercées par les roues des véhicules accélèrent fortement le colmatage de la surface poreuse.
Malgré les surfaces importantes que représentent les chaussées goudronnées dans nos citées, les contraintes techniques limitant la mise en œuvre de ces ouvrages restent nombreuses :

- *Encombrement des sous-sols par d'autres réseaux ;*
- *Niveau de technicité élevé ;*
- *Conditions d'entretien (fréquence et coût pour les chaussées poreuses) ;*
- *Nature du trafic routier.*

D'un point de vue environnemental, les enrobés drainants apportent des abattements importants sur les quantités de Matières En Suspension (M.E.S.), de métaux lourds (plomb notamment) et d'hydrocarbures rejetés.

Conclusion §2

Le panel des techniques alternatives pouvant être réalisé dans le cadre de mesures préventives est important. La pluralité de leurs formes et des techniques qu'elles utilisent permet aux collectivités de définir les solutions techniques, mais aussi économiques et environnementales les meilleures pour chaque cas (tab. 4). Elles peuvent être réalisées sur les toitures, au pied des toitures, dans les jardins, sur les abords des routes, sous les routes et parkings, ou bien encore accueillir une activité complémentaire afin de favoriser leur intégration et leur entretien (cas des bassins de stockage).

Tableau 4 : Synthèse des différentes techniques alternatives.

Techniques alternatives	Surface imperméabilisée de l'aménagement	Densité de l'habitat	Coût d'entretien	Coût de réalisation au mètre cube
Bassin de rétention à ciel ouvert	S>1 hectare	faible	●●	●
Bassin de rétention enterré		forte	●●	●●●●
Noues	S<1 hectare	moyenne	●●	●
Stockage en toiture	Fonction du bâti	forte	●●	●●
Puits d'infiltration	Echelle de la parcelle	Faible à moyenne	●	●
Tranchée d'infiltration	Echelle des lotissements et parkings		●	●
Structure de stockage avec chaussée poreuse	Lotissements ; Parkings ; Axes de circulation		●●●	●●●
Structure de stockage sous chaussée avec avaloir	Lotissements ; Parkings ; Carrefours ; Sens giratoires ; Axes de circulation	Toutes densités	●●	●

Coût relatif : ● (faible), ●● (moyen), ●●● (élevé), ●●●● (très élevé),

Les ouvrages de stockage (bassins de rétention, noues et toitures terrasses) sont maintenant systématiquement accompagnés de mesures de prévention pour le contrôle des polluants rejetés dans le milieu ou dans les réseaux (systèmes de décantation, dégrillages, filtres à hydrocarbures). Cependant, il apparaît que les techniques existantes ne sont pas encore assez combinées notamment lorsqu'elles sont appliquées à l'échelle de la parcelle. Car si certaines villes donnent l'exemple, beaucoup d'autres, par manque de temps ou bien de ressources doivent se contenter d'appliquer la réglementation en vigueur sur la limitation des débits. Une part plus ou moins importante de ces ouvrages est réalisée par des aménageurs privés (promoteurs ou propriétaires privés). Le poids financier de ces participations est de plus en plus important au fur et à mesure que les collectivités imposent la réalisation de ces types d'aménagement. Malheureusement, les communes ne sont pas en mesure de s'assurer du bon entretien et de l'efficacité opérationnelle de ces ouvrages sur le long terme.

Conclusion Chapitre II

Les techniques alternatives permettent de répondre soit curativement, soit préventivement aux risques d'inondation. Les mesures curatives interviennent généralement après une phase importante d'urbanisation et viennent compenser les défaillances répétées des réseaux responsables d'inondations.

Les mesures préventives ont une mission différente puisque leur objectif est de maintenir en l'état les conditions hydrologiques qui définissent les processus de ruissellement. Ces mesures accompagnent donc l'extension spatiale des zones urbaines et évitent le surdimensionnement des réseaux en aval des zones nouvellement construites.

Les techniques alternatives se caractérisent par leur capacité d'adaptation aux sites. Les options qui s'offrent aux aménageurs sont multiples, mais chaque type d'ouvrage possède ses limites. Le tableau synoptique ci-dessous montre que les contraintes rencontrées sur le littoral des Alpes-Maritimes, restreignent fortement les options techniques réalisables.

Tableau 5 : Tableau synoptique de définition des types de techniques alternatives.

Contrainte des sites	**Pression foncière**			**Type de circulation**			**Propriété hydrographique**		**Sensibilité aux risques de pollution**		**Réseau**	
Types de techniques alternatives	**Zone urbaine***	Zone péri-urbaine	Zone urbaine peu dense	Trafic fluide et rapide	**Trafic lent et dense ***	**Aire de stationnement***	Cours d'eau permanent	**Vallon sec***	**Sols imperméables ou présence de nappe phréatique***	Horizon perméable sans nappe phréatique	**Existence réseau d'eau pluviale***	Absence réseau d'eau pluviale
Collecteur surdimensionné**	●●●	●●	●	▲	—		▲	▲	—	—	▲	—
Bassin à ciel ouvert	●	●●	●●●	▲	—	▲	—	▲	—	—	▲	▲
Bassin en eau	●	●●	●●●	▼	—	●	▲	▼	—	—	▲	▲
Bassin enterré**	●●●	●●	●	▲	—	▲	—	▲	▲	—	▲	▼
Bassin plurifonctionnel	●●●	●●●	●●●	▲	—	▲	—	▲	—	—	▲	▼
Stockage toiture**	●●●	●●●	●●●	—	—	▲	—	▲	—	—	▲	▲
Puits d'infiltration	●●	●●●	●●●	—	—	▼	—	▲	▼	▲	—	▲
Tranchée drainante	●●	●●●	●●●	—	—	▲	—	▲	▼	▲	▲	▲
Noues	●	●●●	●●●	—	—	▼	—	▲	▼	▲	—	▲
Structure de stockage**	●●●	●●	●	▲	▲	▲	—	▲	▲	—	▲	▲
Chaussées drainantes	●	●●	●●●	▲	▼	▼	—	▲	—	—	—	▲

● : réalisable, ●● : adapté en fonction des coûts, ●●● très adapté ;
— : réalisation indépendante du critère ;
▲ : réalisation favorable face au critère ;
▼ : réalisation défavorable face au critère.
* : Contraintes communes aux villes du littoral des Alpes-Maritimes ;
** : Types de techniques alternatives réalisables dans les villes du littoral des Alpes-Maritimes.

Malgré les avantages qu'elles procurent, les techniques alternatives ne sont pas toujours bien acceptées. Les mesures curatives sont généralement des opérations lourdes et coûteuses car de grande dimension. Leur financement pose de sérieux problèmes aux communes et les travaux sont souvent mal tolérés par les riverains.
Les techniques préventives sont entièrement financées par les investisseurs privés. Ceux-ci acceptent difficilement cette dépense supplémentaire qu'ils sont seuls à supporter. De plus, la majorité des collectivités n'a pas les moyens techniques d'assister la réalisation de ces ouvrages et n'intervient qu'au moment d'établir les certificats de conformité.

CHAPITRE III

CONCEPTS DE MODELISATIONS HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES APPLIQUES AUX BASSINS VERSANTS URBAINS

Le bassin versant correspond à l'unité de base en hydrologie urbaine. Cette entité peut, à juste titre, être assimilée à un système c'est-à-dire à un « ensemble d'éléments en interaction dynamique… » [ROSNAY 1975]. L'analyse du comportement des bassins versants soumis à une averse repose essentiellement sur la connaissance et la distinction de trois types de processus :

- Les processus pluviométriques : estimation des intensités des précipitations en fonction du temps et pour différentes probabilités ;
- Les processus hydrologiques : transformation de la pluie en débit ruisselé ;
- Les processus hydrauliques : détermination des hauteurs d'eau, vitesses, pressions…. en fonction des débits.

Chacun de ces processus physiques constitue un sous-système du système "bassin versant urbanisé". Les sous-systèmes sont organisés et hiérarchisés. Chaque sous-système possède sa dynamique propre et opère un traitement sur un signal d'entrée afin d'alimenter le sous-système suivant par son signal de sortie.

La modélisation du processus pluviométrique aboutit à la définition d'une averse type (signal d'entrée du système) pour chaque bassin versant élémentaire. La valeur de ce signal est généralement approchée par des modèles probabilistes mettant en relation l'intensité, la durée et la fréquence de l'événement. La notion d'averse type ou de hyétogramme de projet est la plus ancienne et la plus classique. Cette approche implique qu'une averse de fréquence donnée se transforme, dans le système, en un débit de même fréquence. Le développement des moyens de calculs (hydrologiques et hydrauliques) ainsi que les techniques de modélisations des précipitations (générateurs stochastiques d'averses) permettent de simuler le fonctionnement d'un réseau pour de très nombreux scénarios. Le choix des dimensions du réseau est alors effectué en se basant sur la probabilité de défaillance.

La modélisation des processus de ruissellement est abordée par des modèles conceptuels permettant de transformer une averse (définie par son hyétogramme) en un hydrogramme de crue (évolution du débit en fonction du temps). Ces modèles reposent essentiellement sur la connaissance empirique, expérimentale, du cycle hydrologique. Il faut reconnaître que cette étape est certainement la plus sensible : les concepts ne sont pas toujours adaptés et les paramètres sont parfois difficilement accessibles.

La modélisation des processus hydrauliques est bien connue et les hypothèses explicitement définies. Par contre, la mise en œuvre pratique reste délicate du fait de la complexité des réseaux (diamètres des collecteurs, branchements, ouvrages singuliers, etc.) et du manque d'observations permettant de caler ces modèles.

1. Acquisition, traitement et valorisation des données pluviométriques à faible pas de temps.

Les premières mesures des pluies remontent au IV^{ème} siècle avant notre ère et sont liées aux préoccupations agricoles de différentes civilisations indiennes [CHOCAT & al. 1997]. En Europe, les premières mesures des pluies sont plus récentes. Elles ont débuté dans les grandes villes aux alentours du XVII^{ème} siècle. Ces observations anciennes ne permettaient de connaître les précipitations qu'à l'échelle de la journée ou au mieux de l'heure. De plus, la faible densité spatiale des observations ne permettait pas de comprendre et de modéliser la dynamique des phénomènes.

L'application de l'hydrologie dans le domaine urbain nécessite de connaître les caractéristiques des précipitations à des échelles de temps courtes, inférieures à l'heure et sur des pas d'espace fins, de l'ordre de l'hectare. Ces contraintes expliquent l'évolution des appareils de mesure et la création de réseaux.

Dans un premier temps, ces réseaux de mesure ont permis de définir des pluies de projet. Ainsi, après la seconde guerre mondiale, la croissance urbaine justifia en France la création d'une première Instruction Technique qui accompagnera la circulaire 1333 en 1949 (circulaire CAQUOT). La fonction de cette directive a surtout été de caractériser les événements pluvieux sur de faibles pas de temps, en exploitant les modèles probabilistes, notamment les courbes Intensité-Durée-Fréquence (I.D.F.) formulées par MONTANA. Ces dernières permettent d'associer l'intensité de la pluie pour une durée donnée à une fréquence d'apparition. Jusqu'aux années 1990, plusieurs études sont venues compléter et actualiser ces directives mais sans en changer l'optique.

Plus récemment, la philosophie en matière d'analyse pluviométrique a évolué. Les recherches actuelles s'orientent de plus en plus vers l'utilisation non plus d'averses types, mais de générateurs stochastiques d'averses permettant de simuler une multitude d'averses dans des conditions de variabilités spatiales et temporelles très diverses.

1.1. Acquisition des données pluviométriques.

Les observations pluviométriques sont généralement faites en France par Météo-France. Mais dans le domaine particulier de l'hydrologie urbaine (mesures à faible pas de temps et avec une forte densité spatiale), ces observations sont insuffisantes et de nombreuses collectivités ont été amenées à développer leurs propres réseaux de mesure.

1.1.1. Mesures ponctuelles par pluviographe.

L'appareil de base, le plus répandu, est le pluviographe à augets basculeurs. Cet appareil capte les précipitations à travers une surface horizontale de façon analogue aux pluviomètres traditionnels. Pluviométres et pluviographes présentent la même forme extérieure de façon à capter la pluie de manière comparable (fig. 44).



Figure 44 : Pluviomètre à gauche, pluviographe à droite (METEO-FRANCE).

Les pluviographes sont équipés d'un système d'auget basculeur qui permet d'enregistrer les intervalles de temps entre lesquels est précipitée une quantité prédéfinie de pluie. Ce système a remplacé les mesures des hauteurs de pluies tombées, mesures effectuées par deux lectures, séparées d'un pas de temps donné.
Deux augets symétriques de même capacité sont en équilibre horizontal sur un axe et recueillent à tour de rôle les précipitations. Le remplissage de l'un entraîne son basculement et met l'autre en position de réception. Le basculement est obtenu lorsque l'auget contient 20 g d'eau. Trois gabarits de surfaces réceptrices existent : 2 000 cm^2, 1 000 cm^2 ou 400 cm^2. La hauteur de pluie correspondante est de 0,1 mm, 0,2 mm ou 0,5 mm. Un contacteur permet d'enregistrer le temps (t) de chaque basculement.
L'essentiel des erreurs de mesure dues à ce type de système (en dehors des pannes liées à un mauvais entretien) provient des pertes d'écoulement non mesurées au cours des basculements. Ces pertes sont d'autant plus importantes que l'intensité des pluies est forte. Sous le climat méditerranéen, il est donc recommandé de n'utiliser que des bagues de 400 cm^2.

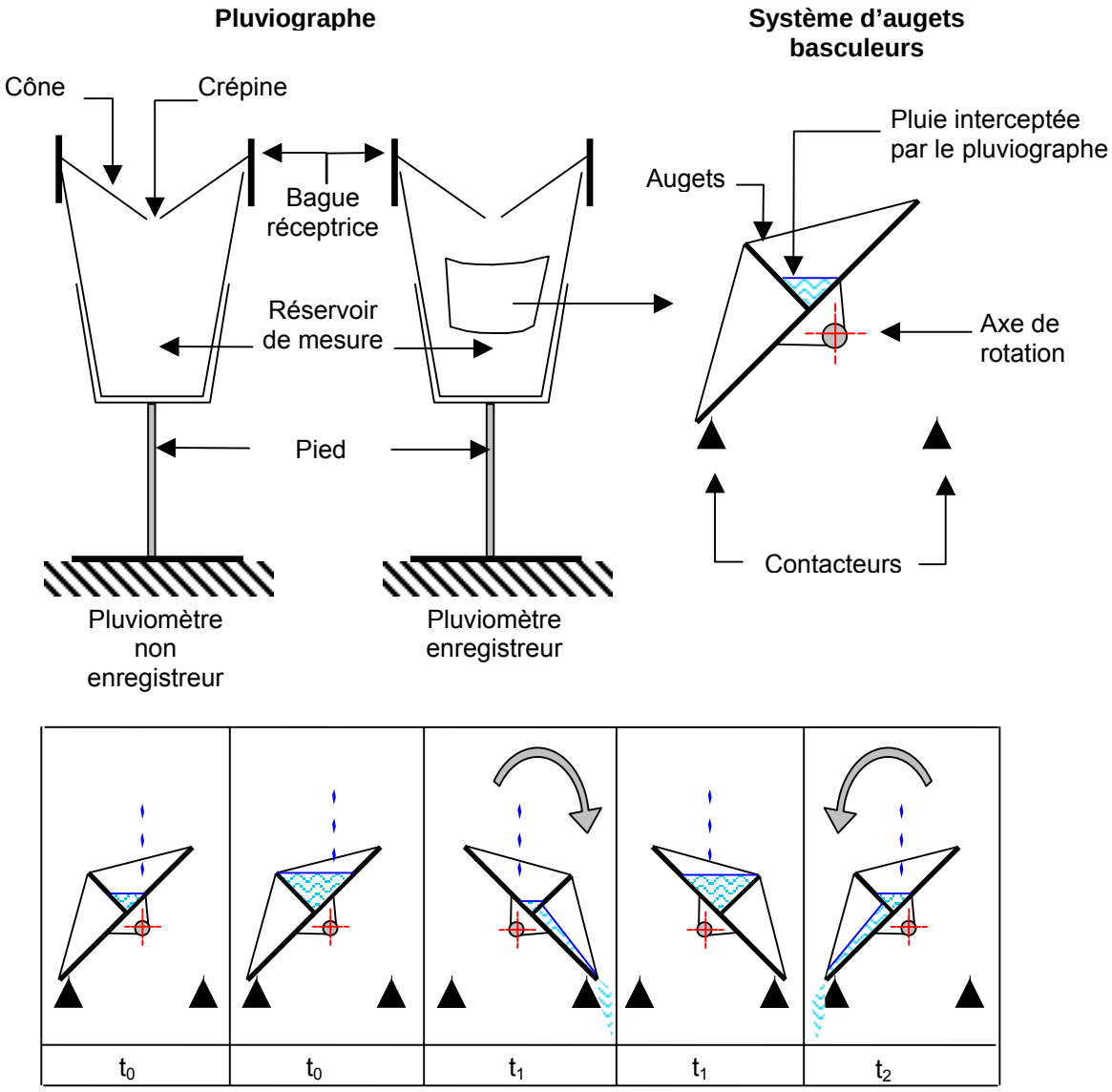


Figure 45 : Schéma des pluviomètres manuels et enregistreurs avec un système d'augets basculeurs.

Les erreurs de mesure sur l'intensité des pluies peuvent avoir plusieurs origines. La première réside dans le fait que le pluviographe perturbe localement le champ du vent et que les trajectoires des gouttes sont conditionnées par celui-ci. Les sites d'implantation doivent donc être, si possible, abrités du vent. En milieu urbain, il n'est pas toujours possible de respecter cette condition (proximité d' immeuble, site venté, position de l'appareil sur un toit).
La seconde cause d'erreur est imputable à l'inertie des augets basculeurs. En cas de forte intensité, une partie de la pluie (celle tombant durant le basculement) n'est pas comptabilisée.
L'incertitude sur les mesures d'intensité est de l'ordre de quelques %, mais, pour de fortes averses accompagnées de puissantes rafales de vent, la sous-estimation peut atteindre plusieurs dizaines de %.
Les autres erreurs de mesure proviennent de la difficulté à intercepter convenablement le flux des précipitations. Les différents types d'erreurs induites par l'appareil de mesure sont précisés dans le tableau 6.

Tableau 6 : Pourcentage d'erreur de captation du flux des précipitations par les pluviomètres.

Types d'erreur	% d'erreur moyenne sur la captation du flux
Vitesse du vent	-7%
Dimensions de l'appareil de mesure	
Incidences du site	
Surface de captation horizontale	-0,4% pour 5° d'inclinaison
Phénomène d'éclaboussement	-1%<E<0%
Mouillage du cône en début d'averse et évaporation	-1%

L'utilisation des pluviographes est donc très fréquente. La généralisation de ces appareils s'explique par leur robustesse et leur coût relativement faible. En contrepartie, l'information recueillie n'est que ponctuelle. La mise en place d'un réseau d'appareil doit être élaborée pour que les observations permettent d'avoir une idée de l'extension spatiale des précipitations. Ce type de réseau doit, dans la mesure du possible, avoir une forte densité spatiale, de l'ordre de un pluviographe par km^2.

1.1.2. Mesures indirectes par radar météorologique.

Depuis une dizaine d'années, la France s'est dotée d'un réseau de radar météorologique (Réseau ARAMIS de Météo France). Plusieurs collectivités (Seine Saint-Denis, Nancy, Bordeaux, Val de Marne, Marseille…) utilisent ces radars pour une estimation en temps réel des intensités des précipitations. La mesure est très indirecte puisque le radar n'enregistre que la puissance rétrodiffusée globalement par les gouttes de pluie. Or l'intensité de la pluie dépend à la fois de la taille et du nombre de gouttes ! Un étalonnage en temps réel est nécessaire pour transformer correctement le signal radar en intensité de pluie. Cela suppose que les utilisateurs disposent simultanément de mesures sur quelques pluviographes. En l'état actuel des techniques employées, les radars sont principalement utilisés pour observer la dynamique spatiale et temporelle des précipitations (mise en alerte des services). Par ailleurs, aucun radar n'est aujourd'hui en service pour couvrir le domaine de la Côte d'Azur.

En ce qui concerne le département des Alpes-Maritimes, les précipitations ponctuelles sur des durées de 1 h à 24 h et plus sont bien connues. Plusieurs stations comme celles de Nice, Antibes, Cannes … disposent de séries de plus de trente ans d'observations.
Pour des durées plus courtes, entre 6 mn et 1 heure, les pluviographes anciens avec un enregistrement papier ne sont pas exploitables. Les séries sont donc beaucoup plus courtes et ne démarrent qu'avec l'installation de pluviographes transducteurs à partir des années 80 en général.
Enfin, il n'existe pas de réseau pluviographique dense et exploitable. Seule la ville de Nice a mis en place un tel réseau avec 8 postes. Cependant, les séries de ces postes sont encore

trop courtes et trop lacunaires pour offrir une bonne idée des structures spatiales des précipitations sur de faibles pas de temps.

1.2. Traitement statistique des données pluviométriques.

Les données enregistrées par les pluviographes correspondent aux temps écoulés au cours desquels une quantité définie de pluie (0,1 mm, 0,2 mm ou 0,5 mm) s'est précipitée. Bien évidemment, durant cet intervalle de temps, l'intensité de la pluie est par défaut considérée comme constante. Pour des raisons pratiques de traitement et d'archivage des données, les observations des pluviographes sont transformées arbitrairement en quantité de pluie par pas de temps fixe (en général 6 mn). L'intensité des averses peut alors être caractérisée soit par leur fréquence (probabilité) soit par leur durée.

1.2.1. Définitions de l'intensité maximale par événement.

Les chroniques de précipitations sont constituées d'alternances de périodes de pluies et de non-pluie (durées sèches). Bien que le vocabulaire change d'un auteur à l'autre, deux notions élémentaires peuvent être distinguées :

- L'épisode pluvieux couvre généralement une durée allant de la journée à plusieurs semaines au cours desquelles des précipitations sont enregistrées. Suivant les points de vue, le changement d'épisode intervient lorsque la situation météorologique se modifie (climatologue) ou lorsqu'une période sèche est suffisamment longue pour que le réseau de drainage retrouve une situation de période sèche (aménageurs) ;
- L'averse qui est une période pendant laquelle les intensités de pluie présentent un seul et unique maximum.

La figure suivante illustre la façon traditionnelle de travailler dans une optique d'aménageur.

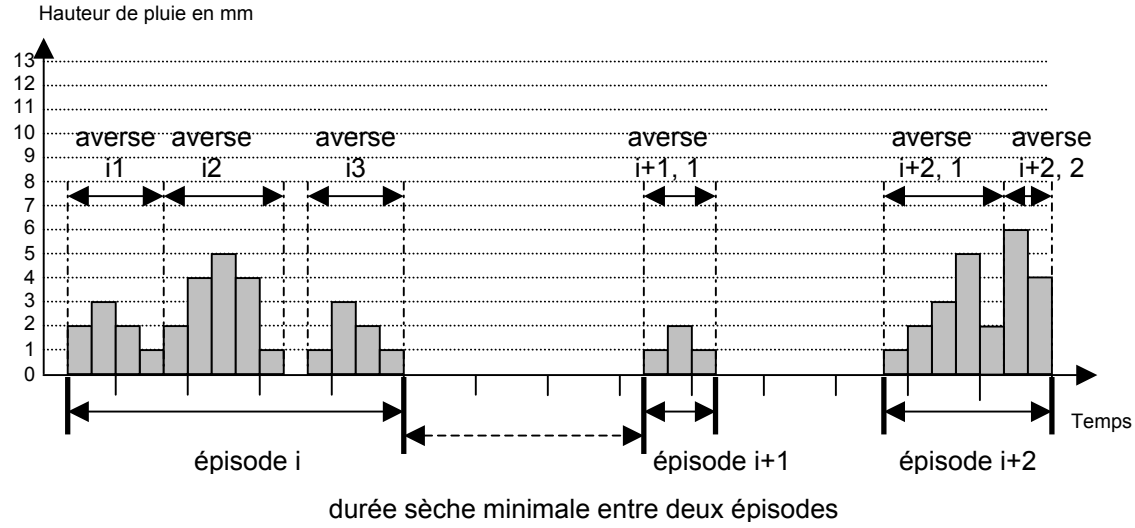


Figure 46 : Définition des épisodes et des averses selon les principes d'aménagement.

Pour chaque événement, l'intensité maximale peut être évaluée sur une durée donnée t. La figure 47 illustre deux méthodes de dépouillement à origine fixe et variable, permettant de rechercher l'intensité maximale sur une durée de 15 mn, d'une averse discrétisée au pas de temps de 5 mn.

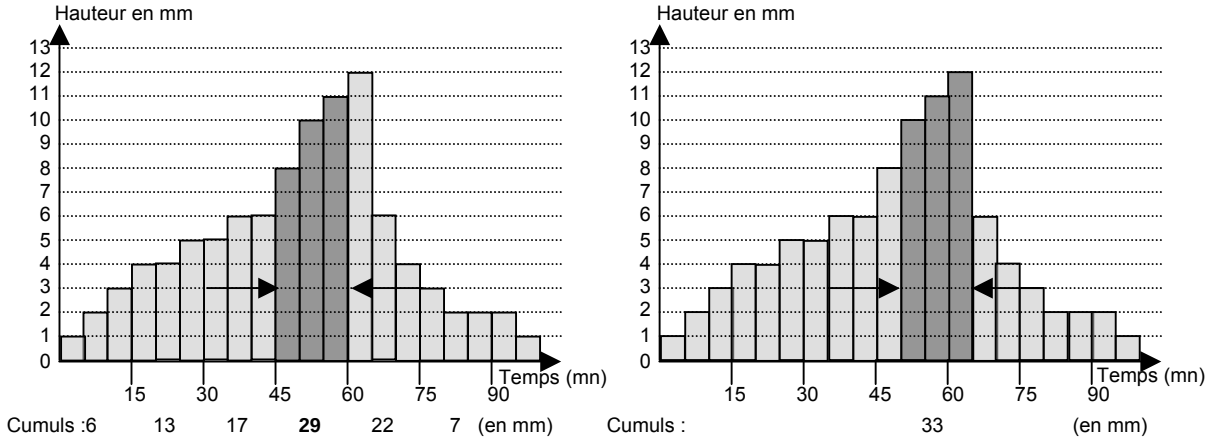


Figure 47 : Méthode de dépouillement à origine fixe (à gauche), méthode de dépouillement à origine variable (à droite).

Dans la méthode de dépouillement à origine fixe, l'intensité maximale est recherchée parmi les intervalles de temps successifs 0-15, puis 15-30, 30-45 mn… Le maximum est alors de 29 mm et correspond à une durée t = 15 mn pour des origines pouvant varier de Δt = 15 mn.
Dans la méthode de dépouillement à origine variable, l'intensité maximale est recherchée parmi tous les intervalles de temps de 15 mn possible. Le maximum est alors de 33 mm et correspond à une durée t = 15 mn pour des origines pouvant varier de Δt = 5 mn.
Les intensités maximales doivent être recherchées en utilisant le Δt le plus petit possible (en général 6mn). La correction empirique de Weiss permet d'approcher l'estimation qui serait obtenue avec Δt=0 :

$$I(t,\Delta t=0)=\frac{t}{t-\frac{\Delta t}{8}}I(t,\Delta t)$$

Un rapide calcul montre que les intensités en 6 mn sont à majorer de 14%.

1.2.2. Constitution de l'échantillon des intensités maximales.

Traditionnellement, deux approches permettent de constituer l'échantillon de précipitations extrêmes :

- Selon la première approche, l'événement pluvieux le plus intense de chaque année est retenu pour la durée t choisie. Un échantillon de n valeurs pour n années d'observations peut alors être constitué. Cette procédure est la plus simple et c'est celle qui était la plus généralement employée. Notons bien sur qu'il est préférable dans ce cas de travailler par saison.
- Selon la seconde approche, les intensités maximales de tous les épisodes ayant dépassé un seuil sont retenues. Dans ce cas et selon le seuil choisi, la taille de l'échantillon peut être étoffée en retenant les 2n à 4n plus forts événements en n années. Cette méthode préconisée par Miquel est connue sous le nom de méthode des "sup-seuil" [MIQUEL 1984].

1.2.3. Modèles statistiques utilisés.

Pour les précipitations maximales annuelles, la très large majorité des hydrologues utilise le modèle de distribution de GUMBEL (encore connu sous le nom de loi des extrêmes). Dans ce modèle, la fonction de répartition (ou fréquence au non-dépassement) est doublement exponentielle par rapport à la variable x :

$$\text{Proba}\,(X\leq x)=F(x)=e^{-e^{-\frac{x-x_0}{g}}}$$

Les paramètres de cette loi sont au nombre de deux : le mode $\mathbf{x_o}$ et le gradex g. Classiquement, ces paramètres sont estimés par la méthode des moments et les estimateurs sont :

$x_o = \overline{x} - 0.577\, g$ et $g = 0.78\sigma$ (avec $\overline{x}$ moyenne expérimentale et σ écart-type expérimental)

La figure 48 illustre un tel ajustement pour les pluies journalières maximales annuelles de Nice-Aéroport.

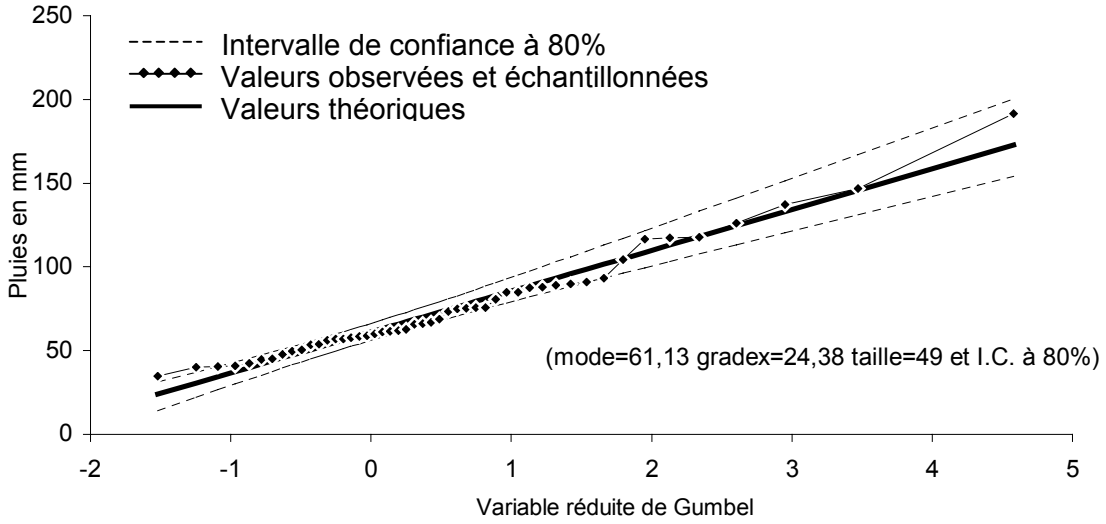


Figure 48 : Ajustement à une loi de GUMBEL des pluies journalières maximales annuelles à Nice-Aéroport (1950-1998).

Bien souvent, les projeteurs ne raisonnent pas en fréquence au non-dépassement F(x), mais en période de retour T(x). Ce terme de période de retour est source de bien des confusions pour les non-spécialistes. Par définition, la relation entre la fréquence au non-dépassement et la période de retour se pose tel que :

$$T(x) = \frac{1}{1 - F(x)}$$

D'après cette relation, une pluie journalière maximale annuelle de fréquence au non-dépassement F=0,99 a une période de retour de T=100 ans.

Trop souvent, une large majorité des personnes interprète faussement le sens attribué à la notion de période de retour. Dans le cas présenté, une telle précipitation n'arrive pas tous les 100 ans ! En effet, la notion de période de retour n'implique pas de périodicité. Dans cet exemple, la précipitation en question a une chance sur cent d'être dépassée chaque année. Ainsi, même si cette averse (pluie centennale) est observée durant l'année en cours, il y a toujours une chance sur cent pour en observer une autre l'année prochaine.

Cette relation entre fréquence au non-dépassement et période de retour n'a de sens physique que si chaque observation d'un événement aléatoire (la pluie extrême) est associée à une durée d'observation (par exemple un an). Cette relation existe pour les observations qui constituent l'échantillon des pluies maximales annuelles.

Pour les pluies supérieures à un seuil, le nombre d'observations par année n'est pas fixe. Ce nombre est lui-même une variable aléatoire. La période de retour peut être plus facilement déterminée. L'étude des valeurs supérieures à un seuil demande un traitement un peu plus complexe puisque dans ce cas, il faut simultanément étudier la probabilité de dépasser le seuil, puis la probabilité pour que l'intensité dépasse une valeur x. Généralement, le nombre k de dépassement du seuil dans une année suit une loi de Poisson ou loi des événements rares (fig. 49).

$$\text{Proba}(k)=\frac{e^{-\mu}\,\mu^{k}}{k!}$$ (avec μ = nombre moyen d'événements par an)

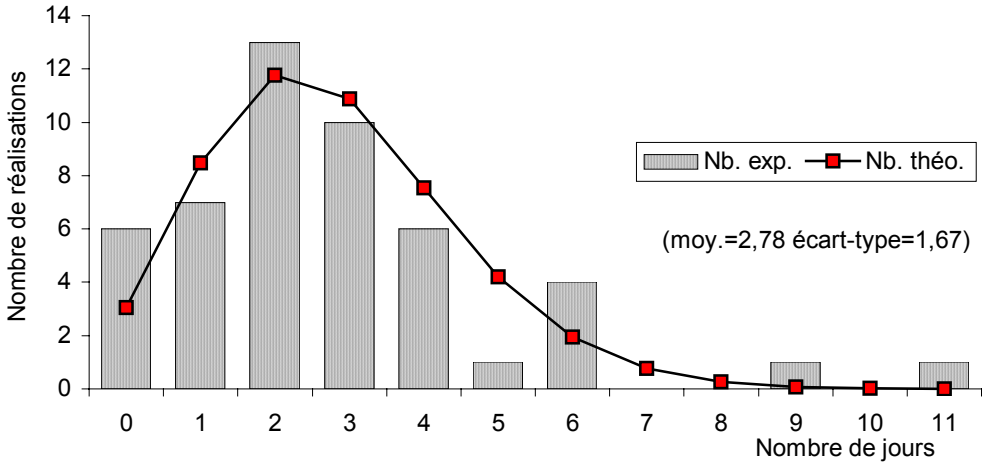


Figure 49 : Ajustement à une loi de Poisson du nombre de jours par an pendant lesquels la pluie est supérieure ou égale à 45 mm à Nice-Aéroport (1950-1998).

Les intensités supérieures au seuil s_o sont généralement distribuées selon une loi exponentielle de formulation :

$$\text{Proba}(X \le x)=G(x)=1-e^{-\frac{x-s_o}{p}}$$

Cette loi n'a donc en fait qu'un seul paramètre p puisque le seuil s_o est choisi à l'avance. Ce paramètre se déduit de la moyenne empirique m des intensités supérieures au seuil s_o par :

$$p = m - s_o$$

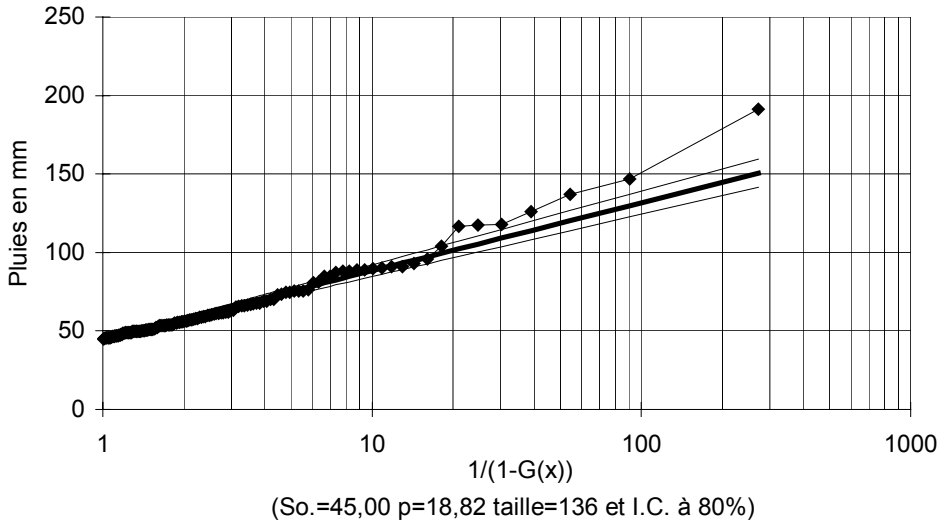


Figure 50 : Ajustement à une loi exponentielle des pluies journalières supérieures à 45 mm à Nice-Aéroport (1950-1998).

Les deux approches qui viennent d'être présentées sont parfaitement cohérentes puisqu'il est possible de démontrer [MIQUEL 1984] que si les sup-seuils suivent des lois de Poisson et exponentielles, alors les pluies maximales annuelles suivent une loi de GUMBEL dont les paramètres g et xo sont :

$$g=p \text{ et } xo = so - g \ln(m)$$

Pour Nice-Aéroport :

$$g=p= 18{,}82 \text{ mm et } xo = so + g \ln(m) = 45 + 18{,}82 \ln(2.78) = 64{,}24 \text{ mm}$$

Ces données sont cohérentes avec celles de l'ajustement sur les pluies maximales annuelles où :

$$g=24{,}38 \text{ mm et } xo= 61{,}13 \text{ mm}$$

Travailler sur les sup-seuils est plus long, mais les estimations obtenues sont plus robustes et moins sensibles aux erreurs d'échantillonnage.

En l'état actuel des connaissances, rien ne remet sérieusement en cause les traitements statistiques qui viennent d'être décrits. Des études récentes sur les Alpes-Maritimes [BEROLO & al. 2000] ou sur les Alpes françaises et italiennes [DJERBOUA 2001] confirment ce fait. Pour certaines séries d'observations, comme celles d'Antibes ou de Golfe Juan, des précipitations dont les périodes de retour sont largement supérieures à la centennale voire à la millennale ont été observées. Ces périodes de retour ont surpris certains décideurs et aménageurs. Pourtant, les observations disponibles sur le département des Alpes-Maritimes représentent environ 2000 stations années. Statistiquement, il serait "normal" d'avoir rencontré environ vingt précipitations centennales, deux millennales. Sur l'ensemble de ces données, il y a même, près d'une chance sur cinq, d'enregistrer une pluie décamillennale !
Actuellement, la tendance est aussi d'affirmer que le climat change et que les catastrophes sont de plus en plus fréquentes. Là encore, les études menées par Météo-France et E.D.F. sur l'ensemble du territoire indiquent une stabilité des statistiques des extrêmes. J.P. Laborde a montré également que sur la Côte d'Azur les précipitations extrêmes sont stables en nombre et en intensité [LABORDE 2001].

Dans ces conditions, le traitement statistique des données pluviométriques semble être en mesure d'associer correctement à chaque précipitation un risque d'occurrence. De la même façon, les statistiques permettent aux chercheurs d'évaluer correctement les incertitudes sur ces estimations. A titre d'exemple, une série d'observations disposant de 50 années de mesure permet d'estimer avec des incertitudes de l'ordre de 9% et 11% les précipitations décennale et centennale. Avec 25 années, les incertitudes seraient approximativement de 12% et 15% sur la valeur des précipitations décennale et centennale

1.3. Variabilité spatio-temporelle des précipitations et hyétogrammes de projet.

Dans la partie précédente ont été présentées les méthodes qui permettent d'évaluer en un point de mesure la hauteur de pluie sur une durée t associée à une fréquence F (ou une période de retour T). Si P(t,F) est une précipitation donnée, son intensité moyenne sur une durée t et de fréquence F peut classiquement être approchée par :

$$I(t,F)=\frac{P(t,F)}{t}$$

Comme pour la notion de période de retour, la notion d'intensité est source de nombreuses confusions. En effet, I(t,F) s'exprime comme une vitesse et généralement en mm/h. En admettant que la pluie décennale à Nice en six minutes est de l'ordre de 13 mm cela implique que l'intensité décennale sur 6 minutes est de 130 mm/h. Ne seriez-vous pas tenté de dire que la pluie décennale en une demi-heure est de 65 mm ? L'objet des réflexions qui

vont suivre porte donc sur l'étude des variations des hauteurs de pluie (ou de leur intensité) en fonction de la durée des averses.

1.3.1. Relations Intensité-Durée-Fréquence.

TALBOT, en 1904, fut le premier en France à étudier ces relations. Il proposa de lier les intensités aux durées par une relation hyperbolique dont les paramètres varient avec la fréquence F :

$$I(t,F)=\frac{a(F)}{t+b(F)}$$

t : durée de référence ;
F : fréquence au non-dépassement de l'événement ;
a et b : coefficients de la loi de TALBOT.

Il est couramment admis que ce type de formulation rend assez bien compte de l'évolution des intensités avec la durée, mais pour des durées inférieures à une heure. Il faut également remarquer que, d'après cette formule, les intensités tendent vers une limite finie a(F)/b(F) lorsque la durée tend vers zéro. Il existe donc bien une intensité instantanée limite de fréquence F.

MONTANA, en 1930, donne une autre formulation de type puissance avec là aussi, deux paramètres :

$$I(t,F)=\frac{a(F)}{t^{b(t)}}$$

t : durée de référence en heures ;
F : fréquence au non-dépassement de l'événement ;
a (en mm/h) et b : coefficients de la loi de MONTANA.

Cette formule est généralement bien adaptée pour des durées comprises entre 1 h et 72 h. La même formulation peut être employée pour des durées comprises entre quelques minutes et une heure, mais dans ce cas, le coefficient b est différent de celui pour 1 h<t<72 h. Le coefficient b varie généralement très peu avec la fréquence, b est alors souvent considéré comme une constante régionale.
A titre d'exemple, les estimations faites par Météo-France sur les données de Nice-Aéroport et pour la période 1966-1999 sont reprises dans le tableau 7.

Tableau 7 : Estimation statistique des pluies à Nice Aéroport 1966-1999 (pluies en mm) [METEO-FRANCE 2000].

	Période de retour (années)			
Durée	**10**	**20**	**50**	**100**
6 mn	13,4	15,6	18,4	20,6
15 mn	25,0	28,7	33,3	36,8
30 mn	33,9	38,4	44,0	48,2
1 h	43,6	50,4	59,0	65,5
2 h	52,7	60,3	70,0	77,2
3 h	59,8	67,0	76,5	83,7
6 h	81,5	98,9	112,2	125,8
12 h	88,7	99,4	113,3	123,7
24 h	109,4	123,0	140,7	153,9

La figure 51 montre clairement que la loi de MONTANA change de paramètre b avant et après le seuil de 1 heure.

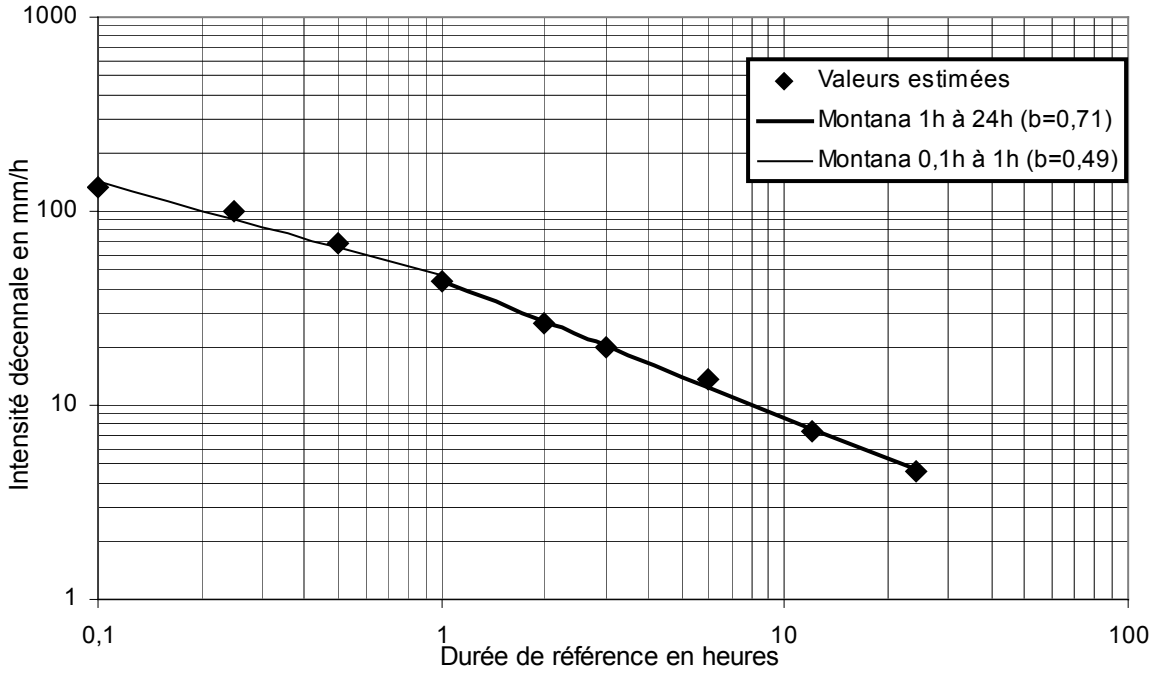


Figure 51 : Ajustement à des lois de MONTANA des intensités décennales à Nice-Aéroport.

La figure 52 (graphique de gauche) illustre la très lente évolution du coefficient b de MONTANA avec la période de retour. Enfin, la figure 52 (graphique de droite) montre que pour des durées inférieures ou égales à une heure, la formule de TALBOT semble préférable à celle de MONTANA.

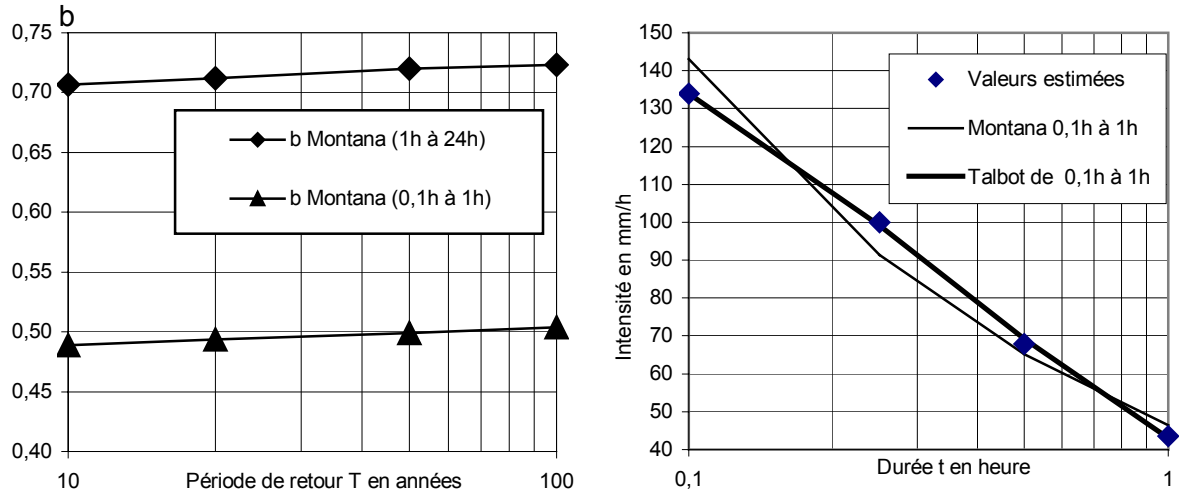


Figure 52 : Evolution du paramètre b de MONTANA en fonction de la période de retour (graphique de gauche) et comparaison des formules de TALBOT et MONTANA pour les intensités décennales (données Nice-Aéroport).

L'instruction technique INST 77-284, relative au dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, recommande d'utiliser la formulation de MONTANA. La formulation utilisée est légèrement différente de la forme classique puisque l'on pose :

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

Cette écriture revient à changer le signe de b pour le rendre négatif. Dans ce cas, les durées sont exprimées en mn et les intensités en mm/mn. L'INST 77-284 propose un découpage de la France en trois zones pluviométriques homogènes dans lesquelles les paramètres a et b de la loi de MONTANA y sont définis.

Tableau 8 : Coefficients a et b de la loi de MONTANA des courbes I.D.F. des trois régions homogènes de l'INST 77-284 [MINISTERES 1977].

Période de retour	Zone 1		Zone 2		Zone 3	
	a	b	a	b	a	b
10 ans	5,9	-0,59	6,7	-0,55	6,1	-0,44
5 ans	5,0	-0,61	5,5	-0,57	5,9	-0,51
2 ans	3,7	-0,62	4,6	-0,62	5,0	-0,54
1 an	3,1	-0,64	3,5	-0,62	3,8	-0,53

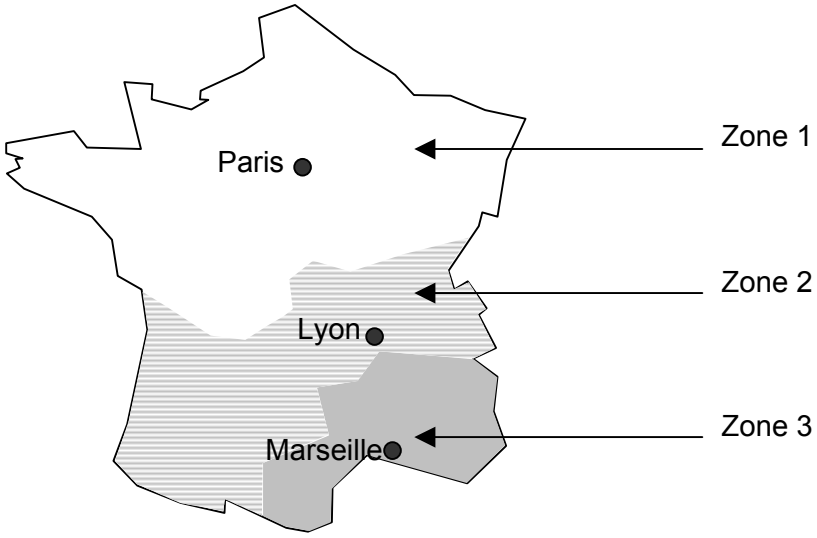


Figure 53 : Découpage des trois zones climatologiquement homogènes en France selon l'INST 77-284 [Ministères 1977].

Pour les précipitations décennales les valeurs données par cette instruction sont voisines de celles estimées pour Nice-Aéroport.

Tableau 9 : Comparaison entre les valeurs de a et de b de la zone 3 et celles fournies par le poste de Nice-Aéroport [METEO-FRANCE 2000].

Averse décennale	Instruction Technique	Nice-Aéroport
a de MONTANA (mm/mn)	6,10	6,30
b de MONTANA	-0,44	-0,49

Cette approche est très pratique d'un point de vue opérationnel et c'est avant tout pour cette raison qu'elle est utilisée. En effet, d'un point de vue climatologique, rien ne prouve que les postes de mesures servant à établir ces valeurs théoriques ont observé toutes les situations pouvant se produire. De plus, ces valeurs moyennes sont discrétisées sur leur durée et rien n'indique que l'évolution au sein des épisodes ne correspond à des événements réels.

L'élaboration des pluies de projet, à partir de ces intensités moyennes, permet cependant à l'aménageur d'adapter la durée de sa pluie aux conditions imposées par le système hydrologique sur lequel il travaille.

1.3.2. Evolution des intensités avec la surface affectée.

Le ruissellement est déterminé par la quantité de pluie précipitée sur un bassin versant, mais cette pluie n'est pas homogène dans l'espace. Ainsi, la pluie ponctuelle P(t,F) pour une durée de référence t et une fréquence F doit être distinguée de la pluie $P_S(t,F)$, pluie de même durée et de même fréquence, mais tombée sur une surface S. Dans les zones qui disposent d'un réseau dense de pluviographes, les pluies de bassin $P_S(t,F)$ et le coefficient d'abattement k(t,S,F) peuvent être calculés tel que :

$$k(t,S,F)=\frac{P(t,F)}{P_S(t,F)}$$

Plusieurs études sont disponibles, celle réalisée par le CEMAGREF dans le bassin parisien peut être citée en premier [CEMAGREF 1980]. Pour des pluies de fréquence décennale et des durées t supérieures à ½ heure, k(t,S,F) est donné par la relation :

$$k(t,S,F=0.9)=\frac{1}{1+\frac{\sqrt{S}}{3\sqrt[3]{t}}}$$ avec t en heures et S en km².

Pour un bassin versant de 10 km² et une averse d'une durée de 1/2 heure, le coefficient d'abattement approché est de 0,88. En d'autres termes, cela signifie que la pluie sur le bassin est inférieure de 12% à ce que laisse penser la statistique des pluies ponctuelles.
En 1986, J.P. LABORDE propose une formulation plus générale dans laquelle l'effet de la fréquence est explicitement donné. De plus, cette formulation prend en compte la surface et la forme du bassin versant. Malheureusement, ce travail n'est basé que sur les observations de Nancy et n'est donc pas compatible en climat méditerranéen [LABORDE 1986].

La formule de CAQUOT, transcrite dans les annexes de l'INST 77-284, fait intervenir indirectement un coefficient d'abattement :

$$Q(F)=\left[\frac{[a(F)\mu]^{b(F)}}{6(\beta+\delta)}\right]^{\left[\frac{1}{1-b(F)\times f}\right]}\times I^{\left[\frac{b(F)\times c}{1-b(F)\times f}\right]}\times C^{\left[\frac{1}{1-b(F)\times f}\right]}\times A^{\left[\frac{b(F)\times d-\varepsilon+1}{1-b(F)\times f}\right]}$$ avec

Q(F) : débit de fréquence de dépassement F exprimé en m^3/s ;
C : coefficient de ruissellement ;
I : pente moyenne du bassin versant (en mètre par mètre) ;
a (F) et b (F) : paramètres de la loi de MONTANA ;
u, d, c et f : coefficients de la relation définissant le temps de concentration t_c sous la forme :
$t_c=u \times I^c \times A^d \times Q^f$
β : coefficient de l'expression du volume écoulé à l'exutoire au cours de t_c ;
δ : coefficient de l'expression du volume accumulé dans le réseau au cours de t_c ;
ε : coefficient de relation de décroissance des intensités d'averse quand A (la surface) augmente soit le coefficient d'abattement spatial (valeur de 0,05 admise).

Lorsque la taille d'un bassin versant diminue, le temps de référence à prendre en compte pour les précipitations diminue également. Cependant, si ce temps t varie en première approximation comme $\sqrt{S}$, le rapport $\frac{\sqrt{S}}{\sqrt[3]{t}}$ tend vers 0 et k tend vers 1. En l'absence de formules régionales adaptées et pour des bassins versants de petites tailles (inférieurs à 10 km²), la valeur de k retenue sera égale à 1, ce qui va dans le sens de la sécurité.

1.3.3. Différentes formes de hyétogrammes synthétiques des pluies de projet.

Le hyétogramme est une courbe représentant les variations de l'intensité en fonction du temps. Dans le cadre des applications en milieu urbain, il convient de discrétiser les mesures à des pas de temps faibles, afin de mieux représenter l'évolution temporelle des intensités de pluie.

La pluie de projet est un événement fictif, représenté par un hyétogramme devant être caractéristique de la pluviométrie locale et devant permettre de simuler le comportement du réseau d'assainissement (débits et volumes). La pluie de projet est aussi associée à une période de retour.
La plus ancienne des méthodes de construction des hyétogrammes des pluies de projet est celle proposée par KEIFER en 1957 [KEIFER & CHU 1957]. Plus connue sous le nom de pluie de projet type CHICAGO, cette méthode permet de transformer les courbes Intensité-Durée-Fréquence en hyétogrammes de même période de retour.

En 1973, DESBORDES développe le concept de pluies de projet double triangle [DESBORDES & RAOUS 1976]. La méthode s'appuie sur l'analyse statistique de la forme d'une série chronologique de pluies réelles. Elle repose aussi sur deux concepts :

- La période de forte intensité est, à l'intérieur d'un événement pluvieux, d'intensité moyenne ;
- Aucune forme particulière d'averse n'est plus probable qu'une autre.

Le hyétogramme est alors construit à partir de 5 paramètres :

- t3 : la durée totale (quelques heures) ;
- t1 : la durée de la période la plus intense (quelques minutes) ;
- θ=t2/t3 : la position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie ;
- i1 : l'intensité moyenne au cours de la période la plus intense ;
- i2 : l'intensité moyenne en dehors de la période intense.

Parmi ces paramètres, θ permet d'influer sensiblement sur la valeur des débits de pointe. Cependant, aucune étude des pluies n'a permis de définir une valeur standard de θ.

$t_1 = 2{,}25\ K$

$t_2 = 2{,}50\ K$

$$i_1 = (0{,}25K)^b \frac{1-(0{,}1)^{b+1}}{0{,}9\times 0{,}1^b} 120 \times a \times 2^b$$

$$i_2 = (0{,}25K)^b \frac{(0{,}1)^b - 1}{0{,}9\times 0{,}1^b} 120 \times a \times 2^b$$

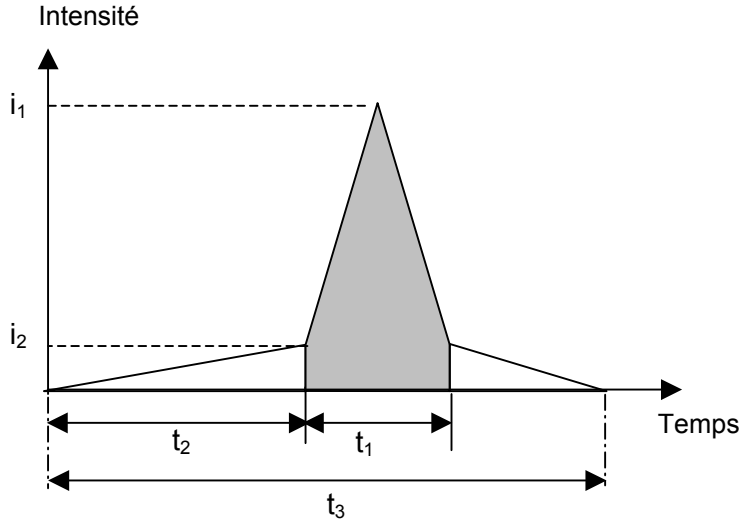


Figure 54 : Modèle de pluies de projet double triangle de DESBORDES.

Les valeurs de ces paramètres sont obtenues à partir du modèle des réservoirs linéaires. Les calculs s'effectuent à partir de l'estimation du temps de réponse du bassin versant K « lag time » et des paramètres a et b de la loi de MONTANA adaptés à la pluviométrie locale.

Cette méthode est proposée par l'INST 77-284. Elle présente l'avantage d'utiliser les valeurs des paramètres régionaux de a et b données par l'instruction. Cependant, la construction de la pluie de projet impose de connaître les caractéristiques des bassins versants à travers la valeur de leur temps de réponse K. Or, ce paramètre n'est pas forcément connu et les erreurs d'estimation sur sa valeur sont loin d'être négligeables.

Une autre approche plus simple permet aussi d'employer les valeurs des paramètres a et b de MONTANA fournis par l'Instruction ou encore par les postes pluviométriques locaux. En contrepartie, cette méthode ne permet pas d'intégrer les caractéristiques des bassins versants étudiés. Selon cette méthode, l'intensité maximale I_1 est centrée sur le hyétogramme. En l'absence de précision sur la position de $I_{max,}$ les pluies de projet mises en œuvre seront élaborées d'après cette approche.

$i=\frac{a}{t^b}$ et $P=a\,t^{(1-b)}$

$\frac{i_1+i_2}{2}t_1=P_1$ implique $i_1+i_2=\frac{2P_1}{t_1}$

$\frac{i_1}{2}(t_2-t_1)=P_2-P_1$ implique $i_1=2\left(\frac{P_2-P_1}{t_2-t_1}\right)$

$i_2=\frac{2P_1}{t_1}-i_1$ implique $i_2=\frac{2P_1}{t_1}-2\left(\frac{P_2-P_1}{t_2-t_1}\right)$

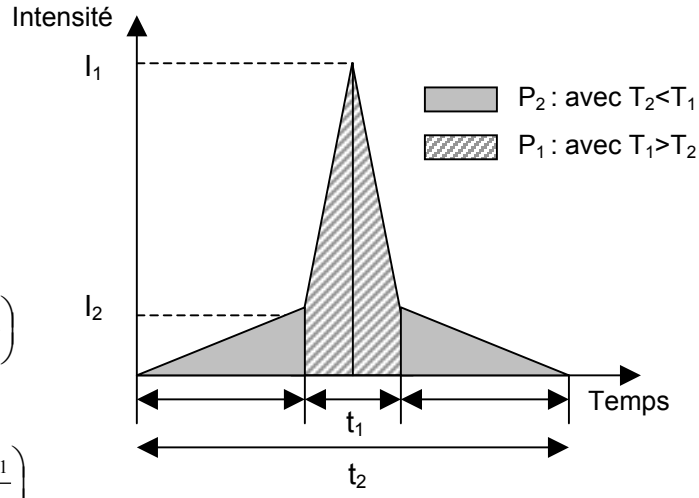


Figure 55 : Modèle de pluies de projet double triangle.

De nombreux modèles permettent de créer des hyétogrammes théoriques (pluies de projet de type Chicago, I.S.W.F., Normand). Les pluies de projet ainsi construites représentent une schématisation mentale de la distribution des hauteurs de pluies et des intensités pour une durée donnée. Associées à une période de retour, les pluies de projet permettent aux aménageurs de prendre en compte assez simplement les caractéristiques climatiques propres à chaque site. Le choix de l'allure et de la forme des hyétogrammes (simple triangle ou double triangle, durée de la période de forte intensité et de celle de faible intensité) doit être dicté par les contraintes propres à chaque site. En effet d'un point de vue statistique, toutes ces averses théoriques ont aucune chance d'être observées dans la réalité.

Le choix des intensités dépend essentiellement de la vulnérabilité des sites aménagés. Ainsi, en tête de bassin pour des zones faiblement urbanisées, les aménageurs sont amenés à prendre en compte des périodes de retour faibles généralement comprises entre 2 et 5 ans. Graduellement et en fonction des enjeux économiques, les périodes de retour servant au dimensionnement des ouvrages augmentent. En milieu urbain dense, les périodes de retour des pluies de projet sont généralement comprises entre 20 et 100 ans. L'aspect psychologique est lui aussi indéniable et influence fortement les prises de décision des décideurs locaux.

Les observations enregistrées par les réseaux de pluviomètres très denses (ceux du département du Val de Marne par exemple) ou bien par les systèmes radar (type CALAMAR-RHEA) montrent clairement que la structure spatio-temporelle des averses est très complexe et qu'elle ne peut être qu'approchée plus ou moins bien par les modèles précédemment cités.
En effet, les variations spatiales et temporelles sont indépendantes, mais sont définies à la fois par la nature du phénomène pluvieux et par l'influence de la topographie.

Cependant, dans le cadre de l'aménagement d'ouvrages de protection ou de gestion des eaux pluviales, les modèles existants permettent d'établir des scénarios assez robustes afin de définir un dimensionnement adapté aux objectifs de protection devant être atteints. Dans le cas de réseaux importants, la complexité des signaux de réponse est telle qu'il est préférable de réaliser des simulations sur des durées de mesures très longues (chroniques de pluies à faibles pas de temps sur des durées supérieures à l'année). L'évolution rapide des capacités de calcul et de stockage de l'information vont certainement répandre ce type d'approche.

Conclusion §1

Cette partie souligne essentiellement la part d'incertitude qui règne encore sur la connaissance exacte des phénomènes pluvieux intenses responsables des crues éclair en milieu urbain. De nombreux points restent à éclaircir :

- *Epicentre des averses ;*
- *Phénomènes de stationnarité spatiale des événements ;*
- *Durée et fréquence ;*
- *Occurrence des événements.*

La mise en œuvre et l'utilisation des pluies de projet à travers les courbes Intensité-Durée-Fréquence (I.D.F.) de la loi de MONTANA permettent cependant de prendre en compte, lors des aménagements, les spécificités climatologiques de chaque site. Les études hydrauliques qui visent à mettre en évidence le comportement des réseaux dans leur ensemble nécessitent des données plus complètes issues soit d'une longue période d'observations, soit de processus de modélisation par le biais de générateurs stochastiques. Malheureusement, les postes d'observations à faible pas de temps ne sont pas toujours présents et l'usage des générateurs stochastiques reste encore le plus souvent du domaine de la recherche.

2. Eléments d'hydrologie urbaine.

Le bassin versant est, en milieu naturel comme en milieu urbain, l'unité de base de l'hydrologie. Le développement du milieu urbain dans un bassin versant engendre un nombre important de modifications tant au niveau du ruissellement et de ses phases de concentration, qu'au niveau de l'organisation des réseaux et des temps de transfert. L'imperméabilisation de certaines surfaces, la création de canaux artificiels de drainage, la délimitation des périmètres des bassins ou bien encore la présence de plusieurs exutoires rendent les principes de modélisation des bassins versants urbanisés sensiblement différents de ceux des bassins versants naturels.



Figure 56 : Opposition entre le réseau hydrologique d'un bassin versant naturel et d'un bassin versant urbanisé (KEFF & CHAMOUX 2002).

Même si les aménagements réalisés sont susceptibles de modifier les écoulements naturels, le fonctionnement des réseaux des eaux pluviales repose toujours sur un principe d'écoulement gravitaire. En effet, l'organisation des réseaux d'eaux pluviales est souvent le résultat d'un compromis entre les contraintes urbanistiques et les contraintes topographiques.
Ainsi, l'action de l'homme sur le cycle hydrologique en milieu urbain est importante. La modélisation des processus de ruissellement et d'écoulement des eaux météoriques en est sensiblement modifiée.
Pour des bassins versants élémentaires et de petites tailles, les débits transitant dans les réseaux d'assainissement seront déterminés par une approche hydrologique globale. Cette approche comporte traditionnellement deux étapes :

- Une fonction de production qui a pour but de modéliser le passage d'une hauteur de pluie qui tombe en hauteur de pluie qui ruisselle ;
- Une fonction de transfert qui a pour objet de modéliser l'évolution des débits en fonction du temps.

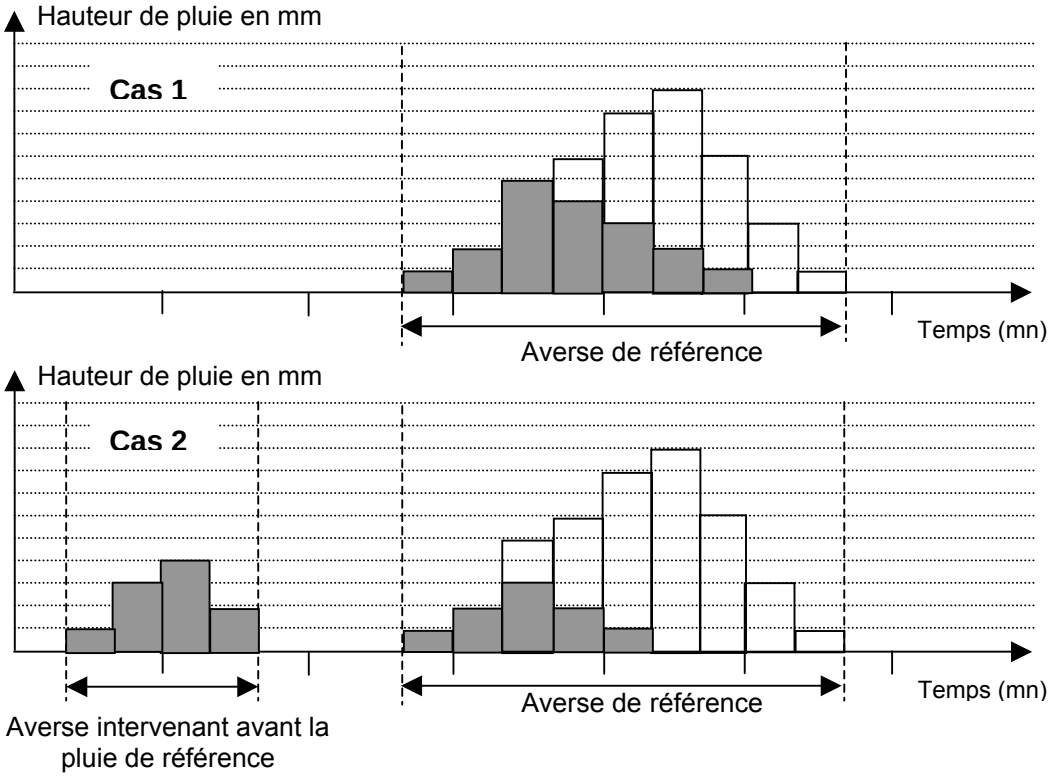
2.1. Fonction de production : le passage de la pluie brute à la pluie nette.

La fonction de production correspond à un modèle qui permet de déterminer la part de la pluie d'une averse qui ruisselle et s'écoule dans les réseaux de drainage. La proportion de l'eau qui ne ruisselle pas est approchée par deux processus :

- Processus d'interception initiale ;
- Processus d'infiltration.

La modélisation des fonctions de production en milieux urbain et rural fait trop souvent l'objet d'approches distinctes. En effet, la création de surfaces imperméabilisées et directement raccordées aux réseaux d'eaux pluviales amène parfois les aménageurs à négliger la contribution des surfaces dites naturelles, c'est-à-dire encore perméables.
La mixité des surfaces contributives au ruissellement rend délicate l'utilisation des modèles d'infiltrations, notamment celui de l'agronome Horton (prédominant jusqu'au début des années 1970). Ces simplifications engendrent peu d'erreurs lorsque les bassins versants sont fortement urbanisés. Cependant, la qualification de bassin versant urbanisé englobe de

très nombreux systèmes hydrologiques où les constructions et les axes routiers ne représentent qu'une partie des surfaces.
Les fonctions de production ont pour objet d'assurer le passage de la pluie brute à la pluie nette.
La pluie brute correspond à la hauteur d'eau précipitée pendant un intervalle de temps pour une averse donnée. La pluie nette correspond à la hauteur d'eau qui commence à ruisseler pendant ce même intervalle de temps. La pluie nette varie en fonction des caractéristiques physiques des surfaces réceptrices et des conditions hydrométriques initiales des sols.



Temps	mn	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96	Total
Cas1	P(mm)								1	2	5	6	8	9	6	3	1	**51**
	Ke %	33																
	Kr(t)%								0	0	0	33	63	78	83	100	100	
	Pnette								0	0	0	2	5	7	5	3	1	**17**
Cas2	P'mm)	1	3	4	2	0	0	0	1	2	5	6	8	9	6	3	1	**61**
	Ke %	54																
	Kr(t) %								0	0	40	66	88	100	100	100	100	
	Pnette	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4	7	9	7	3	1	**33**

Cas 1 : pluies nettes = 33% pluies brutes de l'averse de référence.

Cas 2 : pluies nettes = 54% pluies brutes de l'averse de référence.

Figure 57 : Hyétogrammes de pluies nettes en fonction des conditions initiales.

La part de la pluie qui contribue au ruissellement est conditionnée essentiellement par :

- Les propriétés intrinsèques d'infiltration des sols ;
- Les conditions hydriques initiales du sol qui modifient le potentiel d'infiltration ;
- Les micro-structures de stockage en surface ;
- La pente qui modifie fortement les éléments précédemment cités.

Classiquement, le coefficient d'écoulement k_e correspond au rapport entre la pluie nette et la pluie brute pour la totalité d'une averse. Le coefficient de ruissellement $k_{r(t)}$, à un instant donné, correspond au rapport entre l'intensité de la pluie nette et l'intensité de la pluie brute.
Les interceptions initiales représentent la hauteur de pluie brute minimale pour qu'apparaisse un ruissellement. En effet, l'irrégularité des sols ainsi que la nature de leur couverture sont à l'origine de phénomènes de stockage ou bien d'interceptions. Ces pertes nettes soustraient une quantité parfois non négligeable de la pluie au processus de ruissellement et sont indépendantes des capacités d'infiltration des sols.
Les interceptions initiales peuvent être de deux ordres en milieu urbain :

- Interception par la végétation : il s'agit de la part des précipitations arrêtées par la couverture végétale qui sera évapotranspirée et qui, de ce fait, ne contribue pas au processus de ruissellement ;
- Interception dans les micro-dépressions : il s'agit de la part de l'eau qui reste stockée dans les micro-dépressions des sols. Leur part n'est pas négligeable en milieu urbain, mais elle diminue en fonction de la pente.

La végétation a un effet retardant sur la formation du ruissellement, son absence en milieu urbain dense contribue à accélérer le phénomène de ruissellement. Les micro-dépressions permettent l'interception d'une lame d'eau plus ou moins grande, mais elles n'ont plus d'action limitatrice sur le ruissellement lorsqu'elles sont comblées.

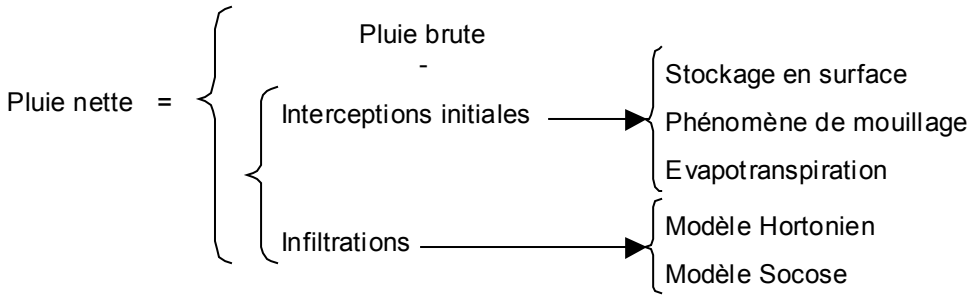


Figure 58 : Passage de la pluie brute à la pluie nette.

Le phénomène de mouillage est souvent associé aux interceptions initiales et il est soumis aux effets de l'évaporation. En règle générale, la lame d'eau correspondant aux interceptions initiales et aux phénomènes de mouillages est d'un ordre de grandeur allant de 0,5 à 2 mm [CREUTIN & al. 1997].
Cette valeur n'est souvent pas négligeable en France. Cependant, sous le climat méditerranéen, les pluies brutes sont très fortes (46 mm en 1h pour la pluie décennale à Nice) et le poids des interceptions devient négligeable.

2.1.1. Fonction de production analytique dite « hortonienne ».

L'infiltration est un phénomène physique qui correspond au transfert de l'eau depuis la surface du sol vers les horizons inférieurs proches, puis vers ceux plus profonds. Au sein des fonctions de production, la notion d'infiltration apparente apparaît plus adaptée puisque le phénomène peut être décomposé en deux processus distincts et successifs : une humectation régie essentiellement par des lois de capillarité et un écoulement vers les horizons profonds régie par les lois de la gravité (loi de Darcy en milieu non-saturé ou saturé).
Les principes physiques qui composent ces processus sont extrêmement complexes. Ils peuvent être approchés par des modèles empiriques. Celui de Horton est très fréquemment utilisé et repose sur de nombreuses expérimentations sur le terrain. Le principe de cette méthode est de maintenir artificiellement une mince pellicule d'eau en surface d'un sol et de mesurer la quantité d'eau $f_{(t)}$ homogène à une vitesse (mm/h) nécessaire pour préserver l'existence de cette pellicule.

Cette capacité apparente d'infiltration $f_{(t)}$ évolue d'après Horton selon l'expression suivante :

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \text{ avec}$$

f_c : capacité d'infiltration limite du sol ;

f_0 : capacité d'infiltration initiale du sol ;

k : constante de temps (positive).

Cette formulation est cohérente avec la loi de Darcy en milieu non-saturé puisque, au départ, la vitesse apparente d'infiltration f_o dépend à la fois du sol et de l'état initial d'humectation. f_o, décroît en fonction du temps exprimé avec le paramètre k et tend vers la perméabilité de Darcy f_c du sol saturé. $J_{(t)}$ est la quantité d'eau entrée dans le sol à un instant t depuis le début de l'expérience où f_o a été mesurée tel que :

$$J(t) = \int_0^t f(t)dt = \int_0^t f_c + (f_o - f_c)e^{-kt}$$

$$J(t) = \left[f_c t\right]_0^t - \frac{f_o - f_c}{k}\left[e^{-kt}\right]_0^t$$

$$J(t) = f_c t + \frac{f_o - f_c}{k}\left(1 - e^{-kt}\right)$$

A titre d'exemple, la figure 59 met en évidence que la fonction $J_{(t)}$ a une asymptote d'abscisse à l'origine $\frac{f_o - f_c}{k}$ = 31,7mm et de pente fc = 0,1 mm/mn, pour un sol donné où f_o=1,66 mm/mn, f_c=0,1 mm/mn et k = 0,069 mn^{-1}.

Cette formule où l'infiltration apparente varie analytiquement en fonction du temps, n'est établie que si l'eau disponible (la pluie dans la nature) n'est pas un facteur limitant. Dans la pratique, il existe une relation entre la vitesse d'infiltration maximale possible à un instant t et la quantité d'eau déjà infiltrée $S_{(t)}$ qui dépend également de l'intensité $i_{(t)}$ des précipitations. Ainsi, la vitesse d'infiltration réelle à un instant t est donc j(t) :

$$j(t) = \min\left[f(S(t)); i(t)\right] \text{ avec } S(t) = \int_0^t j(t)\,dt$$

La figure 59 illustre la partition de la pluie d'intensité $i_{(t)}$ entre l'infiltration $j_{(t)}$ et le ruissellement. On constate que localement (lorsque l'intensité de la pluie est suffisante) la courbe $j_{(t)}$ se confond avec une translatée suivant t de $f_{(t)}$.

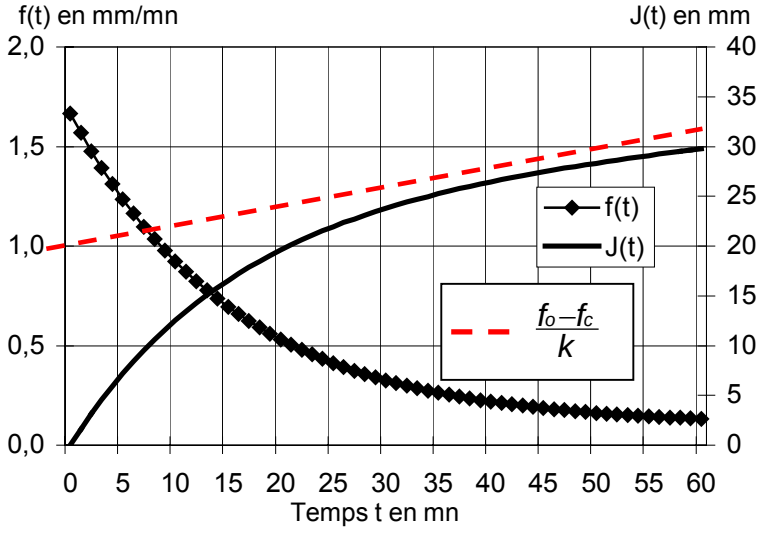


Figure 59 : Evolution en fonction du temps de $f_{(t)}$ et $J_{(t)}$ (avec f_o=2 mm/mn, f_c=0,1 mm/mn et k=0,06 mn^{-1}).

Deux paramètres de la loi de Horton sont caractéristiques du terrain, f_c et k. Le paramètre f_o varie en fonction du terrain, mais aussi de l'état d'humectation initial. Une analyse de la bibliographie [CHOCAT & al. 1997] montre qu'en première approximation k varie entre 0,05 mn^{-1} et 0,1 mn^{-1}. Par défaut, la valeur moyenne admise par DHI Software (Mouse 2000 et 2001) selon laquelle le terme k est de l'ordre de 0,069 mn^{-1} sera retenue. Par contre f_c et f_o varient très largement selon les terrains :

$0<f_c<0,3$ mm/mn

$0<f_o<5$ mm/mn

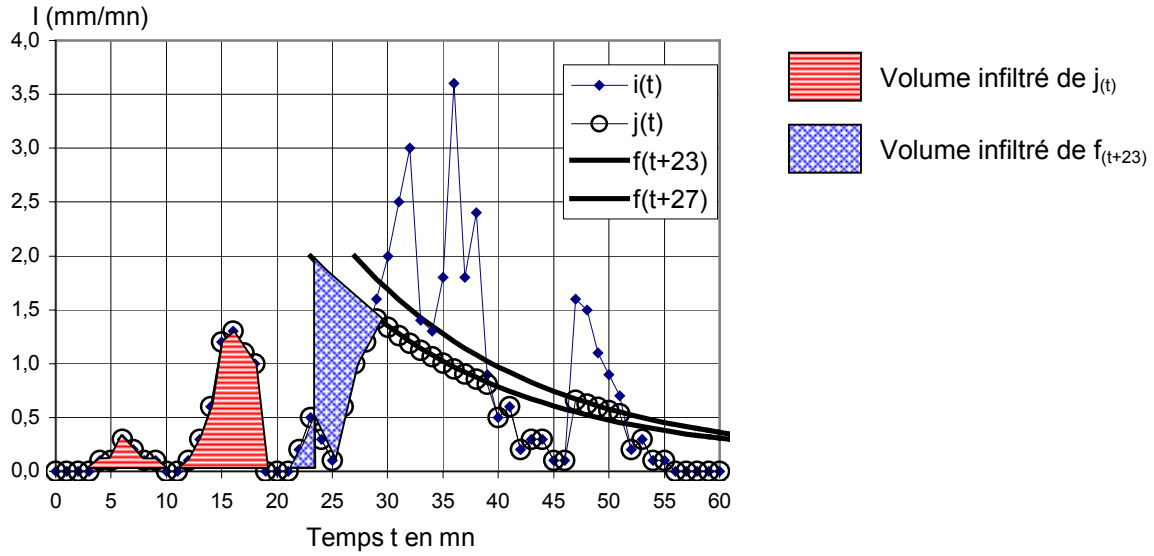
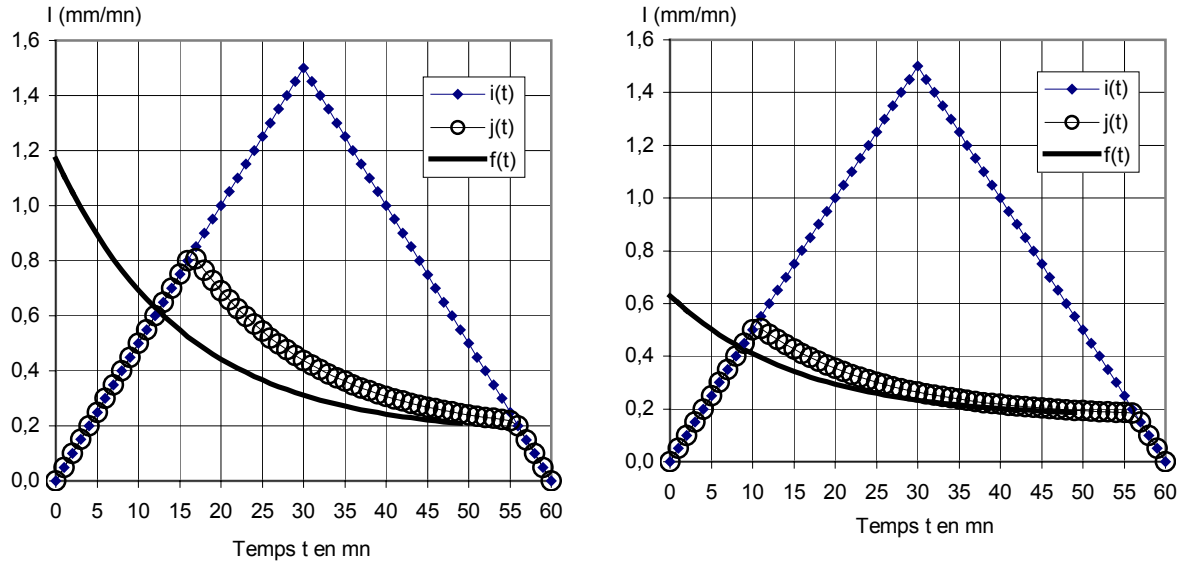


Figure 60 : Evolution de j(t) dans le temps en fonction d'une averse complexe (avec f_o=2 mm/mn, f_c=0,1 mm/mn et k=0,069 mn^{-1}).

Certains auteurs se contentent d'utiliser pour $j_{(t)}$ la fonction $f_{(t)}$ au lieu de $f(S_{(t)})$. Cette approximation est d'autant moins acceptable que les intensités i(t) sont faibles et que le coefficient f_o est fort. Cependant, cette simplification intervient en partie à cause de l'absence de solution analytique à l'expression de $j(S_{(t)})$. Une autre difficulté réside dans l'incertitude sur l'état initial d'humectation et donc sur la valeur de f_o



Averse précédée d'une longue période sèche Averse précédée d'une pluie de 10 mm

Figure 61 : Infiltration d'une averse de 45 mm en une heure.

Sous climat méditerranéen, l'averse horaire décennale qui correspond à une hauteur de lame d'eau d'environ 45 mm, est souvent employée pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement pluvial. Les valeurs de f_o sont plus généralement de l'ordre de 0,8 à 1,7 mm/mn (1,17 en moyenne) et celles de f_c le plus souvent proches de 0,17 mm/mn. Le graphique de la figure 61 permet de voir que sous ces conditions, le fait de confondre volontairement $j_{(t)}$ avec $f_{(t)}$ engendre une surestimation du volume total ruisselé de 18% et de l'intensité maximale ruisselée de 11%. Ces écarts sans être négligeables ne sont cependant pas rédhibitoires. En effet, cette approche va dans le sens de la sécurité et les écarts observés entre les valeurs sont moins importants pour la partie intense de l'averse.
De fait, l'état initial du sol apparaît fondamental dans ce type d'approche : ainsi, pour le même terrain et la même averse mais précédée de quelques heures par une pluie de 10 mm, les écarts entre les deux fonctions $j_{(t)}$ et $f_{(t)}$ tombent à 6% pour les volumes ruisselés et à 2% pour les intensités maximales de ruissellement !

2.1.2. Fonction de production du Soil Conservation Service (S.C.S.).

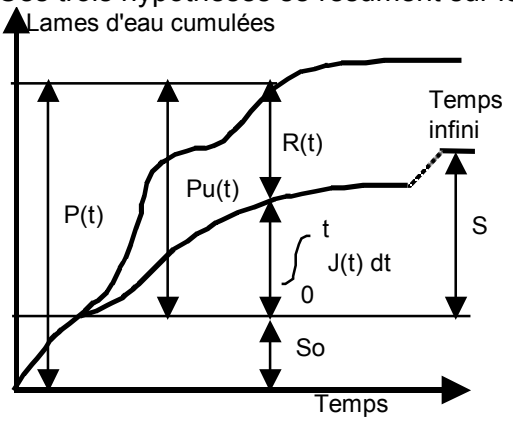
Les difficultés liées à la mise en œuvre des méthodes hortoniennes ont conduit l'U.S. Soil Conservation Service à proposer une fonction de production d'utilisation plus commode. La méthode Socose est en fait un modèle de type « boite noire » dans lequel les équations ne sont qu'assez éloignées des considérations physiques. Cependant, ce modèle assez simple a la vertu de donner des résultats satisfaisants. Cette fonction de production est basée sur quelques hypothèses simplificatrices facilement acceptables :

- 1ère hypothèse : Soit J la capacité d'infiltration : si J tend vers 0 lorsque le temps augmente, alors il existe une lame d'eau maximale infiltrable S : $S = \int_0^\infty J(t)\,dt$. Ceci est compatible avec la loi de Horton : $J_t = J_l + (J_o - J_l)\, e^{-kt}$

  $$\text{si } J_l = 0 \Rightarrow S = \int_0^\infty J_o\, e^{-kt}\, dt = \frac{J_o}{a}.$$

- 2ème hypothèse : Le ruissellement ne peut apparaître qu'après une certaine quantité S_o de pluie interceptée par les végétaux ou servant à remplir les dépressions de la surface du sol. La "pluie utile" est alors la quantité $P_u(t) = P(t) - S_o$ (où $P(t)$ est la quantité totale de pluie tombée entre les intervalles de temps 0 et t).
- 3ème hypothèse : Le rapport du ruissellement $R(t)$ à la pluie utile $Pu(t)$ est égal au rapport de ce qui s'est déjà infiltré $\int_0^t J(t)\,dt$ à ce qui peut s'infiltrer au maximum S. Cette dernière et principale hypothèse reste cependant sans aucun fondement.

Ces trois hypothèses se résument sur le schéma suivant et la mise en équation est donc :



Hypothèse 2 :

$$Pu(t) = R(t) + \int_0^t J(t)\,dt$$

Hypothèse 3 :

$$\int_0^t J(t)\,\frac{dt}{S} = \frac{R(t)}{P_u(t)}$$

En éliminant l'intégrale :

$$R(t) = \frac{P_u(t)^2}{S + P_u(t)} \quad [\text{ si } Pu(t) > 0\ ]$$

Figure 62 : Infiltration et ruissellement instantanés selon la formule du S.C.S. [LABORDE & al. 1997].

Par ailleurs, $P_u(t) = P(t) - S_o$, donc : $R(t) = \frac{[P(t)-S_o]^2}{P(t)-S_o+S}$ [si P (t) > So sinon R (t) = 0]

Tableau 10 : Valeur du paramètre S de la formule du S.C.S. en fonction des modes de culture et de la couverture des sols [LABORDE & al. 1997].

Nature de la végétation	Modes de culture			Permanence du sol couvert			Perméabilité du sol (S en mm)			
	Ordinaire	Courbe de niveau	Terrasse	Sols toujours couverts	Sols parfois couverts	Sols toujours nus	TB	B	F	TF
Jachères	0					0	20	7	4	3
Plantes sarclées	0					0	32	14	6	4
	0			0			46	19	9	5
		0				0	38	17	10	6
		0		0			52	25	12	8
			0			0	48	27	16	12
			0	0			60	35	19	14
Céréales	0					0	52	23	10	6
	0			0			58	25	11	7
		0				0	58	27	12	9
		0		0			64	30	14	10
			0			0	64	32	19	12
			0	0			70	37	19	14
Légumineuses ou prairies temporaires	0					0	49	21	9	5
	0			0			74	32	14	9
		0				0	54	25	11	9
		0		0			86	40	19	11
			0			0	58	30	15	11
			0	0			100	46	23	15
Pâtures ou terres de parcours	0					0	42	17	8	5
	0				0		115	40	17	10
	0			0			175	64	27	15
		0				0	125	45	14	6
		0			0		310	70	25	11
		0		0			490	210	37	17
Prairies permanentes	0			0			255	74	35	19

T : trés, B : bonne, F : faible

Deux caractéristiques sont donc nécessaires : la capacité S totale d'infiltration et l'interception S_O. Les études menées initialement aux U.S.A. puis sur d'autres continents montrent que S_O est assez étroitement lié à S par la relation : $S_O \cong 0{,}2\ S_O$, ce qui donne pour fonction de production du S.C.S. :

$$R(t) = \frac{[P(t)-0{,}2S]^2}{P(t)+0{,}8S} \quad [\text{ si } P(t) > 0{,}2\ S \text{ sinon } R(t) = 0 \text{]} \text{ avec}$$

P (t) : hauteur de pluie tombée entre les instants 0 et t
R (t) : hauteur de pluie ruisselée entre les instants 0 et t (pluie nette)

S : capacité maximale d'infiltration : $\int_0^\infty J_O\, e^{-kt}\, dt = \frac{J_o}{a} = S$

Cette formule semble être assez bien représentative de ce qui se passe dans la nature. Un seul paramètre S sert au calage du modèle. S est donc fonction de la nature du sol (géologie), de son couvert végétal et de son état d'humectation initial.

En fait, il peut être intéressant d'utiliser cette fonction de répartition dans les conditions de saturation des sols (conditions III du tableau ci-dessous). Deux autres cas sont cités par les auteurs de la méthode :

- Conditions I : optimales pour l'infiltration (sol initialement sec) ;
- Conditions II : conditions de calcul de la crue annuelle.

Ces trois conditions diffèrent par l'état d'humectation du sol donc des pluies antérieures. Une classification est proposée :

Tableau 11 : Définition de l'état initial d'humectation des sols [LABORDE & al. 1997].

Hauteur H de pluie (mm) sur les 5 jours antérieurs	**Base annuelle**	**Base saisonnière**	
		Période de végétation	**Période hivernale**
Conditions I	H < 12,5	H < 35	H < 12,5
Conditions II	12,5 < H < 37,5	35 < H < 53	12,5 < H < 27,5
Conditions III	H > 37,5	H > 53	H > 27,5

Les relations entre les valeurs de S dans ces trois conditions sont :

$$S_I \approx 2{,}5\ S_{II} \qquad \text{et} \qquad S_{III} \approx 0{,}11\ S_{II}^{1{,}2}$$

A titre d'exemple, voici une comparaison des infiltrations pour une averse triangulaire en utilisant la loi de Horton (avec j_c=0) et la fonction de production du S.C.S. assurant le même volume ruisselé. Les résultats sont très voisins.

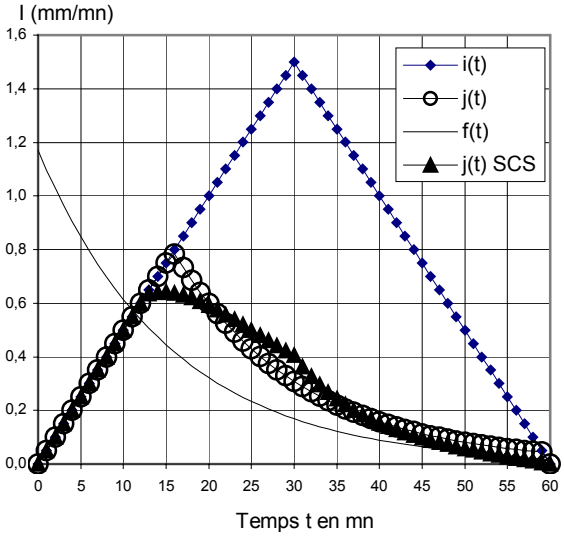


Figure 63 : Evolution de l'infiltration instantanée (méthode du S.C.S. et hortonienne).

2.1.3. Coefficients de ruissellement.

En milieu urbain, les surfaces imperméabilisées représentent une forte proportion de l'espace (pour lesquelles l'intensité du ruissellement est égale à l'intensité de la pluie). Sur les surfaces non imperméabilisées, le ruissellement est plus faible et souvent négligeable. De plus, les surfaces non imperméabilisées sont mal raccordées aux réseaux d'assainissement et les volumes qui pourraient ruisseler intègrent le réseau avec un fort déphasage dans le temps. Aussi, les aménageurs admettent généralement en milieu urbain que le rapport entre l'intensité de la pluie nette et l'intensité de la pluie brute est un terme constant, caractérisé par un coefficient de ruissellement (C_r). En première approximation, ce coefficient peut être confondu avec le taux d'imperméabilisation.

Cette simplification est d'autant plus acceptable que l'imperméabilisation est forte. Par contre dans les zones résidentielles, le ruissellement des surfaces « naturelles » est plus difficilement négligeable.

$$Cr = \frac{Surface\ imperméabilisée}{Surface\ totale}$$

Le tableau suivant indique les valeurs couramment rencontrées pour C_r.

Tableau 12 : Coefficients de ruissellement en fonction des types de surface en milieu urbain [BOURRIER 1985].

Types de surface	Valeurs du Coefficient de ruissellement
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	De 0,60 à 0,70
Habitations moins denses	De 0,40 à 0,50
Habitations quartiers résidentiels	De 0,20 à 0,30
Pavages à larges joints	0,60
Voies en macadam	0,35
Allées en graviers	0,20
Surfaces boisées	0,05

Certains auteurs proposent d'appliquer un coefficient de ruissellement par type de sol, d'occupation et de pente. Le coefficient de ruissellement moyen est alors composé en pondérant par les surfaces affectées. Le tableau suivant indique ces coefficients.

Tableau 13 : Coefficients de ruissellement pour différentes conditions géographiques [MALLANTS & FEYEN 1990].

Utilisation du sol	Pente %	Sable	Loam sableux	Limon	Limon argilo-sableux	Limon argileux	Argile limoneuse	Argile	Imperméable
Forêt	**<0,5**	0,03	0,10	0,20	0,23	0,30	0,37	0,40	1
	0,5-5	0,12	0,15	0,22	0,25	0,32	0,40	0,45	1
	5-10	0,23	0,25	0,27	0,29	0,35	0,44	0,50	1
	>10	0,28	0,30	0,40	0,43	0,50	0,57	0,60	1
Herbe	**<0,5**	0,03	0,10	0,20	0,23	0,30	0,37	0,40	1
	0,5-5	0,07	0,12	0,21	0,24	0,32	0,40	0,45	1
	5-10	0,15	0,16	0,23	0,27	0,36	0,48	0,55	1
	>10	0,20	0,22	0,29	0,33	0,42	0,53	0,60	1
Cultures	**<0,5**	0,23	0.30	0,40	0,43	0,50	0,57	0,60	1
	0,5-5	0,27	0,34	0,44	0,47	0,54	0,61	0,64	1
	5-10	0,33	0,40	0,50	0,53	0,60	0,67	0,70	1
	>10	0,45	0,52	0,62	0,65	0,72	0,79	0,82	1
Sol nu	**<0,5**	0,33	0,40	0,50	0,53	0,60	0,67	0,70	1
	0,5-5	0,37	0,44	0,54	0,57	0,64	0,71	0,74	1
	5-10	0,43	0,50	0,60	0,63	0,70	0,77	0,80	1
	>10	0,55	0,62	0,72	0,75	0,82	0,89	0,92	1

Certaines améliorations ont été tentées en introduisant le fait que le coefficient de ruissellement peut varier non seulement avec le pourcentage de la surface imperméabilisée, mais aussi avec le temps depuis le début de l'averse.

$$Cr(t)=\frac{0,98t}{4,53+t}P+\frac{0,78t}{31,17+t}(1-p) \text{ avec}$$

t : temps écoulé depuis le début de l'averse (en mn) ;
P : pourcentage des surfaces imperméables.

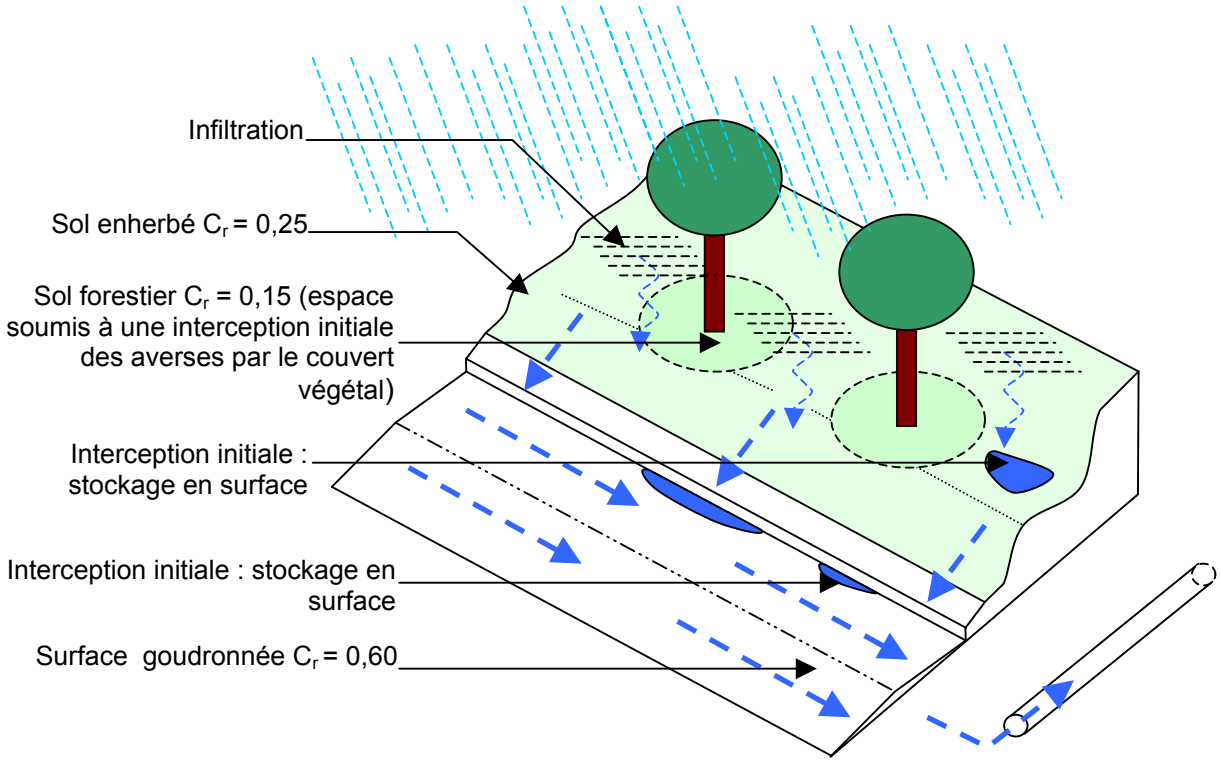


Figure 64 : Exemples d'attribution des valeurs des coefficients de ruissellement en fonction des différents types de surface.

La figure 65 montre clairement que le coefficient de ruissellement en fin d'averse peut largement dépasser le coefficient d'imperméabilisation. L'inconvénient de cette approche est qu'elle ne tient pas compte de la nature du hyétogramme.

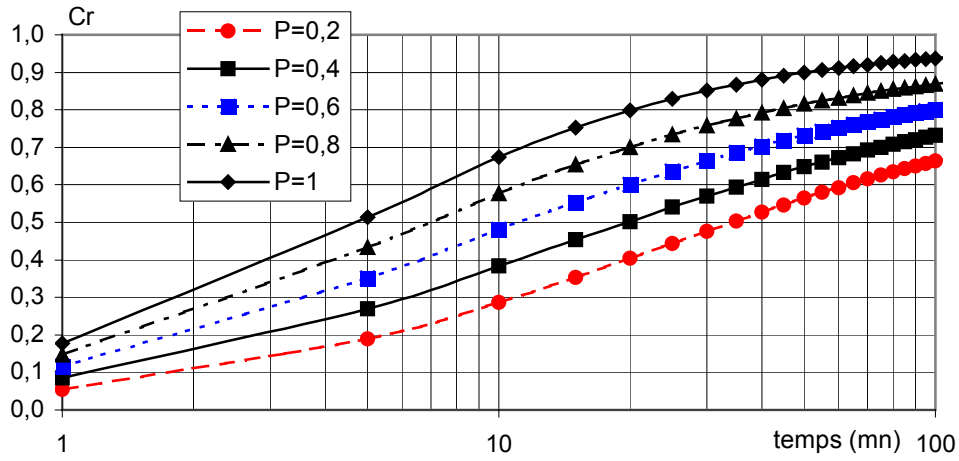


Figure 65 : Evolution du coefficient de ruissellement en fonction de la durée des averses.

La multiplicité des démarches envisageables montre qu'elles sont toutes imparfaites ou plutôt adaptées à des cas de figure bien précis. Aucune fonction de production ne permet de répondre correctement à tous les cas de figure.

- *Pour le ruissellement sur des sols « naturels », il paraît préférable d'adopter des démarches de type hortonienne ;*
- *En milieu fortement urbanisé, la notion simple de coefficient de ruissellement constant est acceptable.*

Les erreurs d'estimation sur les fonctions de production, en l'absence d'information sur les couples de données pluies-débits, peuvent être importantes (de l'ordre de 10 à 30%). Ces erreurs peuvent être de deux ordres :

- *Mauvaise attribution des propriétés des sols et de leur état hydrique ;*
- *Mauvaise procédure de caractérisation des types de sol dans l'espace.*

L'usage de coefficients de ruissellement est plus adapté à des simulations portant sur un seul événement pluviométrique pour lequel la durée de la période sèche précédant celui-ci est connue.
Au contraire, l'utilisation de fonctions d'infiltration et d'interception initiales permet de modéliser les fonctions de production pour des événements complexes ou bien pour de longues séries de données.

Plusieurs études récentes ont montré que les concepts d'interception initiale et de coefficient de ruissellement (fonction dérivée de la pente) ne sont pas adaptés aux pluies courantes. En effet, ces deux éléments semblent varier de façon sensible en fonction des conditions initiales (durée de période sèche). Le calage de la valeur de la hauteur de la lame d'eau des pertes initiales est particulièrement ardu [BERTHIER & al. 2001].

La répartition des surfaces imperméabilisées s'organise en fonction des dynamiques spatiales d'extension des villes, ce qui aboutit en général à une décroissance des surfaces imperméabilisées du centre vers les zones périphériques.

2.2. Fonction de transfert.

La transformation d'une averse en une crue est une opération complexe à modéliser. La fonction de transfert caractérise le passage de la lame de pluie nette résultant de la fonction de production en débit. Les variations des débits dans le temps sont synthétisées graphiquement par un hydrogramme. Mesuré ou estimé à l'exutoire, l'hydrogramme correspond au signal de sortie du système (bassin versant) et donc à la déformation du signal d'entrée (la pluie).
La définition du terme composé « bassin versant » est la suivante :
Etant donné un réseau d'évacuation des eaux pluviales, naturel et/ou artificiel, enterré et/ou de surface, on appelle bassin versant l'ensemble constitué par ce réseau et les surfaces qui potentiellement contribuent à l'alimentation de ce réseau, par ruissellement de surface des eaux d'origine météorique [CHOCAT & al. 1997].

L'allure de l'hydrogramme traduit les conditions du ruissellement en surface et ses phases de concentration. La dynamique de ce système repose sur un certain nombre de paramètres :

- Surface ;
- Périmètre ;
- Plus grande longueur de talweg ;
- Pente.

Chaque bassin versant est unique et possède sa propre forme, mais la connaissance des paramètres précédemment cités permet d'opérer une classification.

2.2.1. Hydrogramme de crue.

L'hydrogramme est la fonction qui représente l'évolution du débit en fonction du temps. De manière expérimentale, ce type de courbe est obtenu après enregistrement des débits par un appareil de mesure (limnigraphe qui enregistre les hauteurs en fonction du temps, courbe de tarage qui lie les hauteurs aux débits, etc.).
Pendant une crue, les débits sont classiquement considérés de deux origines :

- Le débit de base qui est la part du débit provenant de la vidange des nappes ;
- Le débit de ruissellement pur qui est le résultat d'une ou plusieurs averses.

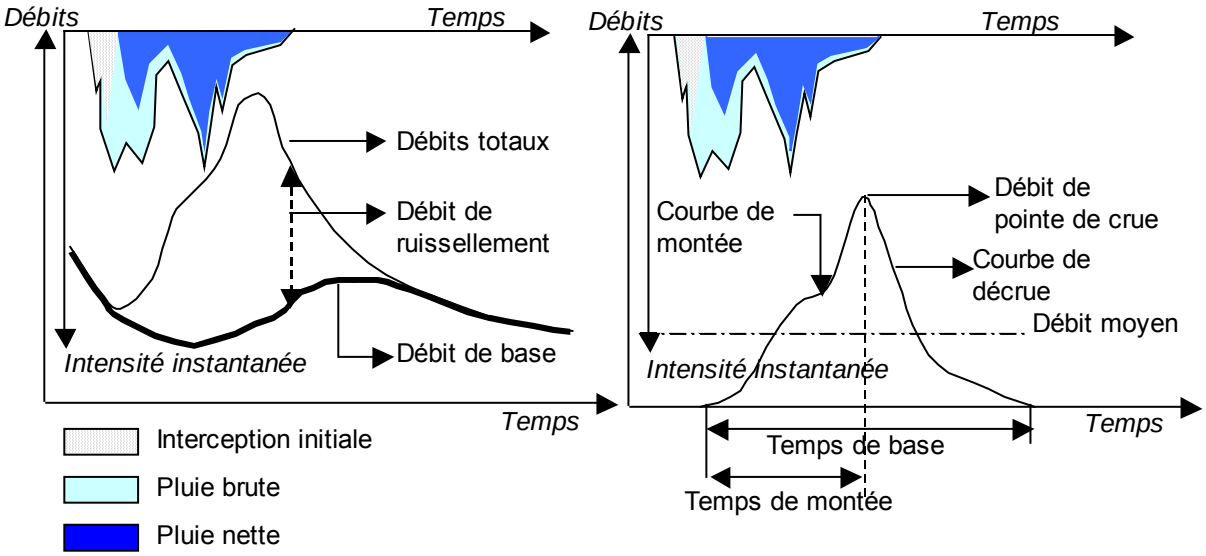


Figure 66 : Définition des hydrogrammes de crue.

La fonction de transfert a pour but de passer des pluies nettes au débit de ruissellement, ce qui justifie que l'on ne s'intéresse qu'à l'hydrogramme de ruissellement pur. Cette séparation des écoulements est inutile en hydrologie urbaine puisque le débit de base est nul ou négligeable.
La lecture de cette courbe permet d'obtenir un nombre important d'informations :

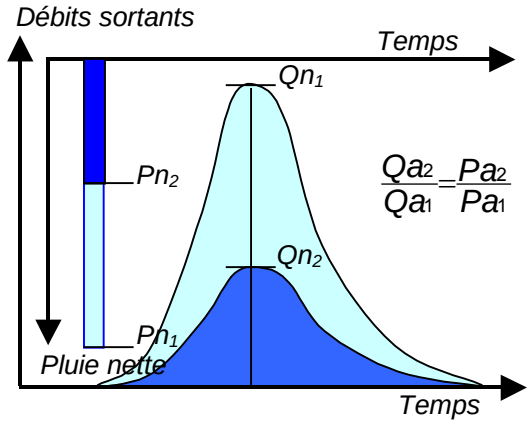
- Temps de base : temps pendant lequel les débits sont supérieurs au débit habituel, valable pour les cours d'eau permanents ou les réseaux unitaires dans lesquels il est possible de mesurer un hydrogramme de temps sec ;
- Temps de montée : temps entre le début de la montée des débits jusqu'au maximum ;
- Débit de pointe : débit maximum de la crue ;
- Volume des apports : intégrale du débit par le temps ;
- Débit moyen ;
- …

2.2.2. Modèle de l'Hydrogramme Unitaire (H.U.).

Le modèle de l'hydrogramme unitaire, conceptualisé par SHERMAN en 1932, repose sur l'observation de la réponse d'un système hydrologique à une pluie de durée très courte (impulsion) par rapport à son temps de concentration [CHOCAT & al. 1997]. Le signal d'entrée dans le système « hydrologique » est donc une averse unitaire, le signal de sortie correspond à un hydrogramme unitaire. Sur ce principe, la réponse à un signal d'entrée complexe peut être obtenue en décomposant l'entrée en un ensemble de formes simples, puis en calculant la réponse du système à chacune de ces formes simples et enfin en sommant ces réponses.

2.2.2.1. Principe général.

Lorsque la durée de la pluie nette tend vers zéro, on constate que le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement tend vers une limite non nulle t_c, indépendante du volume (ou de l'intensité) de la pluie nette. Par ailleurs, la forme de l'hydrogramme de crue est indépendante des hauteurs de pluie nette : les hydrogrammes se déduisent les uns des autres par une affinité de même rapport que les hauteurs de pluie nette.



Une averse unitaire peut donc être définie comme une averse de pluie nette de durée très courte (en général inférieure à $t_c/10$). La crue qui en résulte est dite crue unitaire.
La forme de l'hydrogramme ne change pas d'une crue unitaire à une autre. Les débits peuvent ainsi être normalisés par rapport au volume de la crue. Ce principe définit l'hydrogramme unitaire q(t) :

$$q(t)=\frac{Q(t)}{\int_0^{tc} Q(t)}=\frac{Q(t)}{Volume\,de\,la\,crue}$$

Q(t) est l'hydrogramme d'une crue unitaire.
q(t) s'exprime comme l'inverse d'un temps.

Figure 67 : Averse unitaire et hydrogramme unitaire.

L'hydrogramme unitaire est une caractéristique intrinsèque du bassin, indépendant de l'intensité des précipitations, de l'état initial du réseau et du sol….
Selon cette hypothèse, l'hydrogramme d'une crue complexe (non unitaire) peut être recomposé en découpant la pluie nette suivant des intervalles de temps assez petits pour l'assimiler à une succession de pluies unitaires. Dans un vocabulaire d'ordre plus général, une averse unitaire donnant 1 m^3 de ruissellement est une impulsion et l'hydrogramme unitaire q(t) est la réponse impulsionnelle.

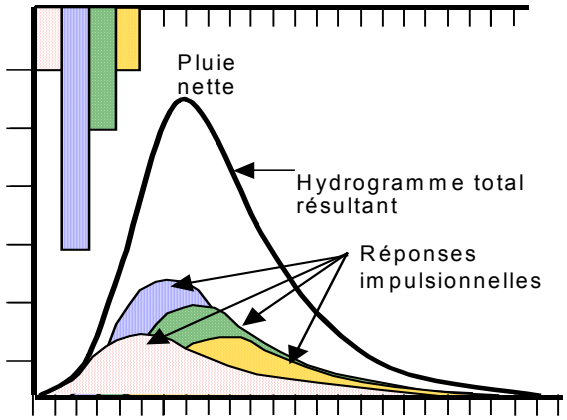


Figure 68 : Hydrogrammes impulsionnels résultant d'un bassin à une averse donnée [LABORDE & al. 1997].

La fonction de transfert « hydrogramme unitaire » est donc un produit de convolution avec pour signal d'entrée l'intensité de la pluie nette r(t) et pour noyau de convolution l'H.U. q(t) :

$$Q(t) = S \int_0^{t_c} q(\tau).\, r(t-\tau)\, d\tau$$

r(t-τ) : intensité de la pluie nette à l'instant (t-τ) ;
S : surface du bassin versant.

2.2.2.2. Identification de l'H.U..

En milieu urbain, les hydrogrammes unitaires ne sont que très rarement établis d'après des observations de débit de crue. La pratique est donc d'identifier cet hydrogramme q(t) par des méthodes indirectes. Plusieurs approches ont été élaborées et reposent sur un nombre variable de paramètres plus ou moins facilement déterminables.

Tableau 14 : Formules de calcul des temps de concentration des bassins versants.

Types	Formules	Conditions	Paramètres
PASSINI	$t_c = 0{,}108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}}$	Grands bassins	
Formule du Service Routier de Californie	$t_c = 3{,}98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0{,}77}$	Adaptée aux zones allongées	
	$t_c = 4 \left(\frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{4}}$	Adaptée aux zones non allongées	
NASH	$t_c = 29{,}6 \left(\frac{S}{\sqrt{I}} \right)^{0{,}3}$	Surestime les valeurs de t_c si 1<S<10 km²	t_c : temps de concentration en minute ; S : surface du bassin versant (hectares) ; L : longueur du plus long parcours de l'eau (m) ; I : pente (m/m).
VENTURA	$t_c = 0{,}763 \left(\frac{S}{I} \right)^{0{,}5}$		
KIRPICH	$t_c = 0{,}01947 \times L^{0{,}77} \times I^{-0{,}385}$		

Parmi ces paramètres, le temps de concentration (t_c) tient une place prépondérante et associe généralement les caractéristiques de formes des bassins versants aux temps de parcours des eaux de ruissellement. Le temps de concentration correspond au temps de ruissellement (en surface et/ou en réseau) d'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire d'un bassin versant et allant jusqu'à celui-ci. Ce concept est attribué à l'ingénieur Thomas J.Mulvanay qui l'énonça en 1851. Cette valeur, dont la dimension est un

temps, peut être soit approchée par des formules empiriques, soit calculée à partir de mesures réalisées sur le terrain (par le biais d'hydrogrammes expérimentaux). Différentes formules permettent de définir la valeur de t_c. Les plus couramment utilisées sont celles de NASH, VENTURA, KIRPICH, PASSINI, et du Service Routier de Californie.

Parmi les paramètres employés pour définir t_c, la pente hydrologique moyenne (I) caractérise les vitesses d'écoulement des réseaux de drainage. Selon CAQUOT, la pente moyenne est, nécessairement d'un point de vue hydraulique, celle du cheminement le plus long jusqu'à l'exutoire.

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$$

Le cheminement est découpé en tronçons notés k, de pente constante Ik et de longueur Lk.

2.2.3. Méthode rationnelle (ou méthode des courbes isochrones).

La décomposition du bassin versant en courbes isochrones revient à évaluer en tout point le temps de transfert à l'exutoire. Pour effectuer ce découpage, l'aménageur doit être en mesure de calculer les temps de ruissellement en surface (t_s) et les temps d'écoulement dans les chenaux naturels ou les réseaux artificiels (les canalisations).

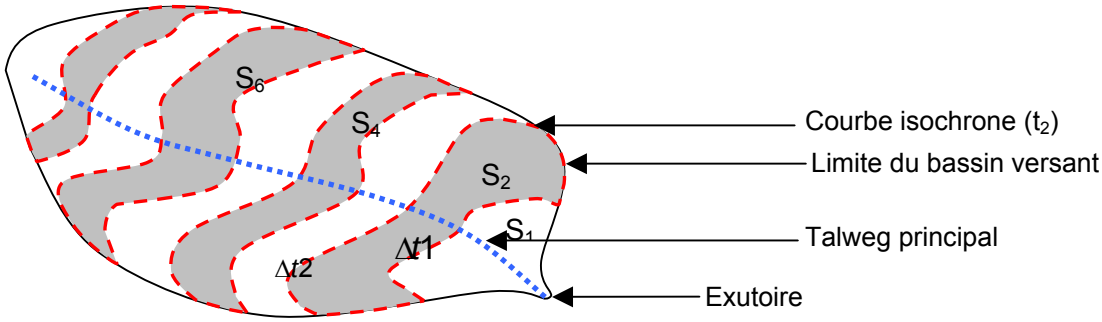


Figure 69 : Bassin versant décomposé en 9 sous-bassins délimités par des courbes isochrones t_i.

Le processus de ruissellement s'articule autour de trois phases successives :

- Le ruissellement diffus est la première phase du ruissellement. Il est constitué de minces filets d'eau s'écoulant de manière désordonnée dans le sens de la pente, mais à faible vitesse ;
- Le ruissellement en rigoles est la première phase de la concentration du ruissellement diffus. La vitesse de l'eau augmente et son pouvoir érosif s'accentue. En milieu urbain dense, cette phase se déroule dans le réseau hydraulique secondaire ;
- Le ruissellement concentré se produit par la confluence de plusieurs rigoles. La vitesse de l'écoulement augmente encore et suffit à générer des forces capables de creuser davantage le lit du cours d'eau. En milieu urbain dense, cette phase se déroule dans le réseau hydraulique principal.

La définition des courbes isochrones impose donc de calculer (selon les configurations du terrain) la durée du ruissellement en surface t_s et la durée du transfert dans les réseaux t_{ct} (naturels ou artificiels).

La valeur de t_s peut être calculée d'après la formule de Terstriep [TERSTRIEP & STALL 1969] :

$$t_s = 1{,}92\ L^{0{,}32}\ i^{-0{,}64}\ I^{-0{,}45}$$ avec :

t_s : temps d'écoulement superficiel (min) ;
L : plus long chemin hydraulique (m) ;
i : intensité de l'évènement retenu (mm/h) ;
I : pente du bassin versant (m/m).

La vitesse de transfert du ruissellement concentré (réseaux) est classiquement approchée par la formule de STRICKLER :

$$V_{ct} = k_{ct} \times R_{ct}^{2/3} \times I_{ct}^{1/2} \text{ avec } 0{,}1 \leq V \leq 2 \text{ m s}^{-1}$$

k_{ct} : coefficient de STRICKLER (dépendant de la rugosité de la section d'écoulement);
R_{ct} : rayon hydraulique (section mouillée /périmètre mouillé) ;
I_{ct} : pente du segment (m/m).

La valeur de k_{ct} peut être approchée d'après la valeur du coefficient de ruissellement (C_r) du bassin étudié :

$$K_{ct} = 50\ C_r + 10$$

La valeur de t_{ct} est alors naturellement déterminée d'après :

$$t_{ct} = \frac{d_{ct}}{V_{ct}}$$

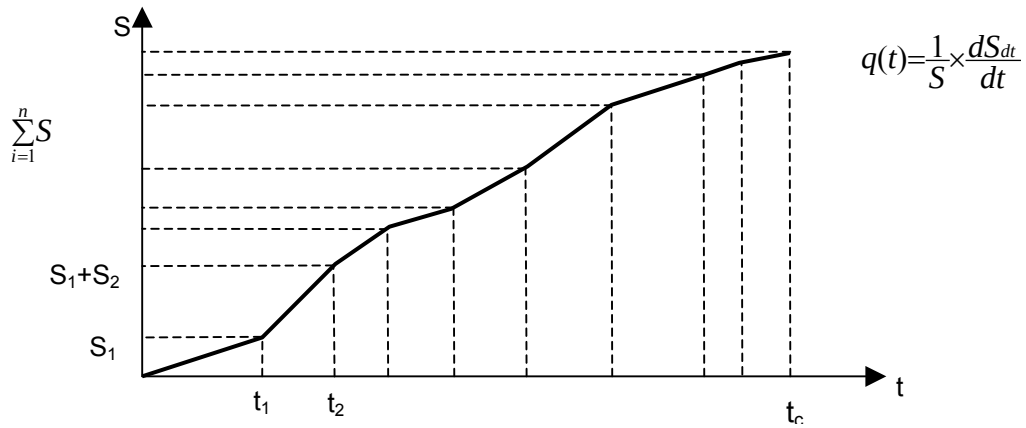


Figure 70 : Diagramme de l'évolution de la surface contributive constituant le débit à l'exutoire d'un bassin versant en fonction de Δt .

La détermination des courbes isochrones est particulièrement délicate. De plus, cette méthode suppose que les temps de transfert sont indépendants des débits transités. L'hypothèse selon laquelle la vitesse d'écoulement est constante n'est jamais vérifiée et le découpage en fonction des courbes isochrones est le plus souvent fonction de l'homogénéité de la répartition des coefficients de ruissellement et donc indirectement des pentes. De ce fait, le pas de temps qui sépare les courbes isochrones n'est pas réellement stable.

2.2.4. Méthode superficielle (méthode de CAQUOT).

La méthode de CAQUOT a été développée sur la base de la méthode rationnelle, au cours des années 40, par un ingénieur du corps des Ponts et Chaussées. Cette méthode a fait l'objet d'une circulaire ministérielle en 1949 [MINISTERE 1949]. et a été modifiée par le biais de l'INST 77-284 [MINISTERES 1977]. Cette méthode est actuellement fréquemment employée par de nombreux bureaux d'études et collectivités territoriales. La méthode de CAQUOT représente une évolution par rapport à la méthode rationnelle en évitant d'être limitée par l'estimation des temps de concentration d'une part et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant et dans les canalisations d'autre part [DEUTSCH & TASSIN 2002].

2.2.4.1. Hypothèses retenues par la méthode superficielle.

La méthode superficielle repose essentiellement sur deux hypothèses. La première est que la relation entre le débit et la pluie est linéaire c'est-à-dire le débit de pointe est proportionnel au volume des pluies précipitées. La seconde hypothèse concerne les conditions de stockage de l'eau dans les réseaux. Le volume stocké est proportionnel au débit de pointe et l'amortissement des écoulements dans le réseau est approché si l'intensité maximale des pluies se produit au début de l'averse.

$$V=f_{ac} \text{ alpha } H.C.A$$

avec
V : volume déversé (m^3) ;
H : hauteur totale précipitée (mm) ;
Alpha : coefficient d'abattement spatial des pluies (addimensionnel) ;
C : coefficient de ruissellement ($C=C_{imp}$) ;
A : superficie du bassin versant (ha) ;
f_{ac} : facteur multiplicatif lié aux unités (10) ;

Ce volume précipité correspond à la somme du volume écoulé pendant le même temps (V_1) et du volume d'eau non parvenu à l'exutoire, c'est à dire stocké sur les toitures, rues, caniveaux ou canalisations (V_2).

Le volume précipité (V_p) correspond à la somme du volume écoulé pendant le même temps (V_e) et du volume d'eau non parvenu à l'exutoire (V_s : volume ponctuellement stocké dans les éléments du bassin versant).

$$V_p = V_e + V_s \quad \text{avec :} \quad V_e = f'_{ac}\overline{Q}t_p = f'_{ac}\beta Q_p t_p$$

$$\text{et :} \quad V_s = f''_{ac}\delta Q_p t_c$$

Q : débit moyen écoulé donné en m^3/s ;
Q_p : débit de pointe donné en m^3/s ;
V_e : volume écoulé donné en m^3 ;
V_s : volume stocké donné en m^3 ;
t_p : temps écoulé entre le début et le débit de pointe de l'averse donné en minute ;
t_c : temps de concentration du bassin versant étudié donné en minute ;
β : paramètre sans unité ;
δ : paramètre sans unité ;
f'_{ac} : facteur multiplicatif lié aux unités (ici 60 en référence à la minute).
f''_{ac} : facteur multiplicatif lié aux unités (ici 60 en référence à la minute).

Ainsi : $$V_p = f'_{ac}\beta Q_p t_p + f''_{ac}\delta Q_p t_c$$

Afin de prendre une marge de sécurité suffisante, la valeur donnée à t_p est souvent supérieure à celle de t_c. Le débit de pointe est approché par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{1}{6}\frac{\alpha}{\beta+\delta} C \frac{H}{t_c} \text{ avec :}$$

$$\frac{H}{t_c} = (i_{tc}) = a t_c^b$$

a, b : paramètres de MONTANA ;
i_{tc} : intensité de la pluie sur t_c (mm/mn) ;
t : durée en mn ;

Le temps de concentration est approché par la formule empirique suivante :

$$t_c = \mu(E) I^c A^d Q_p^f$$

u : paramètre sans unité ;
A : surface du bassin (km²) ;
I : pente hydrologique (m/m) ;
E : coefficient d'allongement du bassin versant.

La géométrie du bassin est représentée par un coefficient d'allongement tel que :

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

L : longueur du plus long parcours hydrologique.

La formule de CAQUOT aboutit alors à une équation de type :

$$Q_p = k \,.\, C^n \,.\, I^m \,.\, A^p \qquad \text{où}$$

$$Q_p = \left[\frac{a\mu(E)^b}{6(\beta+\delta)}\right]^{\frac{1}{1-bf}} C^{\frac{1}{1-bf}} I^{\frac{cb}{1-bf}} A^{\frac{1-\varepsilon+db}{1-bf}}$$

C : coefficient de ruissellement.

2.2.4.2. Définition des paramètres de la méthode de CAQUOT.

L'expérimentation de la méthode de CAQUOT et la réalisation de l'INST 77-284 amèneront un certain nombre de changements. Ces modifications portent d'une part sur les paramètres β (du terme $\beta Q_p t_p$ qui permet de calculer le volume écoulé à l'exutoire) et δ (du terme $\delta Q_p t_c$ qui permet de calculer le volume écoulé stocké).

Tableau 15 : Modifications des valeurs des paramètres des volumes écoulés et stockés dans la formule de CAQUOT.

Paramètres	Valeur d'origine	Modifications INST 77-284
β	0,85	$\beta + \delta$ =1,1
δ	1	

Tableau 16 : Modifications des valeurs des paramètres se rapportant aux bassins versants dans la formule de CAQUOT.

Paramètres	Valeurs définies par l'INST 77-284	Valeurs définies par la CG 1333	Valeurs définies par DESBORDES
µ	0,500	0,917 (1/1,09)	0,650
c	-0,410	-0,636	-0,410
d	0,507	0,367	0,507
f	-0,287	-0,200	-0,287

Le paramètre μ du coefficient d'allongement peut varier en fonction de la forme du bassin versant (tab. 17).

Tableau 17 : Différentes valeurs du coefficient correctif du terme relatif à l'allongement des bassins versants dans la formule de CAQUOT.

Valeur de E	Valeur du terme correctif
$E=\frac{L}{\sqrt{A}}$ =2	μ =0,5
$E=\frac{L}{\sqrt{A}}\neq 2$ selon INST 77-284	$m=\left(\frac{E}{2}\right)^{\frac{0,84b}{1-bf}}$ selon INST 77-284
$E=\frac{L}{\sqrt{A}}\neq 2$	$m=\left(\frac{E}{2}\right)^{0,7b}$ DESBORDES 1984
m est un coefficient correcteur appliqué aux débits	

Les intensités de pluie sont définies par les paramètres a et b de la loi de MONTANA dont les valeurs diffèrent en France selon le découpage en trois zones géographiques homogènes.

Tableau 18 : Différentes valeurs de ε (méthode superficielle).

Valeur de ε selon :			
INST 77-284	**CAQUOT**	**KOCK**	**Formule de BURKLI**
0,05	0,178	0,1	0,125< ε <0,25

Cette méthode prévoit que les bassins sont homogènes. Si ce n'est pas le cas, le bassin versant doit être découpé en sous-bassins homogènes. La méthode de CAQUOT peut être appliquée à un ensemble de bassins. Deux cas de figure peuvent se présenter pour le calcul des débits de pointe : les bassins sont en série ou alors en parallèle.

Les bassins en série : Deux bassins sont dits en série lorsque l'exutoire du bassin situé en amont constitue le point d'entrée du bassin situé en aval.

Tableau 19 : Formulation des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en série.

Paramètres	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	E_{eq}
Formule	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}}\right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$

Les bassins en parallèle : Deux bassins sont dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers un même bassin versant situé plus en aval.

Tableau 20 : Formulation des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en parallèle (le terme (1) de l'INST 77-284 a été remplacé par le terme (2)).

Paramètres	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	E_{eq}
Formule	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Qp_j}{\sum Qp_j}$	$\frac{L(Qp_j \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$ (1) $\frac{L(t_c \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$ (2)

Des limites d'application existent aussi en fonction des éléments physiques du bassin versant. Ainsi, cette méthode ne peut être appliquée pour des bassins dont :

- La surface est supérieure à 200 hectares ;
- Les pentes sont inférieures à 0,1% ou bien supérieures à 5% ;
- Le coefficient d'imperméabilisation est inférieur à 20%.

2.2.5. Méthodes à réservoirs.

Le modèle à réservoirs permet la transformation des pluies en débit. Le système est assimilé à un ensemble de réservoirs débitant les uns dans les autres. Le modèle à réservoirs est assimilable à une sous-classe des modèles filtres.

$$\frac{dVs}{dt} = Qe(t) - Qs(t)$$
$$Vs(t) = F\left(Qe(t), Qs(t), t\right)$$

La loi de stockage dépend de la vidange du bassin, elle-même fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

2.2.5.1. Principes des modèles à réservoirs linéaires.

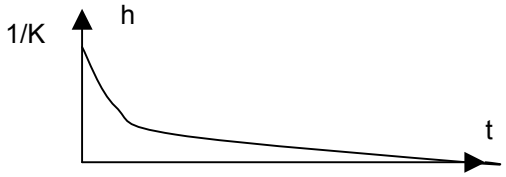
Le modèle à réservoirs linéaires est une fonction de transfert qui permet de transformer un hydrogramme de pluie nette en hydrogramme à l'exutoire.

K : temps de réponse ;
Qe : débit de pluie nette ;
Qs : débit à l'exutoire ;
Vs(t) : volume stocké dans le bassin versant.

$$\frac{dVs}{dt} = Qe(t) - Qs(t)$$
$$Vs(t) = K.Qs(t)$$

Si l'on admet que le système est linéaire stationnaire, non spatialement distribué, le modèle se présente sous une forme simplifiée :

Qs(t) : débit initial ;
h(t) : hydrogramme unitaire instantané.



$$K.\frac{dQs}{dt} = Qe(t) - Qs(t)$$
$$Qs(t) = \frac{1}{k}\int Qe(\tau).e^{-\frac{t-\tau}{k}}.d\tau + Qs(0)$$
$$h(t) = \frac{1}{K}e^{-\frac{t}{K}}$$

L'hydrogramme unitaire instantané h(t) est une réponse du modèle à une impulsion unitaire courte : distribution de Dirac**.** Sous cette forme, h(t) est maximal pour t=0.

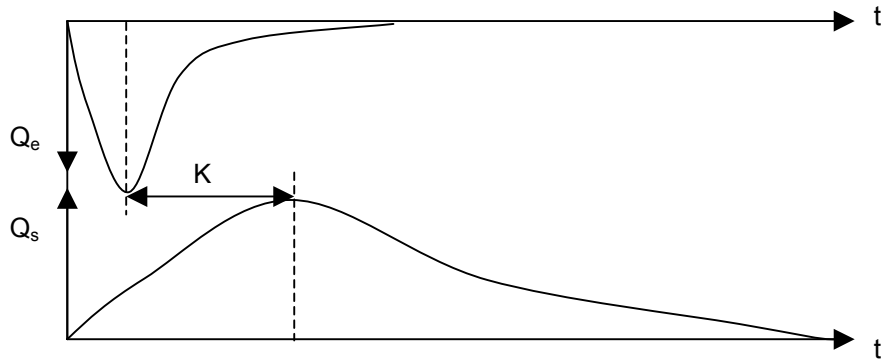


Figure 71 : Hydrogramme de pluie nette et hydrogramme instantané.

K correspond au temps de décalage entre Qe max et Qs max. L'amortissement et le décalage sont donc dus au même paramètre. Dans ces conditions, si K tend vers l'infini, le décalage et l'amortissement aussi. Cette notion de l'hydrogramme unitaire impose que le temps de base est infini.

Le fonctionnement de ce modèle peut se résumer en trois points :

- Générateur de signaux numériques (dont le nombre est à peu près égal au nombre de signaux observés) ;
- Hydrogramme instantané déduit d'un processus mécaniste de translation simple (vitesse constante) ;
- Surface de contribution des bassins décroissant exponentiellement en fonction de la distance. En effet, la largeur (Lx) d'une bande isochrone est fonction de x (distance à l'exutoire).

$$L(x) = \frac{1}{K}.e^{-\frac{x}{K}}$$

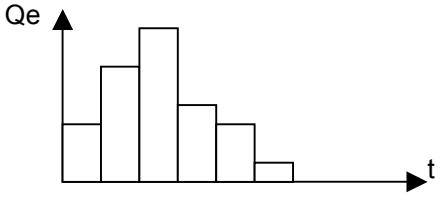
Les études menées sur la structure spatiale des réseaux confortent ces hypothèses [THIBAULT 1987].

La pertinence de ce modèle dépend des choix de discrétisation des données d'entrées :

- La fonction Q_e n'est pas connue analytiquement ;
- Q_e est approché par une fonction simple pour son intégration dans le modèle ;
- Q_e devient une fonction escalier, discrétisée par pas de temps (d_t).

Ainsi $$Qs(t) = \sum Qei.\left(1 - e^{-\Delta t}\right) + Qs(to)$$

En posant $$Qsi = Qs(i, \Delta t)$$



$$Qsi = e^{-\frac{\Delta t}{K}}.Q(si-1) + \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right).Qei$$

De nombreuses formulations de K existent pour les bassins versants urbains. Les ajustements obtenus par DESBORDES sont actuellement les plus utilisés dans le domaine de l'hydrologie urbaine [DESBORDES 1974].

A : surface du bassin versant (hectare) ;
Dp : durée de la période de pluie critique du bassin (sensiblement égale au temps de réponse) (minute) ;
Hp : hauteur de la pluie durant Dp (millimètres) ;
IMP : coefficient d'imperméabilisation (pourcentage) ;
L : longueur du plus long parcours de l'eau (mètre) ;
I : pente en %.

$$K = F\left(A, IMP, I, L, Dp, Hp\right)$$

Ce modèle donne des erreurs inférieures à 20% sur les débits maximaux. DESBORDES et RAMPEREZ proposent une correction du paramètre K pour obtenir de meilleurs ajustements [DESBORDES & RAMPEREZ 1977].

$$K' = 0,7K.A^{0,09}$$

Attention, dans ce modèle, le terme IMP n'est pas une fonction de production réduite à un coefficient d'imperméabilisation. En effet, IMP intègre l'importance des surfaces imperméabilisées, mais aussi la densité de drainage qui conditionne le transfert de l'écoulement à l'exutoire.

2.2.5.2. Cascade de réservoirs (modèle de NASH).

L'objectif du modèle de NASH est de pallier la transmission instantanée de l'onde. Meyer, en 1941, introduit le paramètre « T » qui correspond au temps de décalage.

Equation de stockage : $Vs(t) = K.Qs(t+T)$

$h(t) = 0 \qquad t > T$

Hydrogramme unitaire : $h(t) = \frac{1}{K}.e^{-\frac{t}{K}} \qquad t \geq T$

Selon le modèle de NASH, l'hydrogramme de crue est composé des hydrogrammes sortant de n réservoirs identiques en cascade (placés en série), se vidangeant par des orifices poreux selon le schéma suivant.

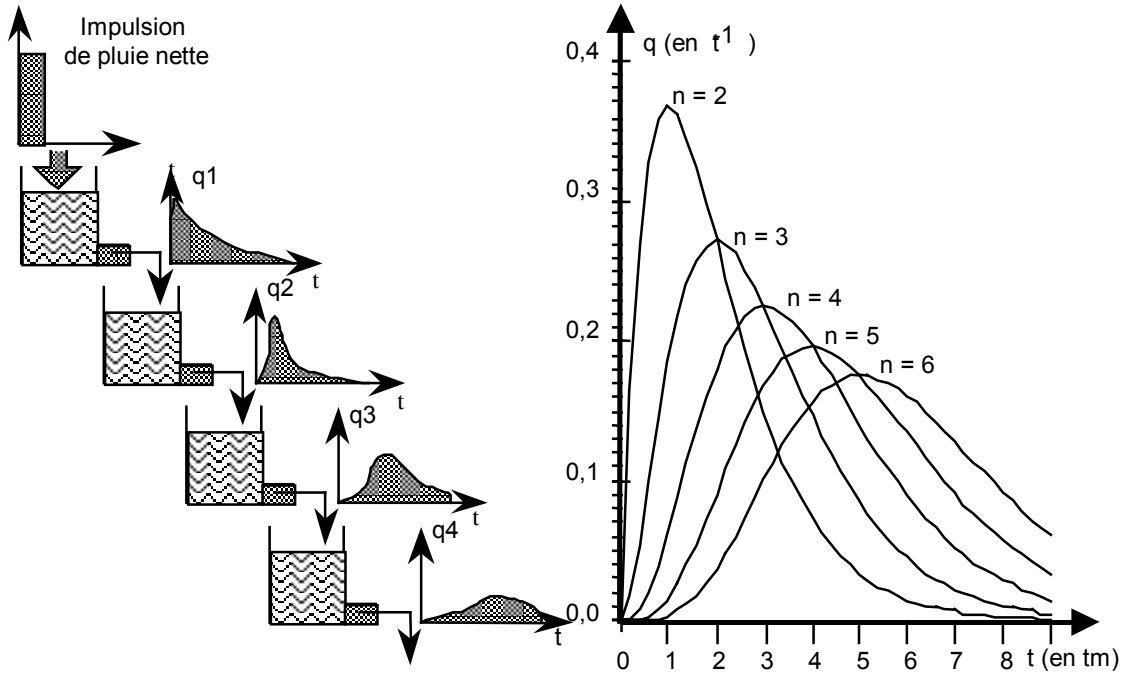


Figure 72 : Composition d'un hydrogramme à partir de n réservoirs placés en série selon le modèle de NASH [LABORDE & al. 1997].

L'équation de l'hydrogramme unitaire a alors pour expression :

$$q(t) = \left(\frac{1}{k\Gamma(n)}\right) e^{-\frac{t}{k}} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1}$$

où Γ (n) est la fonction gamma d'ordre n :

$$\Gamma \quad (n) = \int_0^{\infty} e^{-x} x^{n-1} \, dx$$

n est un paramètre de calage addimensionnel (valeurs de l'ordre de 4 à 5) ;
k est un temps lié au temps de montée t_m par la relation $t_m = (n - 1)\, k$.

Le modèle de NASH à 2 inconnues (k et n) peut être simplifié si n est défini, de fait :

n = 4 à 5 implique si $t_m=(n-1)k$ $t_m = t_c/3$ à 4

Dans les cas simples, où n est entier : $\Gamma(n) = (n - 1)!$

alors, $\Gamma(n) = (n - 1)\,\Gamma(n - 1)$

Une formule approchée de $\Gamma(n + 1)$ pour $0 < n < 1$ est :

$$\Gamma(n + 1)\ \Gamma\ 1 - 0{,}5749\,n + 0{,}9512\,n^2 - 0{,}699\,n^3 + 0{,}4246\,n^4 - 0{,}1011\,n^5$$

Le développement des modèles spatiaux a amené les chercheurs à transformer le modèle du réservoir linéaire en modèle pseudo-distribué.

$$Qs(t) = \int_A \int_0^t \frac{1}{K(x,y)}.Qe(\tau,x,y).e^{-\frac{t-\tau}{K(x,y)}}.dx.dy.d\tau$$

L'hydrogramme unitaire instantané du bassin versant pour une pluie uniforme est donné par la relation suivante :

$$h(t) = \int_A \frac{1}{K(x,y)}.e^{-\frac{t}{K(x,y)}}$$

Malheureusement, le paramètre K(x,y) est dans la pratique impossible à prédéterminer si le bassin n'est pas petit. Le modèle du réservoir linéaire est dans ce cas mieux adapté.

Tableau 21 : Synthèses des hypothèses et paramètres des fonctions de transfert.

Hypothèses et paramètres	**Estimation du débit de pointe**				**Paramètres de forme de l'hydrogramme**			**Coefficients de production**		**Paramètres de forme des bassins**			
Fonction de transfert	Effets de stockage du réseau ou du bassin	Vitesse de transfert fonction du débit	Hydrogramme résultant définit par le produit de convolution des hydrogrammes unitaires	Relation linéaire entre Q_{max} et Σ_p	Paramètre de décalage (temps de réponse)	Temps de concentration	Paramètres de MONTANA	Coefficient de ruissellement (C_r et C_i)	Coefficient d'abattement spatial des pluies	Surface du bassin	Pente hydrologique	Longueur de drainage	Coefficient de forme du bassin
Méthode rationnelle (méthode des courbes isochrones)						●		●		●	●	●	
Méthode superficielle (méthode de CAQUOT)	●	●		●			●	●	●	●	●	●	●
Modèle à réservoirs (modèle de NASH)	●	●	●	●	●	●		●		●	●	●	

● : paramètre pris en compte,

Les fonctions de transfert sont des modèles empiriques qui permettent de traduire l'évolution dans le temps du débit des pluies nettes du point le plus éloigné de l'exutoire à l'exutoire. Il s'agit d'une opération au cours de laquelle les volumes sont conservés :

$$\sum Q_{Pluie\ nette} = \sum Q_{Exutoire}$$

Ces fonctions sont difficilement dissociables des fonctions de production auxquelles elles sont associées. L'hydrogramme instantané permet de représenter la réponse d'un bassin versant à une averse de pluie donnée.

Les méthodes superficielles et rationnelles restent très attractives dans le domaine de l'urbanisme opérationnel. En effet, leur application est assez simple, tout en permettant d'introduire les éléments hydrologiques fondamentaux.

Conclusion §2

La valeur des résultats obtenus par les modèles de type hydrogramme unitaire n'est que d'ordre prévisionnel. En effet, ce type de modèle ne permet pas de prendre en compte les modifications structurelles pouvant intervenir sur le bassin versant. De ce fait, en milieu urbain où les évolutions sont permanentes, le modèle de l'hydrogramme unitaire peut apparaître plus limité qu'en milieu rural où les évolutions sont beaucoup plus lentes.

Ses conditions d'utilisation doivent être restreintes à des bassins versants de faible dimension, car son utilisation suppose que :

- *Les pluies sont homogènes sur la surface du bassin versant ;*
- *La nature des sols du bassin versant est homogène.*

Les méthodes superficielles, rationnelles et des réservoirs linéaires constituent les trois principales approches des fonctions de transfert.

La méthode rationnelle permet de réaliser un hydrogramme et de caractériser le comportement hydrologique des bassins versants. Son domaine d'application reste cependant tout aussi limité puisque son schéma numérique n'est pas en mesure de prendre en compte l'incidence des réseaux existants, notamment sur les volumes stockés. De plus, la discrétisation du bassin versant en espaces isochrones est particulièrement délicate notamment en milieu urbain. De ce fait, la modélisation des processus hydrologiques et particulièrement l'obtention des signaux de réponse, liés à la densité et à l'organisation des réseaux, fait appel à des modèles plus complexes.

La méthode superficielle propose un hydrogramme de forme triangulaire. Cette méthode permet principalement de définir le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant et n'est pas en mesure de fournir des renseignements sur l'évolution des débits en dehors d'un hydrogramme de type simple triangle et donc sur la dynamique du processus dans le réseau [DEUTSCH & TASSIN 2002]. Les résultats obtenus permettent d'avoir « un ordre de grandeur correct, dans la mesure où les paramètres du modèle sont convenablement estimés » [DESBORDES 1974].

Le modèle à réservoirs linéaires est performant pour les petits bassins très urbanisés et peut s'appliquer sur des bassins allant jusqu'à une centaine d'hectares. Ce modèle est aussi bien adapté pour les phénomènes complexes et fortement non linéaires.
En effet, la combinaison de transformations élémentaires non linéaires, spatialement distribuées et isolées par des singularités, donne globalement une transformation linéaire. De plus, les réseaux des systèmes urbains sont complexes : «collecte, évacuation,

contraintes urbanistiques techniques et financières » engendre une forme de régularité dans les réseaux [THIBAULT 1987].
Le modèle de NASH bénéficie d'une forme de base très simple qui permet de nombreux développements analytiques. Dans tous les cas, la difficulté majeure réside dans le choix de la valeur du paramètre k. Ce modèle donne de meilleurs résultats. Cette approche peut être employée pour les bassins peu urbanisés ou peu équipés en réseau d'assainissement car elle retarde d'avantage la sortie pour un même amortissement.

En milieu urbain, ce modèle doit être employé pour des surfaces où l'écoulement se fait en surface et non dans un réseau pour lequel les caractéristiques d'écoulement sont très différentes.

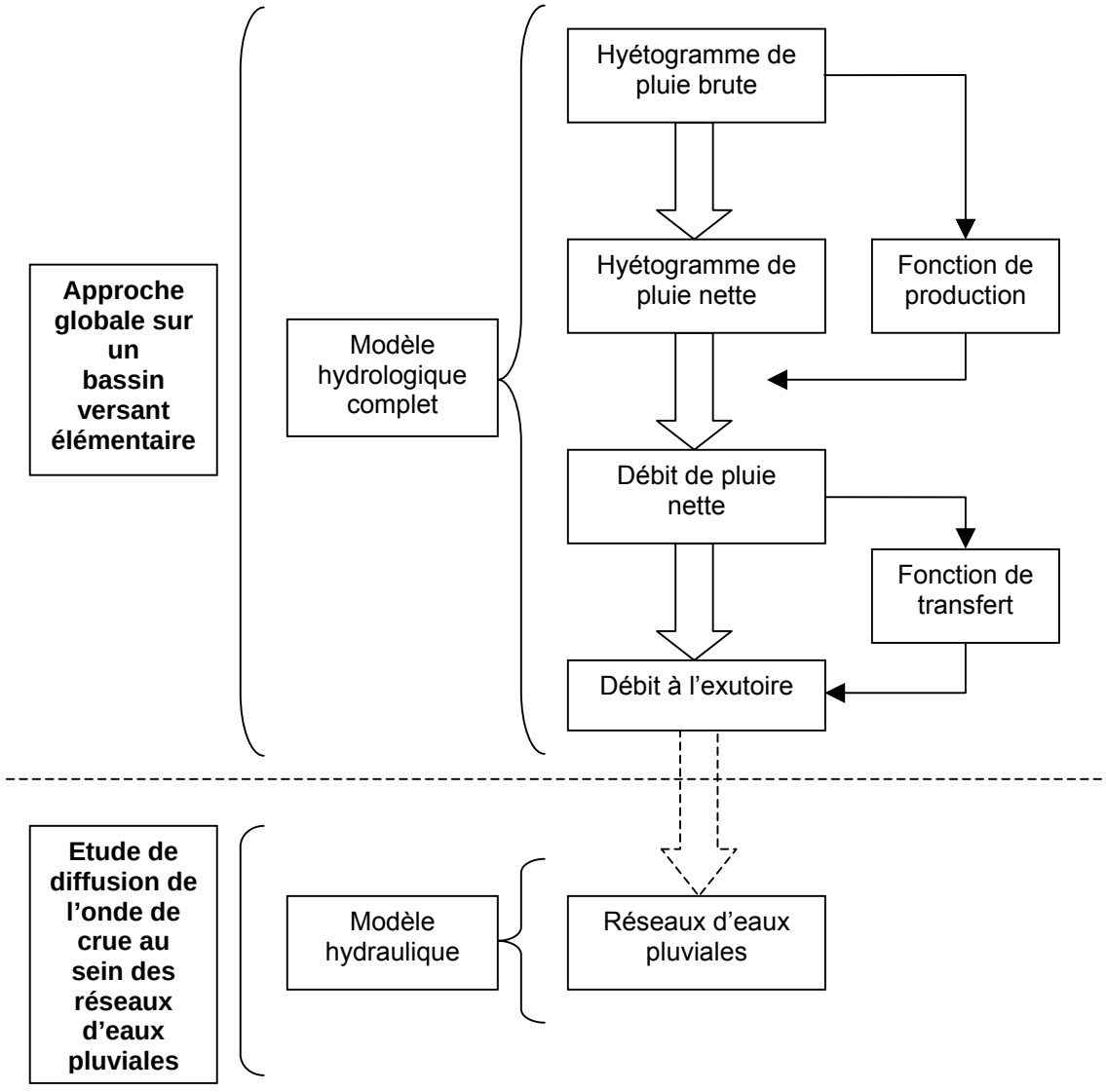


Figure 73 : Schéma général du processus de transformation de la pluie brute en débit [CHOCAT & al. 1997].

3. Modèles hydrauliques.

Les conditions d'écoulement des eaux pluviales dans les réseaux sont particulièrement complexes et nécessitent des modèles susceptibles d'appréhender des phénomènes hydrauliques transitoires.
L'écoulement dans le réseau constitue la dernière étape de la modélisation dynamique. Cette étape est, à priori, basée sur des modélisations de types mécanistes et la plupart des modèles actuels disposent d'un module de résolution des équations de Saint-Venant.

Il importe toutefois de rappeler les hypothèses sous-jacentes à l'utilisation de ce type de modélisation.

L'écoulement doit être à surface libre. Ceci limite la validité des modèles au cas, certes le plus fréquent, où les canalisations ne sont pas en charge. La modélisation des écoulements lors des crues impose donc le recourt à des artifices de calcul notamment avec le modèle de la fente de PREISMANN.

L'écoulement doit être filaire et donc assimilé à un écoulement unidimensionnel. Cette hypothèse regroupe :

- Une répartition hydrostatique des pressions ;
- Une pente faible, de manière à ce que les forces de frottement en mode transitoire soient égales aux forces de frottement en mode permanent afin qu'elles puissent être approchées ;
- Une masse volumique constante.

Ces hypothèses sont le plus souvent vérifiées. Toutefois, les zones de transition des réseaux sont généralement des zones à écoulement rapidement varié et donc les équations de Saint-Venant ne sont théoriquement plus applicables.

Compte tenu de la difficulté de mise en oeuvre des modèles de Saint-Venant, des modèles simplifiés ont été établis. Ils ne prennent pas en compte les influences aval et sont donc réservés à des applications particulières.

Ces modèles sont divisés en deux grandes catégories :

- Les modèles basés sur des simplifications des équations de Saint-Venant. Appartiennent à cette catégorie, les modèles dits de l'onde cinématique et de la crue diffusante ;
- Les modèles basés sur des représentations conceptuelles des processus :
    - Le modèle de la translation simple dans lequel on suppose qu'il y a translation de l'hydrogramme amont, sans déformation, à une vitesse égale à la moyenne des vitesses de chaque élément constituant l'hydrogramme discrétisé ;
    - Le modèle de MUSKINGUM qui est un modèle à réservoirs et qui sous certaines conditions d'utilisation est équivalent au modèle de la crue diffusante.

3.1. Equations de BARRE DE SAINT-VENANT.

Les équations de Adhémar BARRE DE SAINT-VENANT (1797-1886) décrivent les écoulements non permanents à surface libre et unidimensionnels. De nombreux modèles mathématiques résultent de ces équations et forment le corps des modèles mécanistes. La force de ces modèles repose essentiellement sur leur aptitude à pendre en compte des conditions d'écoulement très complexes. En effet, ils sont en mesure de traduire l'évolution de débit ainsi que des paramètres tels que les variations des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement, tout en intégrant les interactions des différentes parties et éléments constituant le réseau.

3.1.1. Hypothèses générales et équations fondamentales.

Ce modèle mathématique suppose un certain nombre d'hypothèses qu'il convient de préciser :

- L'écoulement est unidimensionnel, il doit donc s'effectuer le long d'un axe noté x. Cette hypothèse forte tend vers ses limites pour les parties aval des réseaux d'assainissement compte tenu de la dimension grandissante des ouvrages présents dans le réseau (élargissements pour des chambres de dessablement, singularités liées au maillage du réseau, etc.). Les parties basses constituent des zones où l'hypothèse d'écoulement filaire n'est pas vérifiée. L'écoulement est graduellement varié.
- Les valeurs moyennes des caractéristiques de l'écoulement doivent pouvoir être approchées à l'intérieur d'une section de l'axe x.

Les variables de départ sont au nombre de trois :

- Le débit ;
- La section mouillée ;
- La géométrie de la section d'écoulement et sa position dans le réseau (x,y,z).

3.1.1.1. Equation de continuité.

L'équation de continuité traduit la conservation de la masse dans un élément hydrologique quelconque et suppose que le fluide est incompressible. Pour deux profils P_1 et P_2 distants de ΔL où QL est le débit latéral par unité de longueur compté positivement lorsqu'il entre dans le canal.

Q_1 le débit dans le profil P_1 ;

$Q_2 = Q + \frac{\partial Q}{\partial L} dL$ le débit dans P_2 ;

Q_L= débit latéral ;

S_1=S la section mouillée dans P_1 ;

$Q_2 = Q + \frac{\partial Q}{\partial L} dL$

$S_2 = S + \frac{\partial S}{\partial L} dL$ la section mouillée dans P_2 ;

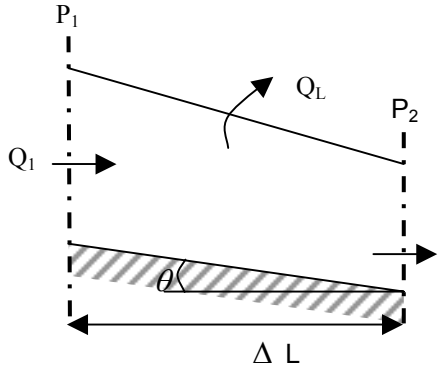


Figure 74 : Sections d'écoulement entre deux profils P_1 et P_2.

La différence entre les débits entrant et sortant du tronçon limité par les profils P_1 et P_2 provoque une variation du volume contenu dans ce tronçon, donc une variation de la section mouillée moyenne prise par hypothèse égale à :

$$S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L}dL$$

$$\left[Q - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial L}dL\right) + Q_L\, dL\right]dt = \left[d\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L}dL\right)\right]dL \text{ comme } \frac{dS}{dt} = \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{V\partial S}{\partial L}$$

Généralement, le terme $\frac{V\partial S}{\partial L}$ est négligeable, il vient en ne tenant pas compte des termes d'ordre supérieur au premier ordre :

$$Q_L = \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial L} \text{ ou en faisant intervenir la vitesse } V = \frac{Q}{S}$$

$$Q_L = \frac{\partial S}{\partial t} + S\frac{\partial V}{\partial L} + V\frac{\partial S}{\partial L}$$

3.1.1.2. Equation dynamique.

L'équation dynamique est obtenue en projetant sur un axe parallèle au radier, la relation vectorielle résultant du principe fondamental de la dynamique. La somme des forces extérieures, appliquées au système de points matériels, que constitue l'ensemble des molécules de fluide, est égale au taux de variation par rapport au temps de la quantité de mouvement du système :

$$\sum\left(\overrightarrow{Fe}\right) = \frac{d}{dt}\sum\left(\overrightarrow{miVi}\right)$$

m_i étant la masse de la particule animée de la vitesse V_i.

3.1.1.2.1. Variation de la projection de la quantité de mouvement.

$$\frac{d}{dt}\left[\sum\left(\overrightarrow{miVi}\right)\right] = \rho\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L}dL\right)\frac{dV}{dt}$$

L'accélération d'une particule peut encore s'exprimer en faisant intervenir la variation de la vitesse en un profil fixe :

$$\frac{dV}{dt} \approx \frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial L}$$

3.1.1.2.2. Nomenclature des forces extérieures appliquées à la masse fluide considérée.

Trois forces s'expriment au sein du système étudié : les forces de pression, la composante de poids et les efforts tangentiels générés par les forces de frottement.

3.1.1.2.3. Forces de pression.

La différence entre les forces de pression sur les faces P_2 et P_1 peut être approchée en remplaçant H par $H + \frac{\partial H}{\partial L}dL$:

$$dF_H = -\rho g\frac{\partial H}{\partial L}dL\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L}dL\right)\cos\theta$$

En négligeant les termes petits d'ordre supérieur à un :

$$dF_H = -\rho g S\frac{\partial H}{\partial L}dL$$

3.1.1.2.4. Poids.

La composante due au poids suivant l'axe au radier est :

$$P = \rho\, g\, dL\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L} dL\right)$$

$$dF_p = P\sin\theta \neq \rho\, g\, dL\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L} dL\right) dL\sin\theta$$

3.1.1.2.5. Forces de frottement.

Les forces de frottement engendrent une perte d'énergie qui se traduit par des pertes de charges (J). Classiquement, ce terme est approché par les formules de MANNING-STRICKLER ou bien de CHEZY.

$J = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{4/3}}$ avec la formule de MANNING-STRICKLER ;

$J = \frac{V^2}{C^2 R_h}$ avec la formule de CHEZY.

R_h : rayon hydraulique (rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé) ;
V : vitesse (m/s) ;
Q : débit (m^3/s) ;
K : coefficient de STRICKLER ;
C : coefficient de CHEZY.

Les forces de frottement se traduisent par un effort tangentiel. D'après la définition de J (pente de la ligne de charge en fonction de l'intensité moyenne de l'effort tranchant ψ), on obtient pour l'effort tangentiel :

$dF_T = \psi\, p\, d\, L = g\, dJ\left(S + \frac{1}{2}\frac{\partial S}{\partial L} dL\right) dL$ (p est le périmètre mouillé).

En définitive, l'équation dynamique devient une projection :

$$dF_H + dF_p + dF_T = \sum(mi)\frac{dV}{dt}$$

En confondant $\cos\theta$ avec 1 et $\sin\theta$ avec I, il vient :

$\frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial L} + g\frac{\partial V}{\partial L} - gI + gJ = 0$ ou $\frac{1}{g}\frac{dV}{dt} = \frac{\partial H}{\partial L} + I - J$ puisque $\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial L}$

Cette méthode globale d'établissement de l'équation dynamique est valable uniquement dans le cas de canaux prismatiques. Si la forme du profil varie longitudinalement, la même équation résultante sera obtenue en considérant un élément cylindrique de longueur ΔL parallèle au fond du canal et de section droite ΔS.

La différence hydrostatique entre les faces P_1 et P_2 extrêmes est :

$$-\rho\, g\frac{\partial H}{\partial L} dL$$

La perte de charge due aux frottements est :

$$-\rho\, g\, J\, dL\, \Delta S$$

La composante du poids parallèle au radier est :

$$\rho\, g\, I\, dL\, \Delta S$$

L'équation de la dynamique s'écrit donc en projection sur l'axe du radier :

$$\rho \Delta \sum dL \frac{dV}{dt} = -\rho g \frac{dH}{dL} dL \Delta S + \rho g (I - J) dL \Delta S \quad \text{soit} \quad \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial L} + g \frac{\partial V}{\partial L} + g (g - I) = 0$$

3.1.1.3. Ecoulement à surface libre.

Les modèles développés sur la base des équations de Barré Saint-Venant résolvent des écoulements à surface libre. Cependant, lorsque le réseau est en charge, il n'est pas possible d'opérer les modifications de calcul nécessaire. De plus, la longueur du réseau mis en charge est susceptible d'évoluer en fonction du temps. Un artifice de calcul permet de considérer un écoulement à surface libre permanent. Le modèle de la fente de PREISMANN suppose que les conduites sont ouvertes dans leur partie supérieure (fig. 75). Cette ouverture correspond à une fente très peu épaisse en contact avec l'atmosphère.

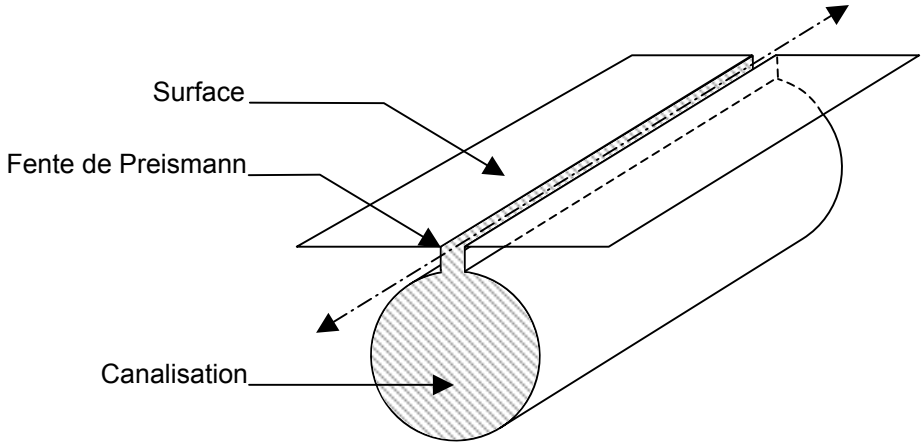


Figure 75 : Schéma du principe de la fente de PREISMANN.

La largeur de cette fente est de l'ordre de quelques dixièmes de millimètres pour les canalisations et peut atteindre quelques dizaines de centimètres pour les regards, cheminées, etc.

3.1.2. Simplifications des équations de BARRE DE SAINT-VENANT.

Dans l'équation suivante, la pente I est associée à la force de pesanteur g, cela suppose que les valeurs de I doivent rester faibles. D'autre part, le fluide est considéré comme incompressible :

$$\underset{(a)}{\frac{\partial V}{\partial t}} + \underset{(b)}{V \frac{\partial V}{\partial x}} + \underset{(c)}{g \frac{\partial h}{\partial x}} = \underset{(d)\ (e)}{g (I - J)} + \underset{(f)}{(k - 1).q \frac{V}{S}}$$

(a) : terme d'inertie fonction de la vitesse de montée de la crue et du temps ;
(b) : terme d'accélération convective fonction de la géométrie de l'ouvrage ;
(c) : terme de la pente de la ligne d'eau ;
(d) et (e) : termes fonctions de la pente et des forces de frottement ;
(f) : terme des variations de la quantité de mouvement liée aux débits latéraux.

La grandeur de chacun de ces termes évolue indépendamment selon les conditions d'écoulement. Ainsi, certains peuvent devenir négligeables face aux autres selon les conditions. De ce fait, un certain nombre de modèles simplifiés découlent des équations de BARRE DE SAINT-VENANT et sont adaptés à des conditions bien spécifiques.

3.1.3. Schéma implicite des différences finies.

La résolution des équations de BARRE DE SAINT-VENANT peut se faire à partir de deux types de schéma :

- Schéma implicite des différences finies ;
- Schéma explicite des différences finies.

Les schémas des différences finies correspondent à des méthodes de résolution des équations différentielles ou des équations aux dérivées partielles dans lesquelles les opérateurs différentiels sont remplacés par des opérateurs numériques. Ce schéma s'applique ainsi en plusieurs points pour lesquels les différents termes des équations sont discrétisés. L'application de cette méthode suppose que le domaine d'étude soit représenté par un certain nombre de points prédéfinis.

Ce schéma est employé pour simuler des écoulements dans les réseaux. Le moteur de calcul du logiciel Mouse (Danish Hydraulic Institute) s'appuie sur la résolution des équations complètes de Barré Saint-Venant selon un schéma de différences finies mis en œuvre par MIKE ABBOTT en 1954.

La résolution des calculs permettant d'approcher l'évolution des débits, dans le temps et l'espace, se base sur une discrétisation du réseau. Les nœuds représentent les éléments centraux de la matrice. Les collecteurs (branches) sont discrétisés en plusieurs points équidistants (fig. 76).

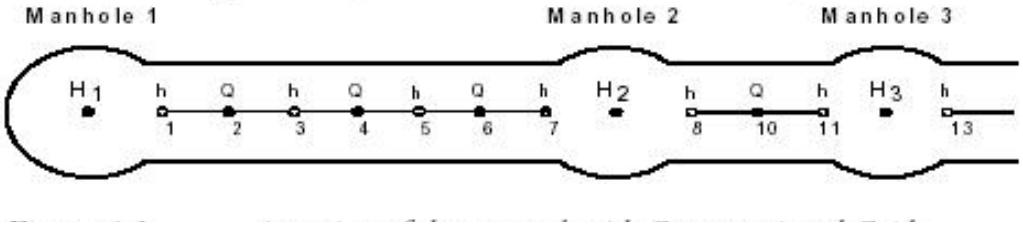


Figure 76 : Discrétisation du réseau en points de calcul des débits [D.H.I. 2001].

Le schéma numérique élaboré par MIKE ABBOTT intègre 6 points autour d'un point central. Cette approche permet d'aboutir à une stabilisation des calculs sur la base des valeurs à $+1/2\ d_t$ et $-1/2\ d_t$ sur les trois points (j-1, j et j+1).

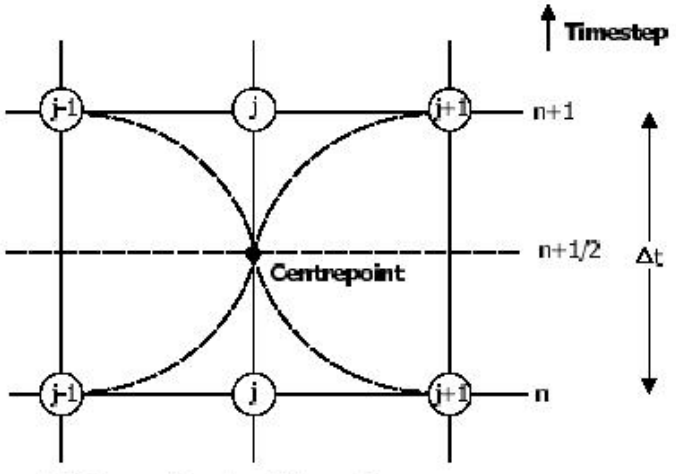


Figure 77 : Schéma implicite de calcul des différences finies [D.H.I. 2001].

Le choix de la valeur du pas de temps est déterminant pour la stabilité du modèle et donc la robustesse des résultats. Le nombre de Courant (C) définit la condition de stabilité des schémas de différences finies explicites. Les travaux de COURANT-FRIEDRISH-LEVY'S ont montré que les critères de stabilité, fonction des conditions d'écoulement, sont respectés si :

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq \left| V \pm \sqrt{g \times h} \right| \text{ ou encore } \frac{\Delta x}{\Delta t} \geq C \text{ avec}$$

d_x : pas de temps ;
d_x : pas d'espace ;
V : vitesse ($m.s^{-1}$) ;
g : accélération de la pesanteur ($m.s^{-2}$) ;
h : hauteur d'eau (m).

La valeur limite de C (nombre de courant) doit rester inférieure à 25. Au-delà de cette valeur, les critères de stabilité ne sont plus respectés. Ainsi, la valeur de d_t impose la valeur de d_x prise par le modèle.

$$v \times dt \leq dx$$

Si la valeur de d_t est trop grande, le modèle ne pourra pas itérer correctement et stabiliser les calculs pour les parties des réseaux où les changements sont rapides et importants.

A la différence des schémas explicites, les schémas implicites permettent, en prenant des pas de temps très courts, de résoudre directement les équations de BARRE DE SAINT-VENANT :

$$\Delta t \leq \left| \frac{\Delta x}{V \pm \sqrt{g.h}} \right| \text{ (conditions de COURANT-FRIEDRICH-LEVY'S) avec :}$$

Δx : pas choisi dans l'espace ;
Δt : pas choisi dans le temps ;
V : vitesse d'écoulement donnée en m/s ;
g : accélération de la pesanteur donnée en m/s² ;
h : hauteur d'eau donnée en m.

3.2. Modèles dérivés des équations de BARRE DE SAINT-VENANT.

Deux types de modèle résultent de la simplification des équations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT :

$$\underbrace{\frac{\partial V}{\partial t}}_{(a)} + \underbrace{V\frac{\partial V}{\partial x}}_{(b)} + \underbrace{g\frac{\partial h}{\partial x}}_{(c)} = \underbrace{g(I-J)}_{(d)} + \underbrace{(k-1).q\frac{V}{S}}_{(e)} \quad (f)$$

- Modèle dynamique (termes (d) et (e) négligés) dans lequel les forces d'inertie sont prépondérantes et les forces de frottement négligeables.

- Modèles diffusant (termes (a) et (b) négligés) et cinématique (termes (a), (b) et (c) négligés) dans lesquels les forces de frottement sont prépondérantes et les forces d'inertie négligeables.

3.2.1. Modèle de l'onde dynamique.

Le modèle de l'onde dynamique est obtenu en négligeant les termes correspondant aux forces de frottement et à la pente dans les équations de BARRE DE SAINT-VENANT. Ces hypothèses supposent que le modèle doit être appliqué à des ondes de hautes fréquences (impulsions brèves et fréquentes). Ce modèle n'a donc, en théorie, peu d'applications pratiques en hydrologie urbaine.

3.2.2. Modèle de l'onde de crue diffusante.

Le modèle de l'onde de crue diffusante repose sur une expression simplifiée des équations de BARRE DE SAINT-VENANT. Ce modèle est adapté à l'étude de crues dont la variation est très lente. L'expression analytique du modèle est obtenue en négligeant les deux termes d'accélération, dans la seconde équation de BARRE DE SAINT-VENANT, c'est-à-dire les variations de la vitesse en fonction de x et de t :

(1) $$\frac{\partial V}{\partial t}+V\frac{\partial V}{\partial x}+g\frac{\partial h}{\partial x}=g(I-J)+(k-1).q\frac{V}{S}$$

(2) $$g\frac{\partial h}{\partial x}=g(I-J) avec\ V=0$$

(3) $$\frac{\partial h}{\partial x}=(I-J)$$

L'équation (3) est alors intégrée à l'équation de continuité :

(4) $$c\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial t}=\gamma\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$ avec :

c : célérité de Seddon donnée en m/s ;
h : hauteur d'eau donnée en m ;
I : pente donnée en m/m ;
J : pertes de charge linéaires données en m ;
Q : débit donné en m^3 ;
γ : coefficient de diffusion donné en m²/s.

Ce modèle peut être employé lorsque les écoulements ne sont pas soumis à des influences aval. Ces influences peuvent être aussi bien le résultat d'un ouvrage spécifique (déversoir à seuil, barrage, bassin de rétention, etc.) que de l'hétérogénéité des capacités d'écoulement du réseau.

3.2.3. Modèle de l'onde de crue simple.

Le modèle de l'onde de crue simple correspond au cas où I=J c'est-à-dire que la ligne d'eau est parallèle au fond du cours d'eau. Ainsi, le terme représentant la variation de la hauteur d'eau, dans l'équation du modèle de l'onde de crue diffusante, est négligé :

$$c\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial t}=0$$ avec :

c : célérité de SEDDON donnée en m/s ;
Q : débit donné en m^3.

Ce modèle simplifié des équations de BARRE DE SAINT-VENANT peut être employé lorsque les variations du régime hydraulique sont lentes. En d'autre terme, la vitesse moyenne d'écoulement à un instant t peut être rapprochée à celle d'un régime permanent.

3.3. Modèle de MUSKINGUM.

Le modèle de MUSKINGUM permet de calculer l'hydrogramme sortant d'un réseau si l'hydrogramme d'entrée est connu. Ce modèle repose sur l'étude de la propagation de la crue dans un bief, à la fois sur l'amortissement et la vitesse de diffusion. J.A CUNGE montrera, en 1969, que la résolution de l'équation différentielle de MUSKINGUM, à l'aide d'une solution numérique explicite, se rapproche des solutions résultant du modèle de l'onde de crue diffusante.

3.3.1. Normalisation numérique du modèle de MUSKINGUM.

L'originalité de cette démarche repose sur l'hypothèse que le débit mesuré dans un tronçon est proportionnel au volume stocké dans celui-ci. Ainsi, l'équation du modèle de MUSKINGUM repose sur la combinaison de l'équation de continuité (1) et de l'équation de stockage (2) à deux paramètres K et x qui permettent de déterminer le volume stocké en fonction des débits entrant et sortant :

$$(1) \qquad \frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

$$(2) \qquad V_s(t) = K\left[x.Q_e(t) + (1-x).Q_s(t)\right] \text{ avec :}$$

$Qe(t)$: débit total entrant donné en m^3/s ;

$Qs(t)$: débit total sortant donné en m^3/s ;

$V_s(t)$: volume instantané stocké dans l'élément hydrologique donné en m^3 ;

x : paramètre sans unité ;

K : temps de réponse.

L'intégration de l'équation différentielle résultant de la combinaison des équations (1) et (2) fournit l'équation suivante :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K(1-x^2)} \int Q_e(\tau) e^{-\frac{(t-\tau)}{K(1-x)}} - d\tau - \frac{x}{1-x} Q_e(t)$$

L'hydrogramme unitaire instantané, à la sortie du tronçon étudié, peut être représenté par l'équation suivante :

$$h(t) = \frac{1}{K(1-x^2)} e^{-\frac{t}{K(1-x)}} - \frac{x}{1-x}\delta(0) \text{ avec :}$$

$\delta(0)$: impulsion de Dirac à t=0 (terme correspondant à la transmission de la valeur d'entrée pondérée par le terme 1/(1-x).

L'utilisation de ce modèle ne se fait pas sous sa forme intégrale car il peut aboutir à des résultats peu cohérents (valeurs négatives de débit en début de simulation). Deux autres solutions-schémas permettent une utilisation plus rationnelle :

- Formulation exponentielle réalisée à partir d'une discrétisation des termes $Qe(t)$ et $Qs(t)$ telle que :

$$Q_s(t+\Delta t) = \frac{x}{1-x} e^{\frac{-\Delta t}{K(1-x)}} Q_e(t) + \left[1 - \frac{1}{1-x} e^{\frac{-\Delta t}{K(1-x)}}\right] Q_e(t+\Delta t) + \frac{x}{1-x} e^{\frac{-\Delta t}{K(1-x)}} Q_s(t)$$

Les travaux de CUNGE ont montré qu'il était possible de corriger les effets de diffusion numérique résultant de cette formulation [CUNGE 1969] , avec :

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$

$$x = \frac{1}{2\left(1 - \frac{KQ_0}{\Delta x^2.B.I}\right)}$$

$$c = \frac{dQ}{dS} \text{ avec :}$$

Δx : longueur du tronçon donnée en m ;

c : célérité de l'onde ;

B : largeur du miroir de l'écoulement donnée en m ;

I : pente du tronçon donnée en m/m ;

Q_0 : débit de régime permanent fonction de I, B et S.

Sous cette forme, le modèle de MUSKINGUM modifié par CUNGE permet le calcul d'un modèle diffusant à l'aide d'un schéma explicite.

- Méthode des différences finies résolues par une équation différentielle :

$$Q_s(t+\Delta t)=\frac{2K.x+\Delta t}{2K(1-x)+\Delta t}Q_e(t)+\frac{\Delta t-2K.x}{2K(1-x)+\Delta t}Q_e(t+\Delta t)+\frac{2K(1-x)-\Delta t}{2K(1-x)+\Delta t}Q_s(t)$$

3.3.2. Détermination des valeurs des paramètres de l'équation de MUSKINGUM.

Ce modèle s'articule autour de deux paramètres : le premier x est sans dimension, ainsi la dimension du second paramètre K peut être assimilée à un temps. De ce fait, K correspond au décalage de temps (temps de réponse) entre le signal d'entrée et celui de sortie. Sa valeur théorique est égale à la distance du tronçon hydraulique divisée par la célérité moyenne de l'onde. Cette vitesse peut être raisonnablement considérée comme celle associée au débit le plus fort sur le tronçon. La valeur de K peut être approchée par la formulation suivante proposée par SEMAR (1995) :

$$K=\frac{0,8V(0,8Q\max)}{\Delta x}$$

Le modèle obtenu est peu sensible aux variations de x. Sa valeur conseillée est de 0,2 (si x=0 le modèle correspond à celui du réservoir linéaire).

L'application de ce modèle s'avère pertinente lorsqu'il s'agit d'étudier la déformation de l'hydrogramme dans une partie d'un réseau. Ce modèle n'est pas adapté pour réaliser des simulations de réseaux complexes, hétérogènes ou bien comportant des singularités (bassins, déversoirs, seuils, etc.).

Les différents modèles des écoulements unidimensionnels permettent de simuler la diffusion des ondes de crue dans les réseaux. Dans le processus de modélisation des réseaux hydrauliques des eaux pluviales, ces formulations numériques se situent hiérarchiquement comme étant la dernière étape de la modélisation. La diversité des modèles permet de trouver une solution adaptée à chaque cas de figure.
Dans le cas de l'étude sur le comportement de réseaux complexes, le modèle des équations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT apparaît comme le plus pertinent car il est en mesure d'introduire les effets hydrauliques des ouvrages spécifiques, à l'exception des élévations dues aux lignes de remous.

Tableau 22 : Domaines d'application des modèles d'écoulements en réseaux.

Equations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT	Adaptées aux réseaux complexes, prise en compte de l'ensemble des forces de frottement, d'inertie, de gravité et de pression
Equations simplifiées de BARRE DE SAINT-VENANT	
Modèle de l'onde dynamique	Forces d'inertie prépondérantes
Modèle de l'onde de crue diffusante	Forces de frottement prépondérantes
Modèle de l'onde de crue simple	Cas où le régime hydraulique est permanent
Modèle de MUSKINGUM	Analyse de la déformation de l'hydrogramme entre un point d'entrée et un point de sortie

Le modèle de MUSKINGUM, par le biais des modifications apportées par CUNGE en 1969, permet de mesurer la déformation d'un hydrogramme dans le tronçon d'un réseau, mais n'est pas adapté à l'étude complète de celui-ci.

Conclusion §3

Les hypothèses sur lesquelles les modèles d'écoulement reposent, définissent en partie la portée de leurs applications. Ainsi, ces modèles permettent une gamme d'études allant de la transformation du signal de l'onde de crue dans un bief du réseau jusqu'à l'étude complète des écoulements dans des réseaux complexes, intégrant à la fois leur singularité et les effets de mise en charge.

Il s'agit donc, dans le cadre de l'utilisation de ces modèles, de bien définir les résultats escomptés. Ainsi, le modèle de MUSKINGUM permet de traiter la déformation du signal dans une partie du tronçon, mais il n'est pas en mesure d'intégrer des ouvrages spécifiques ou bien une architecture de réseau complexe.

Les modèles de BARRE DE SAINT-VENANT ainsi que les modèles simplifiés qui en résultent, ouvrent un domaine d'étude plus vaste. En effet, les équations de BARRE DE SAINT-VENANT complètes offrent à l'utilisateur le moyen de connaître non seulement les valeurs des débits aux nœuds du réseau discrétisé, mais aussi d'introduire les effets des ouvrages spécifiques sur les écoulements permanents et variés.

Ce modèle, en contrepartie, nécessite un nombre important de données de départ (input) qu'il n'est pas forcément évident de réunir. Le développement de la puissance des outils de calculs a permis de généraliser l'utilisation de ces modèles. Ainsi, les Logiciels de modélisation intégrant les systèmes d'équation de Barré Saint-Venant sont de plus en plus usités (Mouse, Canoë).

Ces modèles permettent d'obtenir de précieuses informations sur les conditions d'écoulements dans les réseaux :

- *Mesures des débits dans les réseaux en tout point :*
  - *Estimations des hydrogrammes ;*
  - *Estimations des hauteurs de la ligne d'eau ;*
  - *Estimations des vitesses d'écoulement ;*
  - *Estimations des forces de pression ;*
  - *Capacité utilisée du réseau.*
- *Estimation des temps de propagations des ondes de crues :*
  - *Temps de transfert ;*
  - *Temps de mise en charge.*
- *Définitions des points de dysfonctionnement :*
  - *Estimations des volumes sortants des réseaux ;*
  - *Durées des débordements.*

L'emploi de ces modèles impose cependant la plus grande vigilance, notamment au niveau des hypothèses retenues pour les conditions d'écoulement, ainsi que pour la discrétisation des réseaux et l'intégration d'ouvrages singuliers.

Conclusion chapitre III

La compréhension des risques d'inondation implique la connaissance de nombreux phénomènes physiques hydrologiques et hydrauliques parfois délicats à modéliser. Le volet hydrologique souffre des incertitudes les plus fortes.

La connaissance partielle des épisodes pluvieux impose une approche probabiliste.

- *Pour les averses de courte durée, les courbes I.D.F. apportent aux aménageurs une traduction opérationnelle efficace qui permet, en l'absence de mesures locales, de caractériser l'aléa. Les pluies de projet qui servent à calibrer les ouvrages, sont principalement définies à partir de cette méthode. Les hyétogrammes des pluies de projet sont généralement de type simple ou double triangle.*
- *L'utilisation de longues séries d'observations pluviométriques ou de séries générées par des modules stochastiques est plus adaptée à la gestion des réseaux. Ces types d'approches se développent, mais sont coûteuses en information et complexes à mettre en œuvre.*

Les fonctions de production assurent le passage de la pluie brute à la pluie nette, mais les incertitudes sont fortes.

- *Ces modèles reposent généralement sur l'application de coefficient d'imperméabilisation ou de ruissellement. Ces paramètres prennent en compte l'importance des surfaces imperméables. La proportion de ces surfaces peut être fixée arbitrairement, en fonction du mode d'habita, ou estimée à partir de photographies aériennes. En milieu urbain très dense, ces hypothèses sont acceptables.*
- *Cependant, lorsque la proportion des surfaces imperméables diminue, la contribution des sols naturels n'est plus négligeable. Les fonctions de production du S.C.S. ou encore de type Hortonien permettent de prendre en compte le volume de ruissellement de ces surfaces. En effet, les fortes intensités de pluie qui peuvent s'abattre sur les Alpes-Maritimes, entraînent rapidement la saturation des sols.*

Les fonctions de transfert permettent le passage d'un débit de pluie nette à un hydrogramme à l'exutoire des bassins versants.
Les méthodes superficielles et à réservoirs sont les modèles les plus adaptés en milieu urbain. Ces modèles permettent de tenir compte des effets de stockage et transcrivent l'évolution des vitesses de transfert liées à l'intensité des pluies.

- *La méthode superficielle propose un hydrogramme de forme triangulaire. Cette méthode permet principalement d'estimer le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant et peut être étendue à plusieurs bassins placés en série et/ou en parallèle (surface maximale < 200 hectares).*
- *Les modèles à réservoirs sont performants pour les petits bassins très urbanisés et peuvent s'appliquer sur des bassins allant jusqu'à une centaine d'hectares. Ces modèles sont aussi bien adaptés pour les phénomènes complexes et fortement non linéaires. En effet, la combinaison de transformations élémentaires non linéaires, spatialement distribuées et isolées par des singularités, donne globalement une transformation linéaire. Les modèles de NASH ou ceux à réservoirs non linéaires permettent d'élaborer des hydrogrammes de crues représentatifs du fonctionnement des bassins versants dont l'organisation spatiale est compliquée.*

A l'opposé du volet hydrologique, le volet hydraulique offre une plus grande précision sur les conditions d'écoulement et de transfert dans les réseaux d'eaux pluviales. Les équations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT permettent d'estimer convenablement la diffusion des ondes de crue à partir du moment où les contraintes des réseaux sont bien identifiées.

Les principales erreurs interviennent au niveau de la transcription des informations propres aux ouvrages (côtes, dimensions, géométrie, perte de charge, etc…). Les utilisateurs de ces

modèles sont aussi souvent confrontés à leurs limites, notamment lorsque les conditions d'écoulement varient brusquement (critères d'instabilité, discrétisation du réseau, pas de temps de calcul). D'autres problèmes peuvent intervenir lorsque les écoulements se diffusent en dehors des réseaux et ne s'effectuent plus selon des schémas unidimensionnels.

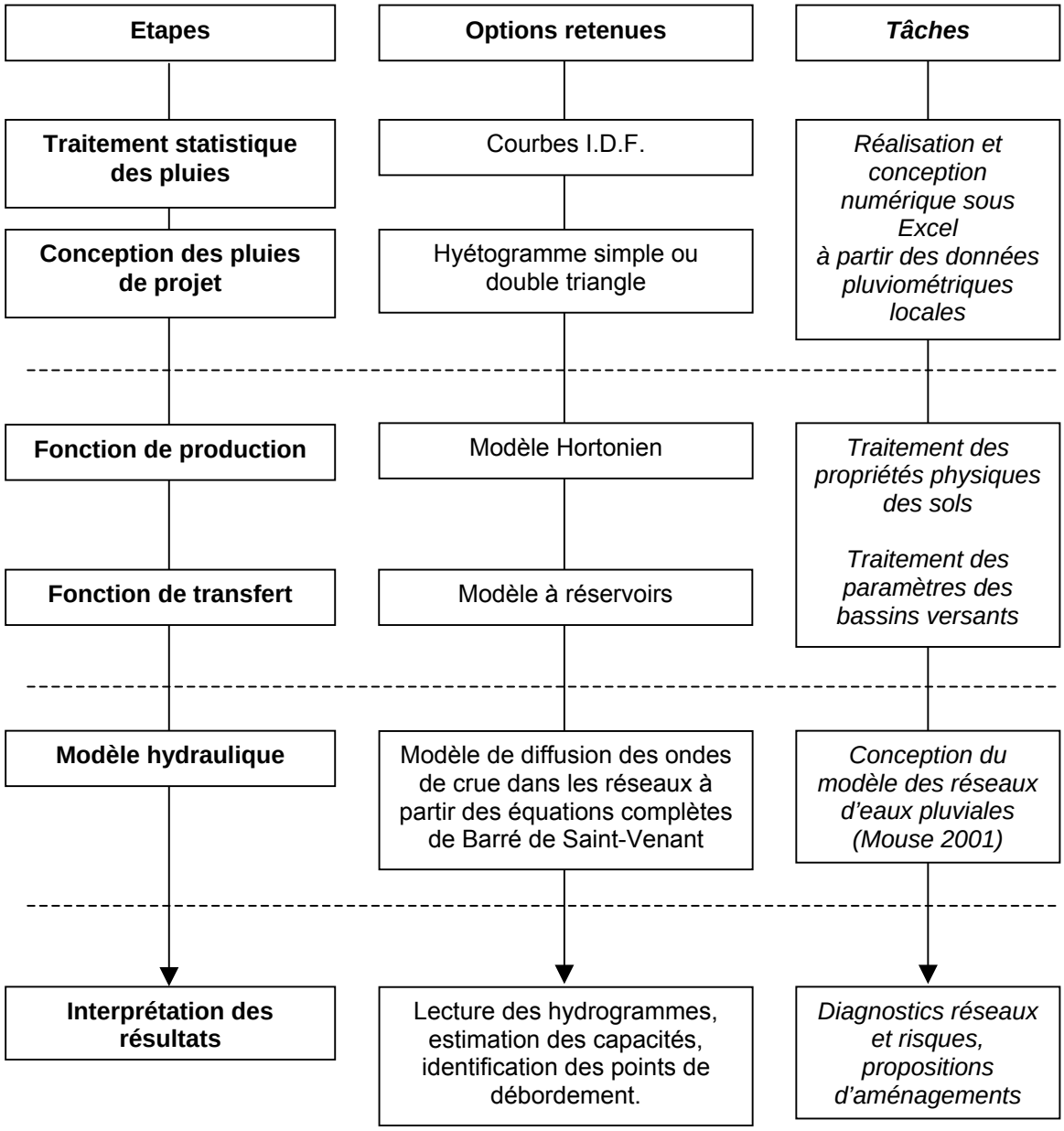


Figure 78 : Principes de modélisation du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales.

Conclusion Partie I

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain est réglementée par les lois sur l'eau du 3 janvier 1992 et sur le renforcement de la protection de l'environnement du 2 février 1995. Ces lois donnent un cadre aux volets de programmation des aménagements et des mesures que doivent prendre les collectivités pour prévenir les risques d'inondation.
La loi sur l'eau de 1992 transcrit les directives européennes en matière d'assainissement pluvial du 21 mai 1991. Au niveau des techniques alternatives, cette loi permet aux collectivités d'imposer des prescriptions en matière de prévention du ruissellement. La loi sur l'eau et la loi sur l'environnement qui est à l'origine de la mutation des P.E.R. (Plan d'Exposition aux Risques) en P.P.R. (Plan de Prévention des Risques), donnent aux institutions les moyens d'employer différents articles du Code de l'Urbanisme, du Code Rural, du Code Civil et du Code Général des Collectivités Territoriales afin de mettre en œuvre une politique cohérente de préservation des ressources, mais aussi de gestion et de prévention dans le domaine des eaux pluviales.
Le recours aux techniques alternatives curatives est motivé par le dysfonctionnement des réseaux et les risques d'inondation qui en découlent. Ces ouvrages de grandes capacités doivent correspondre aux exigences formulées par les Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux et les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux c'est-à-dire assurer la protection face aux risques d'inondation, mais aussi préserver le milieu naturel et les ressources.
Ces ouvrages sont essentiellement financés par les collectivités. Les subventions accordées par les structures régionales et départementales sont généralement jugées insuffisantes. Ainsi, l'approvisionnement de ces aménagements s'opère sur le budget global de fonctionnement des collectivités (règles comptables type M14). La gestion des eaux pluviales bien qu'étant un service public coûteux, ne bénéficie d'aucune redevance spécifique à la différence des services d'eaux usées ou potables. La jurisprudence en la matière est claire. A titre d'exemple, la Chambre Régionale des Comptes RHÔNE-ALPES a condamné la commune de Grenoble (Isère) dans un rapport, rendu public le 24 novembre 1995, spécifiant le cadre des contributions spéciales. De nombreuses questions d'élus posées à l'Assemblée nationale et au Sénat ont abordé cette question, mais toutes les réponses renvoient aux principes de financement et d'équilibre des budgets annexes :

- Question écrite Nº 04720 du 04/12/1997 p 3361 posée par J.PEPIN, réponse du Ministère de l'Intérieur, « JO Sénat du 02/04/1998 p 1062 » ;
- Question écrite Nº 07401 du 09/04/1998 p 1114 posée par S.MATHIEU, réponse du Ministère de l'Intérieur, « JO Sénat du 30/07/1998 p 2482 » ;
- Question écrite Nº 18335 du 05/08/1999 p 2614 posée par J.BOURDIN, réponse du Ministère de l'Aménagement du territoire, « JO Sénat du 23/08/2001 p2700 » ;
- Question écrite Nº 30338 du 04/01/2001 page 12 posée par A.HETHENER, réponse du Ministère de l'Intérieur, « JO Sénat du 30/08/2001 p 2832 ».

Laval (Conseil Municipal, 2002), Vitrolles (Cours des comptes, 1997) et Saint-Etienne (tribunal administratif de Lyon, 1992) font aussi partie des collectivités ayant tenté en vain de trouver une solution de financement pour la gestion de leurs réseaux d'eaux pluviales.
Ce dernier point met en évidence le principal hiatus de la gestion des eaux pluviales. Les responsabilités sont en effet déléguées aux collectivités. Les réseaux sont gérés à travers des S.P.A.. Or le coût des aménagements curatifs n'est pas fonction des ressources des collectivités, mais bien de critères hydrologiques et hydrauliques spécifiques. Dans ces conditions, la gestion des réseaux et des ouvrages est généralement déléguée aux services des eaux usées ou de la voirie. Les collectivités sont alors obligées de transférer un montant strictement équivalent aux dépenses spécifiques, sans qu'aucune autre ligne d'abondement n'intervienne. A la différence des mesures curatives, les techniques préventives sont généralement financées par les acteurs privés.

Echelons administratifs	Acteurs décisionnels	Représentants de l'état	Services décentralisés de l'état et structures techniques	Echelle spatiale
Etat	Assemblée Nationale			
		Préfet de bassin	Agences de l'eau	Grands systèmes hydrologiques (6)
Région	Conseil Régional		DIREN	
Département	Conseil Général	Préfet	D.D.E. D.D.A.F. CLE	
Communauté Urbaine ; D'Agglomération ; de Commune.	Conseil Communautaire	Président de communauté		Bassins versants des cours d'eau
Collectivité territoriale	Conseil Municipal	Elus locaux	Syndicat de l'eau	Bassins versants situés sur le territoire des communes ; Vallons urbains ou ruraux
				ZAC, P.A.E., lotissements, parcelles

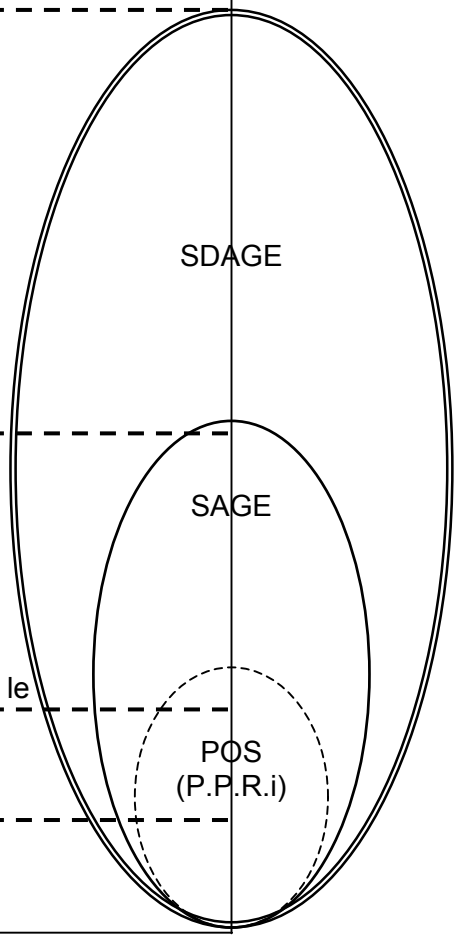


Figure 79 : Schéma de la gestion des eaux pluviales en France.

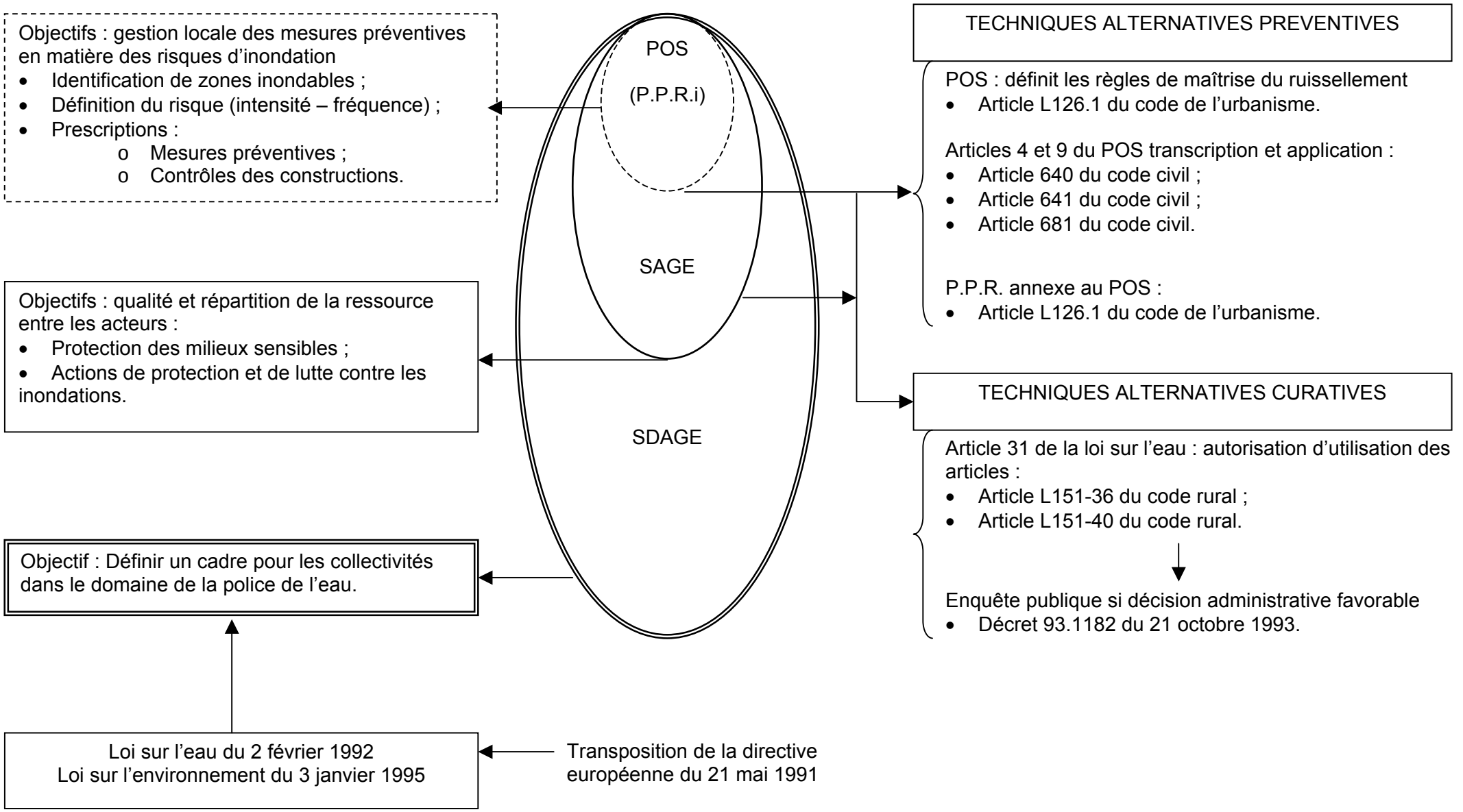


Figure 80 : Organisation du schéma décisionnel des techniques alternatives aux réseaux d'eaux pluviales.

Les techniques alternatives préventives et curatives sont donc avant toute chose des solutions permettant aux collectivités de réaliser des économies budgétaires. Le principe fondamental de ces ouvrages est que leur coût de réalisation est inférieur aux coûts de redimensionnement des réseaux.
Ces ouvrages doivent donc être modulables afin de pouvoir s'adapter aux différents sites et à leurs contraintes : urbaines, géotechniques, hydrologiques et hydrauliques.
Les techniques alternatives sont de plusieurs types et s'accomodent plus ou moins bien à certaines configurations. Indépendamment de leurs fonctions curatives ou préventives, une classification des techniques en fonction du tissu urbain et des réserves foncières disponibles peut être retenue.

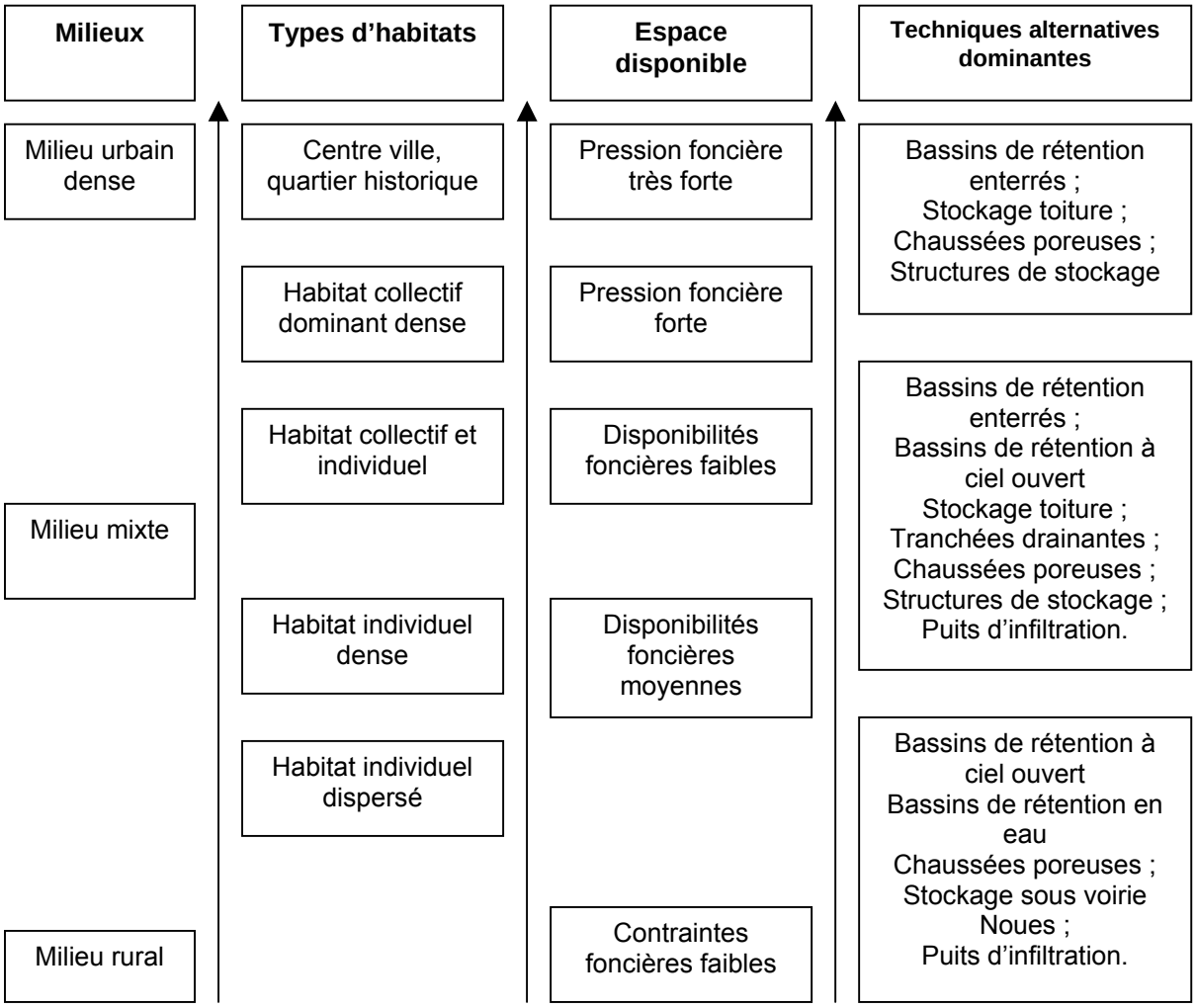


Figure 81 : Concordance entre techniques alternatives, milieu urbain et pression foncière.

Le dimensionnement et les principes de fonctionnement de ces ouvrages varient selon qu'il s'agisse de techniques curatives ou bien préventives. Le dimensionnement des ouvrages curatifs s'effectue en fonction des dysfonctionnements des réseaux et du niveau de protection voulant être atteint. Ces structures peuvent se situer en tête, au milieu ou en partie basse des réseaux. Ils peuvent alors être disposés en parallèle du réseau ou l'intégrer.
Le dimensionnement des techniques alternatives préventives intervient dans un contexte différent puisqu'il s'agit de préserver les conditions de ruissellement antérieures aux aménagements. Le volume de stockage est alors déterminé par la hauteur de la lame d'eau à stocker et par les surfaces imperméabilisées.

Classiquement, deux méthodes sont employées pour dimensionner le volume utile de ces ouvrages. La première traite de la statistique des pluies et de la relation entre la fréquence des pluies et des débits (méthode dite des Pluies), la seconde s'appuie sur la statistique des mesures de débit (méthode dite des Volumes) [MINISTERES 1977]. L'absence de données pénalise fréquemment cette dernière méthode au profit de la méthode des pluies.

En milieu urbain, les conditions hydrologiques des bassins versants sont approchées par de nombreuses méthodes. Les pluies sont généralement caractérisées par des hyétogrammes de type simple ou double triangle pour différentes périodes de retour. Communément, une période de retour de 10 ans est admise en assainissement alors que la prévention des risques s'élabore à partir d'événements plus rares et donc plus intenses (période de retour de l'ordre de 100 ans ou plus). Les pluies de projet, employées pour dimensionner les ouvrages, sont généralement extraites des courbes I.D.F. déterminées à partir d'un poste pluviométrique proche du lieu d'étude.

Le passage de la pluie nette à un débit de ruissellement est assuré par des fonctions de production et de transfert. Plusieurs méthodes sont applicables, mais requièrent une quantité d'information plus ou moins importante. Le choix des modèles employés repose souvent dans la pratique sur un compromis entre les paramètres physiques disponibles et leur domaine de validité. Ainsi, les fonctions de production basées sur l'estimation de coefficients d'imperméabilisation ou de ruissellement sont les plus souvent usitées. Ces modèles ont pourtant un domaine de validité relativement restreint notamment lorsqu'il s'agit de traiter du risque d'inondation et non de la gestion classique de l'assainissement des eaux pluviales.

Le choix des fonctions de transfert s'avère tout aussi délicat notamment en milieu urbain. En effet, la réponse des bassins à une averse unitaire est la somme de processus très complexes à saisir. Certains modèles, comme les modèles à réservoirs linéaires et non linéaires, offrent des résultats cohérents en l'absence de mesures de calage.

Contrairement au volet hydrologique qui souffre de nombreuses incertitudes, les modèles mathématiques et plus particulièrement ceux qui utilisent les équations de BARRE DE SAINT-VENANT donnent des résultats satisfaisants. Certains outils, comme les logiciels Mouse ou Canoë, permettent de simuler des écoulements en surface libre et en charge tout en intégrant les variations de régime. La diffusion des ondes de crue ainsi que les effets d'amortissement, peuvent être simulés à partir de la résolution des schémas implicites des différences finies. Ces modèles possèdent aussi leurs limites puisqu'ils supposent, dans le cadre d'une représentation filaire des réseaux, que les écoulements sont unidirectionnels. Les conditions limites sont atteintes lorsque les sections des réseaux s'élargissent (généralement dans les parties basses des réseaux).
L'utilisation de ces modèles est aussi délicate pour simuler les périodes de crises. En effet, au cours des phases de crue, une part non négligeable des écoulements s'effectue en dehors des réseaux. Les conditions d'écoulement dans les champs d'inondation doivent normalement être traitées à partir de modèles bi-dimensionnels beaucoup plus complexes à mettre en œuvre.

PARTIE II

CONDITIONS DE DEVELOPPEMENT DES TECHNIQUES ALTERNATIVES DANS LE DEPARTEMENT DES ALPES-MARITIMES

Le territoire du département des Alpes-Maritimes est marqué par d'importants reliefs et une bande côtière étroite. Son climat est tempéré par les influences maritimes de la Méditerranée, mais des épisodes pluviométriques parfois très intenses donnent aux cours d'eaux la possibilité d'exprimer leur caractère torrentiel. Les risques d'inondation concernent aussi bien les communes de l'arrière pays montagneux que celles de la bordure littorale de plus en plus urbanisée. Il convient donc de préciser les éléments qui sont à l'origine de ce risque naturel. L'aléa climatique se traduit par des épisodes de durée variable allant de quelques heures à quelques journées pendant lesquelles l'intensité des pluies et les cumuls peuvent être importants. Le développement des villes, bloqué au sud par la mer et conditionné au nord par les reliefs alpins, confère à l'organisation des schémas urbains une grande vulnérabilité face aux risques d'inondation. Ces deux éléments doivent être étudiés afin de comprendre dans quel contexte s'intègrent les techniques alternatives préventives et curatives en assainissement pluvial.

Globalement, les populations et les acteurs locaux sont de plus en plus sensibles aux effets dévastateurs des inondations. Cependant, ces risques existent depuis toujours sur le département comme par ailleurs. De nombreux travaux de synthèse, élaborés à différents échelons administratifs, tendent à préciser et à améliorer la gestion et les moyens de prévention de ces risques. Les collectivités territoriales sont ainsi de plus en plus réactives et les Plans de Prévention des Risques se multiplient.

Les contraintes topographiques fortes ont eu de multiples effets sur le développement urbain des villes et plus particulièrement sur le littoral. Les données locales propres aux réalisations de techniques alternatives doivent être analysées afin de déterminer les conditions de développement des stratégies alternatives en assainissement pluvial. L'analyse des techniques mises en œuvre sur la commune d'Antibes montre que le passage de la théorie à la pratique peut, dans ce contexte difficile, restreindre sévèrement la marge de manœuvre offerte aux décideurs. En effet, les différentes techniques possèdent des avantages mais aussi des conditions limites d'application qui sont éprouvées par les caractéristiques topographiques, hydrologiques et urbaines rencontrées dans le département.

Cette étude doit permettre de préciser les types de techniques à employer et les facteurs qui justifient leur réalisation. D'autres réponses doivent aussi être apportées afin de préciser la dynamique de croissance de ces structures et l'importance qu'elles représentent en terme de volume de stockage, mais aussi de coûts. Ce dernier aspect doit faire l'objet d'une attention toute particulière. En effet, les techniques alternatives mobilisent des investissements importants. Les budgets des collectivités peuvent être lourdement pénalisés par les mesures liées aux risques d'inondation. Les subventions accordées pour prévenir ces événements ne couvrent que partiellement les dépenses et celles-ci ne sont pas forcément proportionnelles aux revenus des collectivités. Il en est de même pour les investisseurs privés qui doivent assurer la réalisation d'ouvrages préventifs alors que l'accession à la propriété devient de plus en plus difficile.

CHAPITRE IV

RISQUES D'INONDATION : UNE VULNERABILITE CROISSANTE DES COMMUNES DU LITTORAL DES ALPES-MARITIMES.

Le bassin méditerranéen, dans son ensemble, est un espace où la concentration des populations sur les littoraux est importante et encore en phase de croissance. L'urbanisation résulte de la pression démographique et renforce les interactions entre l'homme et son milieu. Les risques naturels majeurs sont nombreux. Parmi ces risques, les inondations sont les plus fréquentes et touchent l'ensemble des pays de cette région du globe. L'espace français méditerranéen fait certainement partie des régions les plus exposées et les plus durement touchées par les inondations. Dans un passé récent, les villes de Nîmes en 1988, de Vaison-la-Romaine en 1992, d'Auribeau-sur-Siagne en 1994 et du département du Gard en 1998 et 2002 ont été durement frappées. Les médias ont d'ailleurs gravé dans l'esprit d'un large public la violence de ces événements. Le département des Alpes-Maritimes appartient lui aussi à ces zones touchées par les inondations.

De même que pour les autres risques naturels (tremblement de terre, coulées de boues, etc.), le degré d'exposition aux inondations correspond à la conjonction d'un aléa (intensité et durée des événements pluviométriques) et d'une vulnérabilité (degré d'urbanisation, infrastructures, aménagement du territoire). Le département des Alpes-Maritimes se singularise dans la région Provence Alpes Côte-d'Azur (PACA) par une topographie fortement marquée. Situés au sud de la chaîne alpine, les reliefs prononcés s'avancent jusqu'en bordure littorale et contraignent lourdement le développement des milieux urbains. Comme pour l'ensemble des franges littorales du bassin méditerranéen, ce département a connu, au cours des 50 dernières années, une phase de concentration de sa population sur les côtes. L'afflux important de nouveaux arrivants a accéléré le processus d'urbanisation dans un territoire où les terrains constructibles sont rares.

Le problème de la prévention et de la protection face aux risques d'inondation en milieu urbain est très complexe puisqu'il regroupe à la fois des facteurs sociologiques, politiques, urbanistiques et économiques. Renaud VIE LE SAGE, ancien directeur du Commissariat aux risques majeurs, relevait : « En France, 80% des permis de construire en zone inondable ont été délivrés durant ces quarante dernières années. On estime que deux millions de personnes vivent aujourd'hui dans ces zones qui représentent une superficie de 22 000 km² répartie sur 8 500 communes » [VIE LE SAGE 1994].

Aux niveaux financier et réglementaire, deux éléments majeurs sont intervenus au cours de cette phase de développement des citées azuréennes : la création du régime spécifique d'indemnisation des catastrophes naturelles en 1982 et les politiques de décentralisation mises en œuvre dès 1983. Le régime d'indemnisation est apparu aux yeux des acteurs locaux ainsi qu'à ceux des propriétaires, comme une assurance leur permettant pour les uns de développer certains espaces non aménagés et pour les autres, d'accéder à la propriété à moindre frais. Cette perception a été renforcée par le transfert des pouvoirs de l'Etat aux collectivités, dans le domaine de l'urbanisme et notamment ceux concernant la délivrance des permis de construire (les lotissements récents touchés en 1994 sur la commune d'Auribeau-sur-Siagne en sont une preuve parmi tant d'autres).

Le renforcement promulgué par l'Etat d'une politique de protection et de prévention des risques est mis en application à diverses échelles : grandes entités hydrologiques (Agence de l'Eau), région (conseil régional et DIREN), départements (conseil général et D.D.E.) et collectivités locales. La prévention passe d'abord par l'identification du risque et se traduit par la création de cartes des risques. Ces cartes permettent d'identifier les priorités et offrent une vue d'ensemble aux responsables. Les mesures à entreprendre pour la maîtrise des inondations en milieu urbain sont complexes. En effet, les aménagements à réaliser sont de deux ordres : curatif et préventif. A l'échelle locale, les stratégies développées se heurtent à

différents obstacles : techniques, réglementaires, juridiques et politiques. Mais le vrai problème est d'ordre économique. Comment financer les mesures à entreprendre ? La mise en oeuvre lente et difficile des Plans d'Exposition aux Risques (P.E.R.), puis des Plans de Prévention des Risques (P.P.R.) et des Plans de Prévention des Risques d'Inondation (P.P.R.i..) par la loi de 1995 s'est accompagnée que très rarement d'études globales sur le fonctionnement des réseaux. Les mesures prises pour lutter contre les inondations ont été dans l'ensemble des réponses impulsives à des événements marquants. Le financement d'ouvrages de protection a fait que trop rarement l'objet d'une approche pragmatique.
A l'échelle de la parcelle, les prescriptions promulguées par la loi sur l'eau de 1992 favorisent le renforcement des outils de contrôle et de maîtrise du ruissellement. L'intégration progressive de ces mesures de compensation dans les différentes communes ne se fait pas sans poser de problèmes. Les principales interrogations des élus portent sur leur rendement technico-économique, sur leur intégration dans les systèmes complexes des réseaux d'eaux pluviales ainsi que sur leur pérennité.

1.Composantes du risque d'inondation.

Les risques d'inondation sont définis par la conjonction d'un aléa climatique et d'une vulnérabilité (facteurs physiques et/ou anthropiques). Le département des Alpes-Maritimes a connu des événements pluviométriques intenses sur des durées variables. La nature des phénomènes climatiques est fonction du type de perturbation. Différentes sortes de situations météorologiques affectent ce département : flux dépressionnaires centrés en Méditerranée, dépressions ligures. Les précipitations maximums enregistrées restent inférieures aux records cévenols ou encore à celles ayant touché les départements de l'Aude et du Gard en 1999 et 2002. Cependant, ces valeurs sont bien supérieures à celles habituellement rencontrées dans le reste de la France. Ainsi, si le cumul des précipitations annuelles reste proche de celui de la région parisienne, certains événements s'avèrent d'une intensité tout à fait exceptionnelle (+ de 100 mm en 1 heure le 5 octobre 1987 à Golfe-Juan). Cependant, une estimation précise de l'aléa climatique reste délicate à élaborer sur ce département. D'une part, le département ne dispose pas de radar météorologique et d'autre part, le nombre de stations météorologiques à faible pas de temps et sur de longues périodes est limité (poste de Nice-Aéroport). Les données des courbes Intensité-Durée-Fréquence (I.D.F.) de ce poste sont généralement utilisées par les bureaux d'étude afin de concevoir leurs projets.

Les facteurs de vulnérabilité face aux risques d'inondation sont au nombre de deux. Tout d'abord, le facteur topographique occupe une place prépondérante. Les reliefs marqués sont synonymes de régimes torrentiels pour la plupart des cours d'eau permanents ou non. Les pentes fortes impliquent des temps de concentration courts, ce qui suppose une plus grande sensibilité aux événements intenses de faible durée. Le second facteur de vulnérabilité est lié aux modes d'occupation des sols. L'organisation de l'espace a été fortement influencée par une importante croissance démographique et par une urbanisation très poussée du littoral. La conjonction d'un haut degré de vulnérabilité et la permanence, encore mal définie, de l'aléa climatique sont à l'origine des risques d'inondation dans le département des Alpes-Maritimes.

1.1. Aléas climatiques.

Le réseau de mesures pluviométriques de Météo-France, en place dans le département des Alpes-Maritimes, permet une bonne lecture des variables moyennes mensuelles et annuelles [CHAMOUX & LABORDE 1998]. A ces échelles, les reliefs proches du littoral (massif du Cheiron et massifs mentonnais) accentuent mécaniquement les quantités de précipitations par forçage orographique. Cependant, l'implication de la topographie dans la localisation des événements extrêmes n'est pas encore prouvée. Ainsi, le traitement statistique des événements rares sur de courtes durées, inférieures à la journée, ne peut se faire que sur un nombre réduit de postes d'observations. Le manque d'information et les difficultés d'appréhension des méthodes de traitement des données expliquent, en partie, les nombreuses confusions observées dans les différentes études menées au cours des vingt dernières années.

1.1.1. Contexte climatique local.

A l'échelle des pluies annuelles, les cumuls moyens sont sur la frange littorale à peu près équivalents à ceux que l'on trouve sur la région de Paris. Ils sont compris dans une fourchette allant de 700 à 800 millimètres. Les premiers reliefs, notamment le massif du Cheiron, sont les zones les plus arrosées et les cumuls annuels dépassent en moyenne 1 300 millimètres.

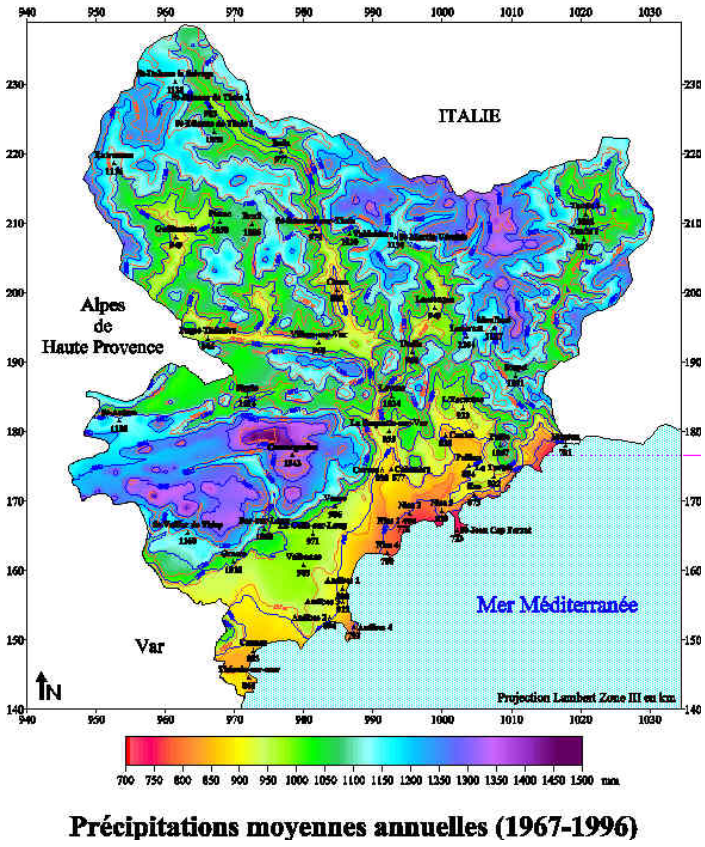


Figure 82 : Cartographie automatique des pluies moyennes annuelles sur le département des Alpes-Maritimes [CHAMOUX & LABORDE 1998].

A l'échelle des pluies mensuelles, le département connaît deux régimes pluviométriques :

- Un régime unimodal en zone littorale avec un maximum des pluies en automne, particulièrement marqué sur les premiers reliefs ;
- Un régime bimodal sur les reliefs de l'arrière pays (au nord du département) avec deux maximums des pluies au printemps et en automne.

Sur le littoral, il pleut essentiellement en automne et en hiver. L'été est une saison sèche. Les maximums sont enregistrés au mois d'octobre. Les reliefs proches du littoral sont plus arrosés que le reste du département.

Le Massif du Cheiron, dont la structure est est-ouest, illustre bien cette réalité. De forts cumuls de précipitations sont aussi obervés sur les reliefs qui entourent Sospel (partie est du département). Dans l'arrière-pays, les précipitations sont moins importantes que sur les premiers reliefs durant l'automne et l'hiver.

1.1.2. Evènements extrêmes.

L'aléa pluviométrique varie en intensité, en durée et en fréquence, mais aussi spatialement. Le département des Alpes-Maritimes a été soumis, comme les autres départements bordant la Méditerranée, à des épisodes pluviométriques extrêmes. La densité des pluviomètres n'est jamais suffisante pour refléter la variabilité des précipitations à une échelle spatiale fine. De nombreux travaux [LABORDE 1984 ; SLIMANI 1985 ; DAVTIAN 1998 ; KIEFFER WEISSE 1998] ont montré que la prise en compte du relief pouvait expliquer une part de la distribution des pluies dans l'espace.

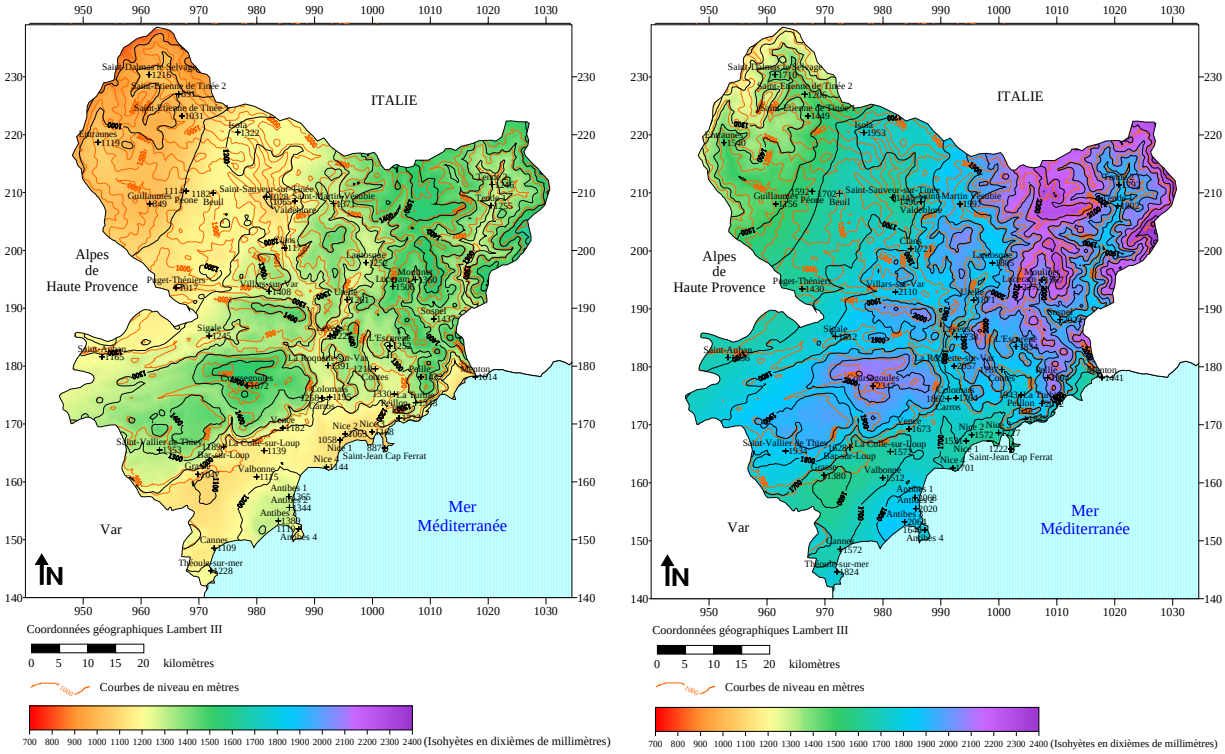


Figure 83 : Cartes des précipitations journalières décennales et centennales [BEROLO & al 2000].

Tableau 23 : Pluies journalières maximales supérieures à une période de retour de 100 ans observées sur Nice et Antibes [BEROLO & al 2000].

Poste pluviométrique	Cumuls journaliers (mm)	Période de retour (années)	Date
Antibes « les Moulières »	209,1	108	13/10/1973
Antibes « Lycée Horticole »	222,0	200	13/10/1973
Antibes « Golfe Juan »	218,7	153	13/10/1973
Antibes « Sémaphore La Garoupe »	218,2	1068	13/10/1973
Nice « Rimiez »	178,5	351	13/10/1973
Nice « Saint-Pierre de Ferric »	207,8	1036	13/10/1973
Nice « Col de Villefranche »	197,0	294	13/10/1973
Nice « Aéroport »	191,4	245	13/10/1973

Les cartes des précipitations journalières décennales et centennales montrent clairement que la ligne de reliefs qui bordent le littoral et le massif du Mercantour sont les zones exposées aux épisodes les plus intenses. Le gradient altimétrique des pluies est plus fort sur les reliefs proches de la mer. La région antiboise a connu quelques épisodes exceptionnels de par leur intensité et se démarque par de plus fortes valeurs. A titre d'exemple, le tableau précédent précise les cumuls journaliers enregistrés, sur Nice et Antibes, dont la période de retour est supérieure à 100 ans. Les cumuls enregistrés correspondent à un épisode pluvieux intense de 1973. Cet événement ressort sur les huit postes de ces deux villes.

Le poste climatologique de Nice-Aéroport dispose des séries d'observations continues les plus longues du département (1966-2002) et peut servir de référence pour caractériser l'aléa pluviométrique sur le littoral à l'échelle horaire. Les données du poste de Nice-Aéroport ont permis aux services de Météo-France de préciser les courbes I.D.F.

Tableau 24 : Valeur des paramètres a et b de MONTANA (en minute) pour des averses d'une durée jusqu'à 1 heure, 2 heures et 24 heures (poste de Nice-Aéroport).

		Période de retour					
Durée	**Paramètres**	**2 ans**	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**
Inférieure à 1 h	**a**	4,3	5,4	6,3	7,0	8,0	8,6
	b	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Inférieure à 2 h	**a**	3,0	3,9	4,5	5,1	5,8	6,3
	b	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
Inférieure à 24 h	**a**	2,0	2,5	2,9	3,3	3,7	4,0
	b	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

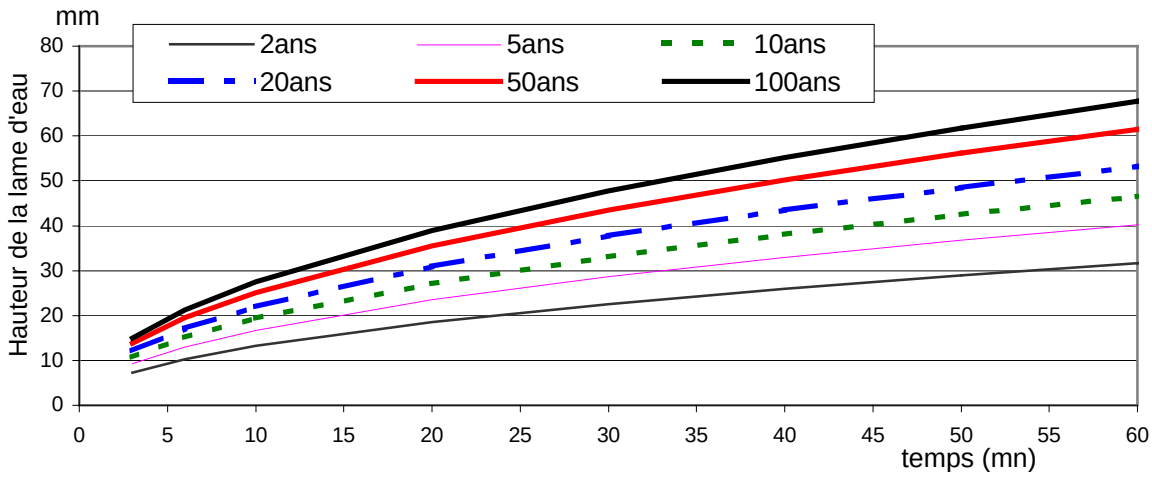


Figure 84 : Courbes I.D.F. du poste de Nice-Aéroport (durées égales ou inférieures à 1h).

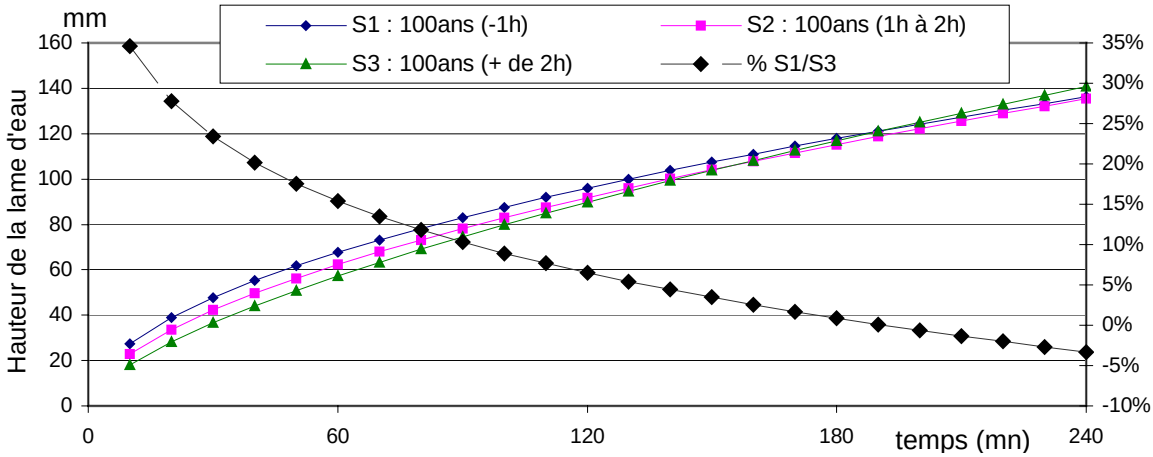


Figure 85 : Ecart entre les courbes intensité-durée d'une averse centennale en fonction de la durée et des valeurs de MONTANA (poste de Nice-Aéroport).

Le graphique ci-dessus montre que la définition des paramètres a et b doit être établie en rapport avec la durée de l'averse. En effet, les estimations des intensités varient de 15% à 35% pour une averse centennale selon l'échantillon de définition des valeurs de a et de b. Ces données seront employées au cours de cette étude dans le cadre de la modélisation des débits de ruissellement.

Les intensités horaires varient fortement en fonction de la durée des averses. L'intensité horaire est de 165 mm pour une averse centennale de 10 mn et de 46 mm pour une averse centennale de 120 mn. Ces fortes valeurs soulignent l'importance des événements pluviométriques qui peuvent se produire sur le littoral du département. Les averses intenses de courte durée représentent un risque majeur pour les vallons urbains de faibles dimensions.

Tableau 25 : Intensités théoriques en fonction de la durée et de la fréquence (intensité en mm, poste de Nice-Aéroport, période 1966-2002).

D (durée en mn)	Période de retour (en année)					
	2	5	10	20	50	100
10	13,2	16,7	19,3	21,9	25,1	27,5
20	18,5	23,5	27,1	30,9	35,5	38,9
30	22,6	28,6	33,1	37,7	43,5	47,8
40	26,0	33,0	38,1	43,5	50,2	55,2
50	29,0	36,8	42,5	48,6	56,1	61,8
60	31,7	40,2	46,4	53,1	61,5	67,7
80	33,6	42,9	49,7	57,0	66,2	73,2
100	38,0	48,4	56,2	64,5	75,0	82,9
120	42,0	53,5	62,1	71,3	83,0	91,8

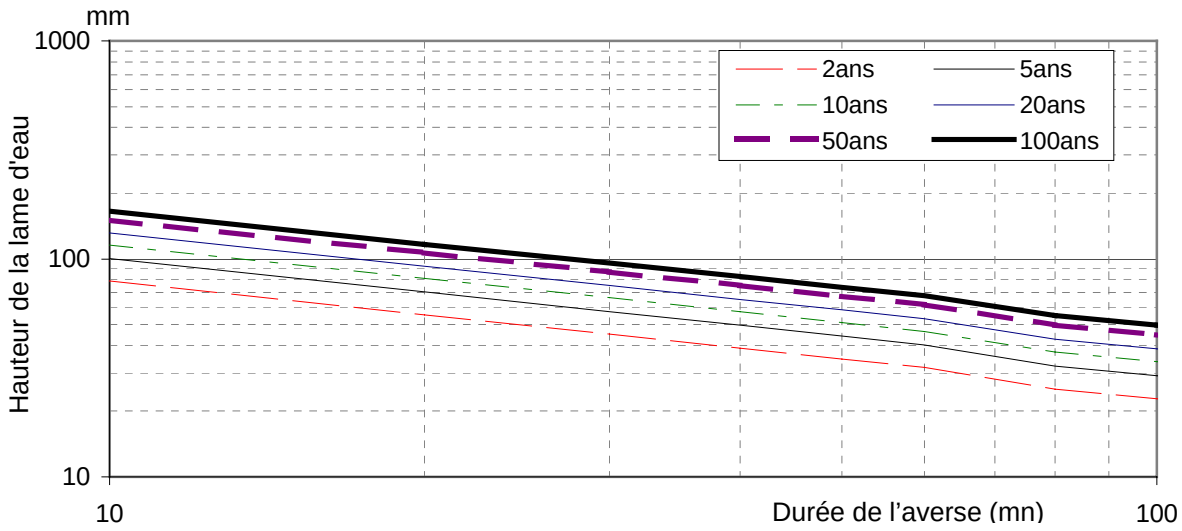


Figure 86 : Intensité horaire des pluies (poste de Nice-Aéroport, période 1966-1999).

Le rôle des structures orographiques est prépondérant dans la distribution des pluies sur les Alpes-Maritimes. Cependant, l'analyse de la pluviométrie mensuelle montre que les événements les plus importants se produisent au cours des mois d'automne sur le littoral. Les courbes I.D.F. tirées du poste pluviométrique de Nice-Aéroport permettent de caractériser les averses de courtes durées (de quelques minutes à quelques heures), pouvant se produire sur le littoral du département des Alpes-Maritimes. Ce poste dispose de la plus longue série d'observations. Les données existantes ont été traitées et validées par les services de Météo-France.

1.2. Eléments de vulnérabilité.

La vulnérabilité d'un espace face aux risques d'inondation peut être définie à deux niveaux : la sensibilité et le degré d'exposition. Le premier niveau est d'ordre physique et correspond à des éléments topographiques et hydrologiques, favorables ou non à la genèse de ce risque. Le risque d'inondation se traduit en réalité par des phénomènes plus ou moins brutaux. La classification de ces événements doit donc être représentée par une typologie adaptée à leurs caractéristiques.

Le second niveau est d'ordre anthropique et dépend de la nature de l'occupation des sols. L'estimation du degré de vulnérabilité implique donc la connaissance des domaines

d'expansion des crues, mais aussi la nature et l'importance des aménagements qui occupent les zones exposées.

1.2.1. Topographie et géologie.

Le département des Alpes-Maritimes possède une superficie de 4 294 km² et présente une topographie marquée. Deux ensembles sont en opposition : le premier au sud est constitué d'une frange littorale étroite qui se rétrécie de l'ouest vers l'est, le second correspond à un espace pré-alpin aux reliefs marqués et s'étend au nord de la frange littorale. Le passage de cette frange littorale à la zone pré-alpine s'effectue progressivement sur la zone ouest (région grassoise) où se situe le massif du Cheiron. Ce massif est orienté est-ouest et forme un rempart parallèle au littoral. Les différentes arêtes qui le constituent sont parallèles et leurs altitudes croissent vers le nord. La cime du Cheiron culmine à 1 777 mètres et se trouve à une vingtaine de kilomètres de la mer. La partie est du département, frontalière avec l'Italie, est marquée par une avancée prononcée des reliefs à proximité du littoral (de la région mentonnaise jusqu'à la partie est de la ville de Nice). Ces reliefs sont plus accentués que dans la partie ouest du département, mais sont moins cohérents dans leur ensemble.

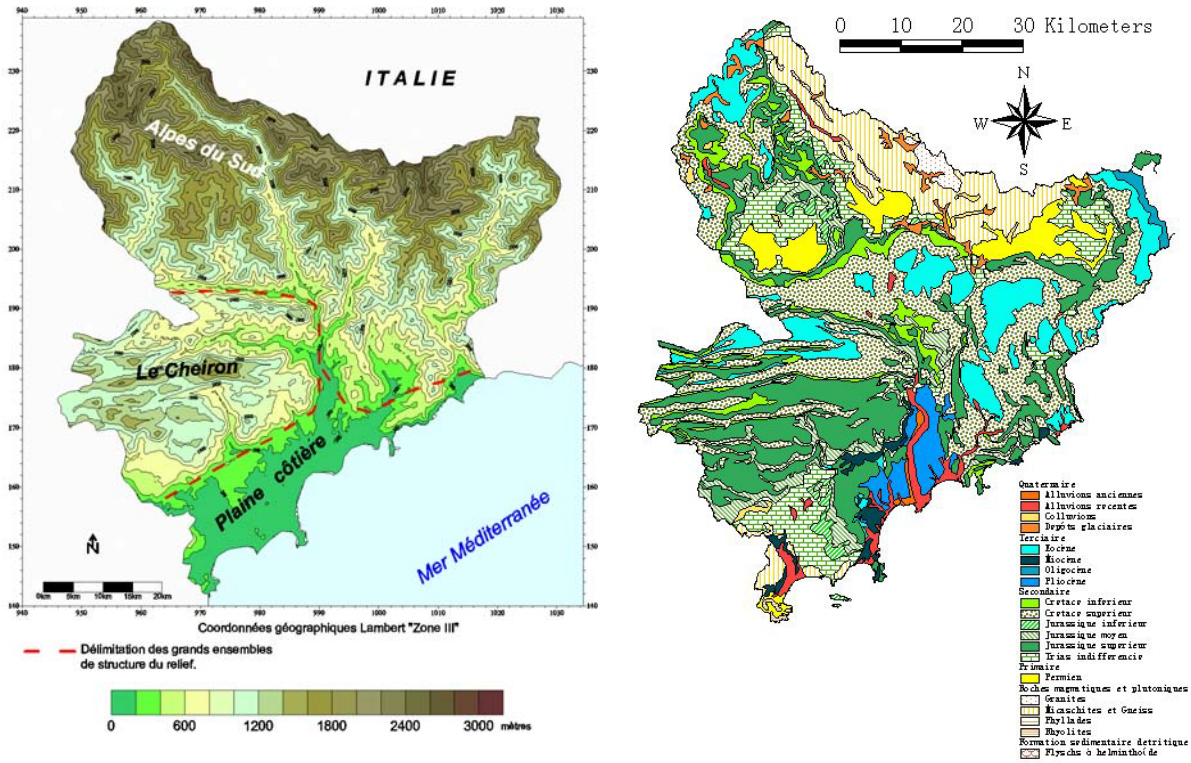


Figure 87 : Cartes topographique et géologique du département des Alpes-Maritimes [CHAMOUX & LABORDE 1998].

Les reliefs des Alpes du sud possèdent des lignes de structures orientées nord-sud et sont constitués de 3 vallées (Roya, Vésubie et Tinée) situées au nord du massif du Cheiron sur la partie ouest du département. Le Mercantour occupe la zone nord de ces reliefs. Les sommets de cet espace culminent au-delà de 3 000 mètres et forment une barrière climatologique qui protège le département des flux climatiques perturbés venant du nord.

La topographie du département des Alpes-Maritimes résulte d'une évolution tectonique, puis morphologique très complexe débutée à l'Oligocène (époque tertiaire) et qui se prolonge jusqu'au quaternaire [JULIAN 1980]. Deux types d'évolution morphotectonique définissent à l'échelle du département les principaux ensembles structuraux :

- La partie située à l'ouest du Var est constituée d'une structure provençale dans laquelle des couches calcaires massives allochtones présentent une structure en écaille ;
- La partie est est composée de formations récentes issues de l'orogenèse alpine.

Une analyse plus fine permet de déterminer 3 ensembles morphogéologiques :

- Le massif cristallin situé au nord du département couvre la plupart des zones de haute montagne. L'axe orographique principal est constitué, à ce niveau, par le massif cristallin externe de l'Argentera-Mercantour [JULIAN 1980]. Ces massifs métamorphiques sont composés essentiellement de migmatites et granites. Ces reliefs sont le résultat direct d'une phase de surrection alpine déclenchée par un chevauchement pennique frontal entre les plaques eurasienne et africaine.
- La partie centrale du département correspond à une zone de moyenne montagne. Cette zone est la plus importante du département en superficie. Une forte dissymétrie dans l'organisation structurale entre les parties situées à l'est et à l'ouest du fleuve Var est observée.
    - La partie est correspond aux Préalpes niçoises. Cet espace possède un relief fortement disséqué qui est en contact direct avec le massif de l'Argentera-Mercantour [JULIAN 1980]. L'ossature montagneuse qui compose les Préalpes de Nice offre un volume important en raison de la présence d'épaisses couches du crétacé. Les pointes de relief sont essentiellement composées par des calcaires jurassiques ou encore des chaînons anticlinaux qui bordent des cuvettes synclinales.
    - La partie ouest correspond aux Préalpes grassoises. Cet espace est issu d'un processus morphotectonique provencal marqué par le recouvrement en surface d'épaisses couches calcaires allochtones. Ces volumes forment les zones de relief qui bordent le littoral. A l'ouest du Var, le massif du Cheiron constitue le principal élément géologique. Ce massif offre un relief structural presque conforme. Cet espace est marqué par de très nombreuses dépressions, vallées étroites, zones de collines. Ces structures correspondent le plus souvent à des synclinaux dont la disposition commande directement la morphologie. Au sud de cette zone, la lithologie calcaire de ce massif est à l'origine du style morphostructural cassant qui s'exprime notamment au niveau du Baou de Saint-Jeannet. Cet espace se caractérise aussi par une activité karstique très prononcée qui se prolonge plus au sud.
- La partie littorale du département peut être décomposée en trois sous-ensembles.
    - A l'ouest du Var sur le secteur provençal, se trouve une basse plaine isolée du littoral par un cordon de galet alimenté par les alluvions fluviatiles. Cet espace comporte de nombreux talus taillés dans les accumulations pliocènes et quaternaires (terrasses marines ou fluviatiles, épandages détritiques) qui entrecoupent un espace autrefois marécageux [JULIAN 1980].
    - A l'est, la part des plaines côtières est fortement réduite dans l'ensemble, mais le littoral est assez diversifié. L'aspect rocheux est prédominant avec de grandes falaises plongeantes, des caps calcaires et de petites baies. Ces structures traduisent en fait le prolongement marqué des Préalpes niçoises jusqu'au littoral.
    - Au centre, se trouve la plaine alluviale du Var inférieur. Le passage de la plaine aux zones de moyenne montagne s'effectue par de nombreuses terrasses. L'origine de ces terrasses est imputable aux multiples phases de surrection qui se sont produites au cours de la période quaternaire.

Les forts gradients altitudinaux déterminent les conditions hydrodynamiques. Ils assurent encore à ce jour une compétence forte pour les transports alluviaux ainsi qu'un caractère de torrentialité des cours d'eau. La dynamique géomorphologique explique aussi la très grande complexité du réseau hydrologique littoral. De fortes pentes caractérisent sur le littoral les vallons encaissés à l'est du Var. Sur la partie ouest, ces vallons s'organisent autour de nombreux talus disséqués et s'étalent plus largement dans la plaine alluvionnaire.

1.2.2. Réseaux hydrographiques et risques d'inondation.

La juxtaposition de bassins-versants de petites dimensions est l'un des traits fondamentaux des Alpes-Maritimes. Les confluences se font surtout dans les zones sublittorales (Var, Tinée, Vésubie, Estéron, Roya, Bévéra). De nombreux petits fleuves littoraux existent aussi (Loup, Cagne, Siagne, Paillon). Le réseau hydrographique naturel du département des Alpes-Maritimes est donc particulièrement complexe. La relative diversité des cours d'eau résulte d'un relief marqué avec des altitudes importantes provenant d'une activité tectonique récente et de l'action érosive des précipitations. Le réseau hydrographique peut se subdiviser, selon les caractéristiques des cours d'eau, en deux classes : les fleuves et les cours d'eau non permanents qui drainent les vallons fortement urbanisés en bordure littorale.

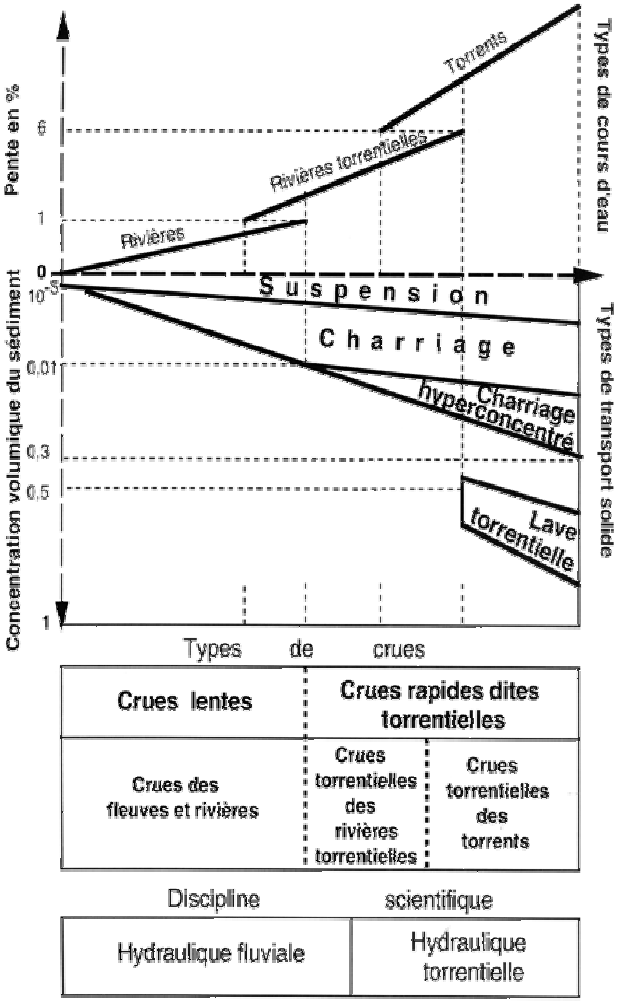


Figure 88 : Correspondance entre cours d'eau, transports solides et types de crues [BESSON & MEUNIER 1995].

La nomenclature, appliquée en France, pour les crues et inondations est complexe. En effet, les définitions dépendent de plusieurs facteurs : les préoccupations liées à la prévention (aux moyens d'alerte), la nature des transports solides, les pentes et vitesses d'écoulement. Plusieurs définitions des types d'inondation et provenant de sources différentes sont présentées dans le tableau 26.

Tableau 26 : Définitions des types d'inondation selon différentes sources.

Type d'inondation	Définition	Source
Crue de plaine	La crue de plaine est une inondation avec un épandage important, mais une vitesse réduite.	B
	Les inondations de plaine, par débordement, sont des inondations dont on peut suivre l'évolution grâce aux informations fournies par les services d'annonce de crue. Le préavis est relativement important pour les actions à entamer.	A
	Les crues de plaine sont des inondations caractérisées par des pluies intenses moyennes, mais longues sur un relief peu accidenté et des bassins versants étendus. Dans ce type de configuration, les eaux montent progressivement et le fleuve sort lentement de son lit et s'étale dans la plaine ; c'est le profil habituel des grandes crues de la Charente par exemple.	C
Crue torrentielle	Dans le cas d'une crue torrentielle, le temps de montée des eaux est rapide avec un courant important, charriant des éléments solides (type Vaison-la-Romaine).	
	Les crues torrentielles peuvent être observées sur les torrents de montagne c'est-à-dire sur des petits bassins où les phénomènes sont très rapides. Souvent, ces bassins ne sont pas équipés de services d'annonce de crue. En l'absence de ce système automatique, les informations sont peu nombreuses, les délais d'alerte très brefs et les conditions d'intervention difficiles. D'autres crues torrentielles peuvent être constatées dans le cas de rivières alimentées par des pluies de grande intensité (orages de type cévenol). Ce fut le cas à Vaison-la-Romaine en 1992.	A
Crue de type cévenol	Dans le cas d'une crue de type cévenol, la conjonction entre des bassins versants petits, ravinés, extrêmement escarpés et des pluies fréquemment diluviennes (par exemple des pluies d'orage nées de la rencontre en altitude de courants chauds et humides et de masses d'air froid). Une telle conjonction est celle qui entraîne les phénomènes les plus violents, les plus brutaux et aussi les plus ravageurs, sachant que les masses d'eau, ainsi produites, sont dotées d'une capacité d'érosion considérable et sont aptes à charrier terre, roc et végétation avec une puissance insoupçonnée.	C
Crue périurbaine	Dans le cas d'une crue périurbaine, le ruissellement, sur les zones très urbanisées, sature les réseaux d'évacuation (type Nîmes).	B
	Les inondations périurbaines par ruissellement peuvent survenir en zone urbaine - comme à Nîmes en 1988 - ou en zone déboisée ou brûlée. Ces inondations apparaissent rapidement. Elles proviennent en général de phénomènes météorologiques de type orageux. Les problèmes d'intervention ne sont pas les mêmes que pour les inondations de plaine.	A
Submersion des zones littorales	La submersion des zones littorales se produit lorsque certaines parties du littoral ne sont plus protégées des mers en raison de l'importance des marées et des vents. C'est le cas à Saint-Malo où la digue pose un réel problème : la zone industrielle se trouve à un niveau inférieur à celui des plus hautes mers aux plus hautes conditions de marée. Autrement dit, si cette digue venait à rompre, toute une partie de la zone industrielle serait recouverte de 60 à 70 centimètres d'eau de mer.	A
Rupture d'ouvrages hydrauliques	La rupture d'ouvrages hydrauliques est un phénomène particulier et très violent.	A

Sources : A - Audition de l'Amiral G. RICHARD [MATHOT & MARIANI 1994e].
B - La prévention des inondations [D.D.E. 1996].
C - Typologie des crues [MATHOT & MARIANI 1994a].

1.2.2.1. Fleuves.

Le département des Alpes-Maritimes possède de nombreux fleuves de gabarits très variables. Dans l'ensemble, ces cours d'eau se caractérisent par un enfoncement rapide alors que les surfaces drainées augmentent peu dans des sections en gorge parfois étroites [JULIAN 1980]. Le Var et la Roya (fig. 89) sont les deux principaux fleuves. Le bassin versant du Var couvre une superficie de 2 820 km² dont 2 370 km² se situe dans le département (soit 55% de sa surface). Le Var dispose de nombreux affluents, les principaux sont :

- La Vésubie (orientation nord-sud sur la partie nord du département) ;
- La Tinée (orientation nord-sud sur la partie nord du département) ;
- L'Estéron (orientation ouest-est sur la partie ouest du département) ;
- Le Cians (orientation nord-sud sur la partie nord-ouest du département).

Le bassin versant du Var s'étend jusqu'à la partie sud du département des Alpes de Haute Provence.
Le fleuve Roya se jette en mer en territoire italien. La partie française du bassin versant occupe le nord de la vallée qui porte son nom. La partie amont du cours est largement exploitée par E.D.F. qui dispose de nombreux barrages positionnés dans le Parc National du Mercantour. Un second bassin versant, celui de la Bévéra, alimente le fleuve dans la partie italienne située en aval de la frontière.

Le régime d'écoulement, caractérisé par les pentes et les vitesses d'écoulement de ces deux fleuves, rapproche les inondations dont ils sont responsables, des définitions retenues pour les crues torrentielles et même de type cévenol concernant leurs affluents. Les fleuves Var et Roya, sur la portion française en amont, ont des temps de concentration allant de deux jours pour le Var à moins d'une journée pour la Roya. L'imperméabilisation des bassins versants de ces deux fleuves est faible. Les crues et inondations qui en résultent sont générées par des épisodes pluvieux de plusieurs jours. D'autre part, l'extension spatiale du phénomène climatique doit être suffisante afin de couvrir l'ensemble de la surface des bassins versants. Ces inondations peuvent toucher les communes littorales (surtout celle de Nice et Saint-Laurent du var), mais aussi celles de l'arrière pays qui traversent ou longent le cours d'eau. Les mesures de prévention et de protection sont :

- Mesures structurelles : digues, barrages, zones d'expansion des crues, etc. ;
- Mesures non structurelles : reforestation, entretien, nettoyage des cours d'eau, etc.

Les autres fleuves permanents possèdent des bassins versants de dimensions plus restreintes (entre 50 km² et 300 km²) et peuvent être assimilés à des torrents. Leurs régimes hydrologiques sont sensibles à des épisodes de moins de 24 heures. Les principaux cours d'eau permanents des Alpes-Maritimes sont ceux de la Brague, de la Siagne, du Loup et du Paillon (fig. 89). Les temps de réponse de ces bassins versants sont de l'ordre de 4 à 8 heures. En période d'étiage, les débits sont très faibles et peuvent même être nuls après de longues périodes sans pluie (état plus probable en fin d'été).
Les cours d'eau permanents sont susceptibles de générer des inondations par débordement, suite à des épisodes orageux dépassant quelques heures. En effet, les bassins versants de ces cours d'eau ont des temps de réponse très courts du fait de leur faible dimension. De plus, le caractère brutal de ces inondations est renforcé par les fortes pentes dans les parties amonts des bassins. Les crues de ces cours d'eau doivent être assimilées à des crues de type torrentiel ou cévenol. Les inondations conséquentes aux débordements de ces cours sont fréquentes et affectent les infrastructures de communication dans les parties amont. Les inondations catastrophiques qui ont frappé la partie basse d'Auribeau-sur-Siagne après le débordement de la Frayère, en 1994, témoignent de la violence de ces types de crue.

Cependant, si ces inondations mettent parfois en cause le développement urbain de certaines communes, elles n'ont pas de lien direct avec l'organisation des réseaux d'eaux pluviales.

L'essentiel du processus de ruissellement s'opère sur des zones naturelles et n'implique pas le recours à des techniques alternatives. Les inondations de ce type sont dues au caractère exceptionnel de l'aléa (très forte intensité) et à une extension spatiale au moins équivalente à la surface des bassins versants (de l'ordre d'une cinquantaine à quelques centaines de km²).

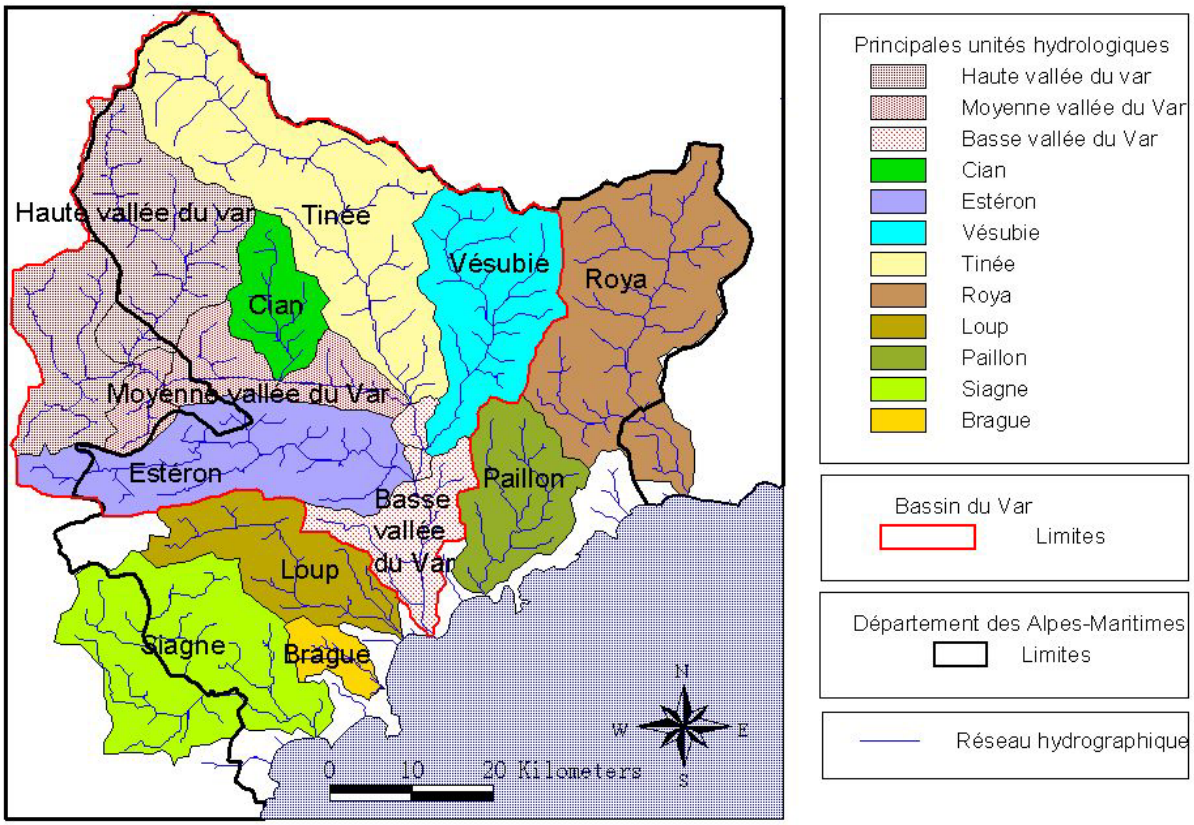
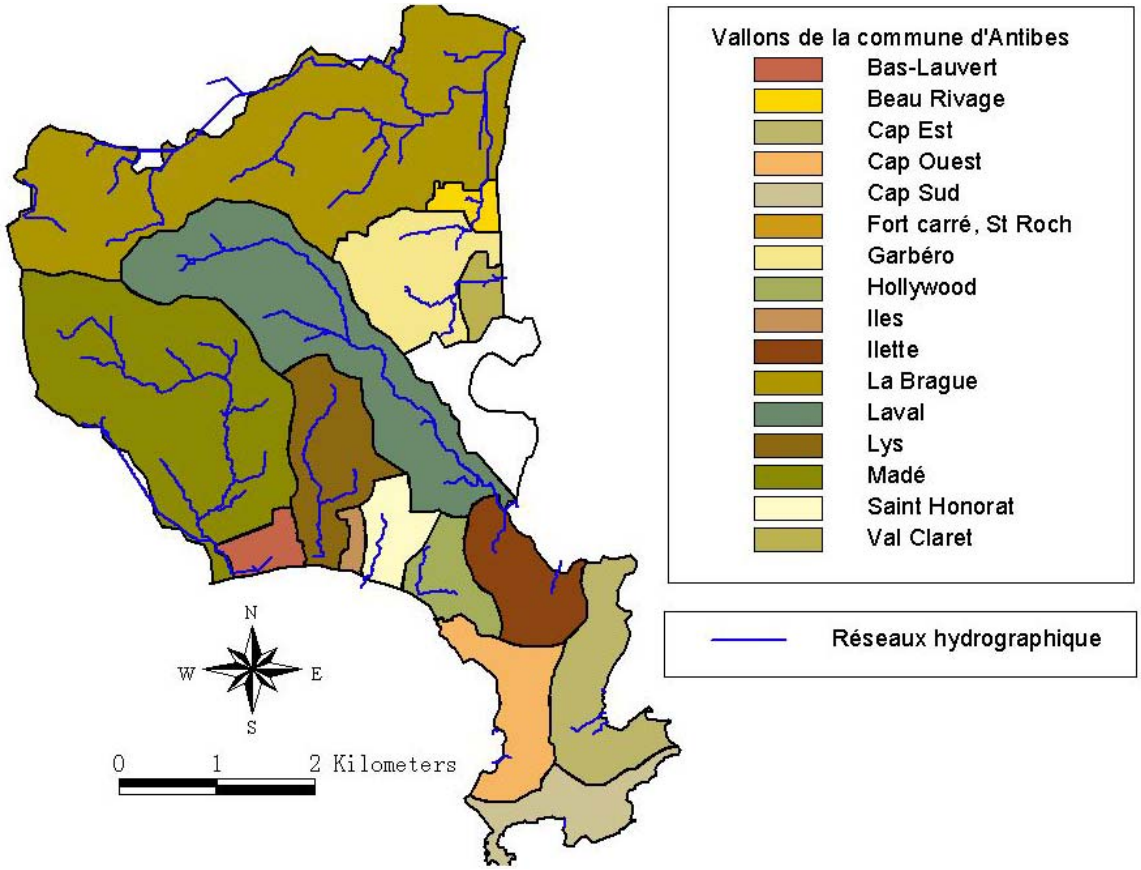


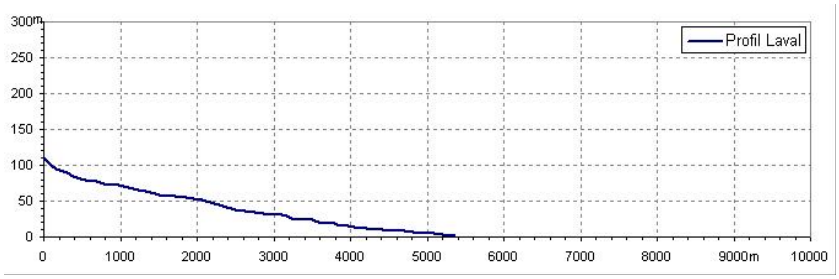
Figure 89 : Principaux bassins versants du département des Alpes-Maritimes.

1.2.2.2. Cours d'eau non permanents.

Les cours d'eau non permanents correspondent à des entités hydrologiques de faibles dimensions (généralement inférieures à 1 000 hectares). Leur nombre est important en bordure littorale. La plupart de ces cours d'eau ont été aménagés dans leur partie aval et bon nombre de citadins ignore jusqu'à leur existence. Les correspondances entre les réseaux hydrographiques naturels et les réseaux d'eaux pluviales sont d'autant plus fortes que les pentes sont importantes. En effet, le principe de fonctionnement gravitaire des réseaux rapproche souvent les parties principales des réseaux anthropiques et naturels. Le pourcentage d'imperméabilisation de ces petits bassins versants est élevé (souvent plus fort dans la partie aval que dans la partie amont). Ces cours d'eau urbains sont appelés vallons et ont donné leur nom à la rue ou au boulevard qui occupe leur lit. Les temps de concentration de ces vallons sont faibles ($0,2h<t_c<1h$). En effet, outre leurs faibles dimensions, la plupart de ces vallons ont des pentes hydrologiques et des pentes moyennes bien supérieures à 1%. Les fortes pentes et le haut niveau d'imperméabilisation de ces petits ensembles hydrologiques accélèrent leur temps de réponse.

Ces vallons non permanents ont des profils de type jeune. Ces systèmes hydrologiques se caractérisent par des pentes fortes en amont qui se maintiennent parfois sur plus de la moitié du bassin. Par opposition, les pentes des parties aval sont plus faibles. Ces faibles pentes rendent plus difficile l'évacuation des eaux dans les réseaux et augmentent la fréquence de leur mise en charge et donc leur débordement. La présence de points bas accentue alors les risques d'inondation surtout lorsque les milieux sont fortement urbanisés.





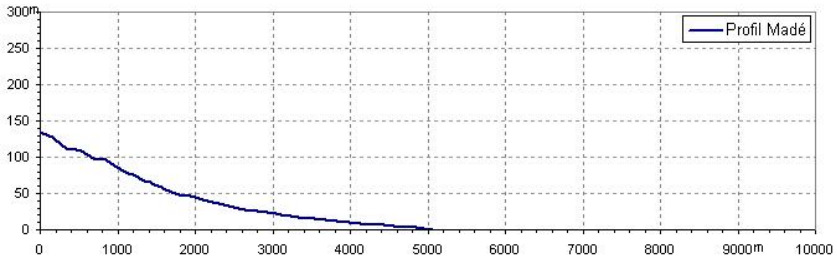
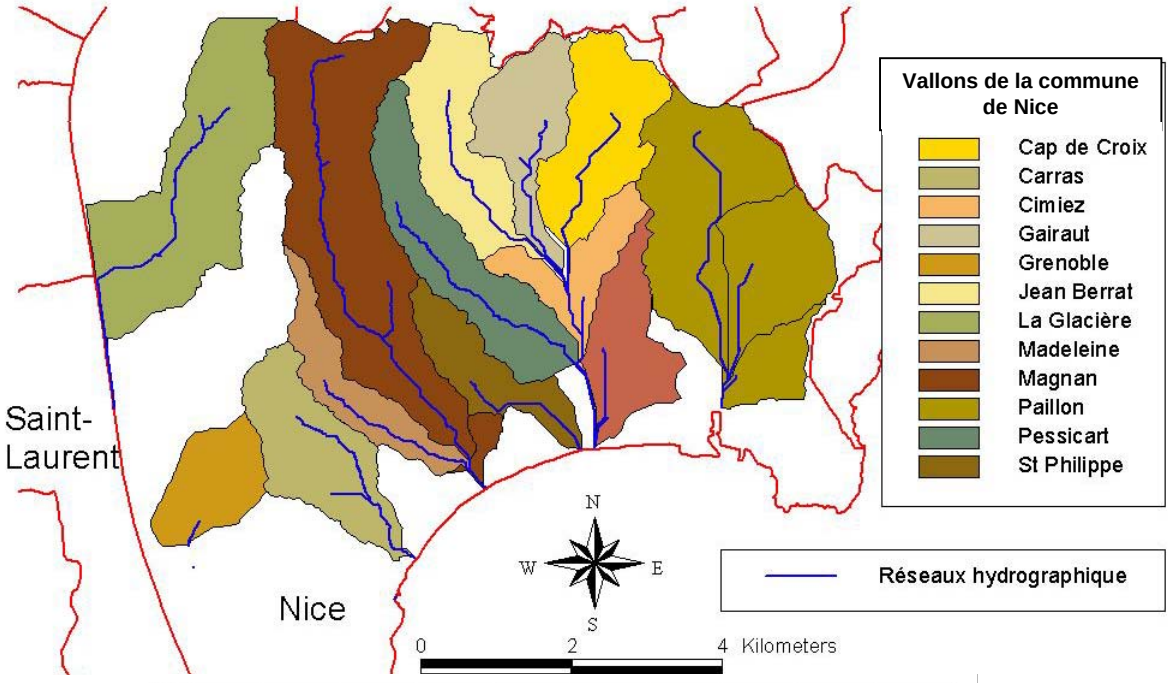


Figure 90 : Bassins versants des vallons urbanisés de la Ville d'Antibes et profils des vallons du Laval et du Madé.



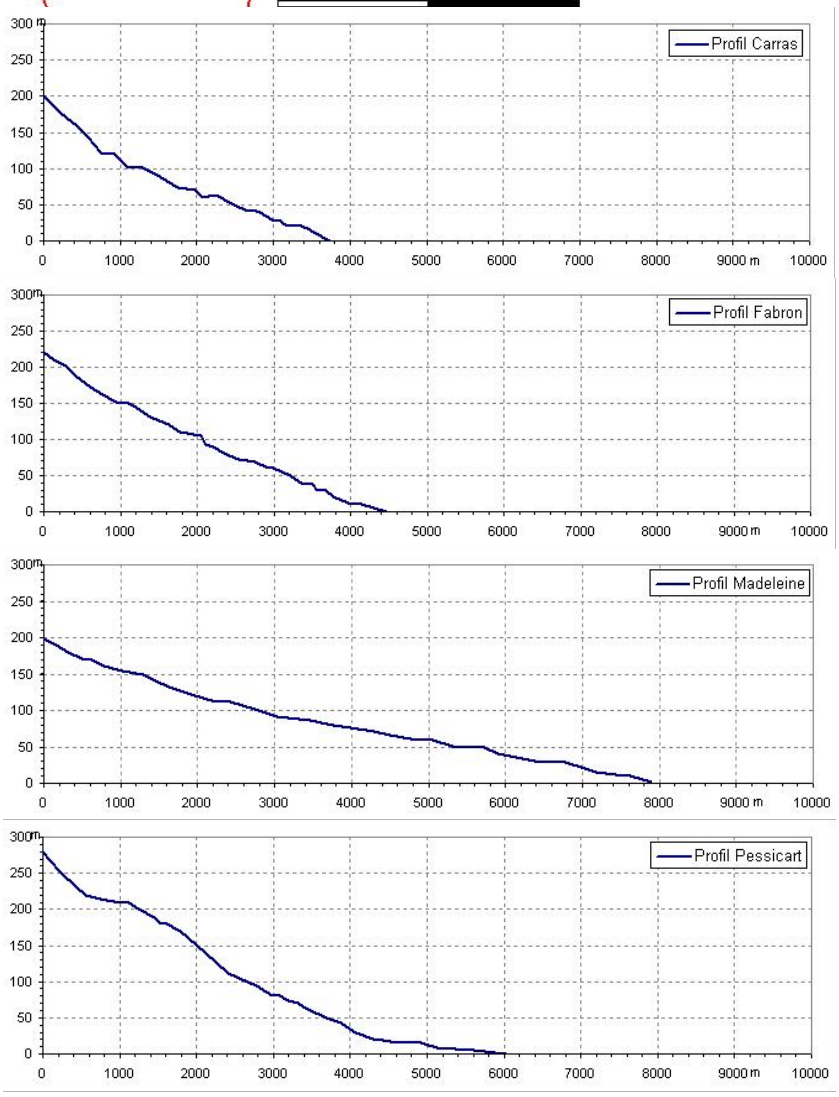


Figure 91 : Bassins versants des vallons urbanisés de la Ville de Nice et profils des vallons de Carras, de Fabron, de la Madeleine et de Pessicart.

Les crues des fleuves du département des Alpes-Maritimes sont de type torrentiel, mais ressemblent aussi fortement aux crues de type cévenol en amont des bassins versants. La brutalité des crues, observées notamment lors du mois de novembre 1994 sur le Var, met en évidence deux composantes de l'aléa :

- *L'intensité très forte des pluies au cours de la période pluvieuse d'Automne ;*
- *L'organisation des réseaux hydrographiques et plus particulièrement des fortes pentes.*

Notons que la crue du Var de 1994 a été générée sur un bassin versant qui dans son ensemble n'est que très peu urbanisé (moins de 5%).

Le tissu urbain a intégré intégrés totalement ou partiellement de très nombreux vallons secs. La définition des types de crue doit aussi être composite. En effet, l'imperméabilisation des sols et les réseaux anthropiques justifient la définition de crues par ruissellement urbain. Cependant, les fortes pentes et l'aspect encore « naturel » des parties situées en amont plaide pour des crues de type torrentiel (pentes supérieures à 1%).

En faisant abstraction de la nomenclature, il apparaît évident que la gestion de ces événements implique directement l'organisation et la gestion des réseaux d'eaux pluviales. Le développement des moyens de lutte contre ces risques rend indispensable la connaissance du fonctionnement des systèmes hydrologiques et hydrauliques. Les objectifs à atteindre sont doubles. D'une part, les processus de ruissellement doivent être maîtrisés pour quantifier les volumes en jeu. D'autre part, les réseaux hydrauliques doivent être parfaitement connus afin de comprendre les mécanismes de diffusion des ondes de crues.

1.2.3. Urbanisation de l'espace littoral.

L'espace urbain du département des Alpes-Maritimes a connu de profondes mutations au cours du XX^{ème} siècle : une nouvelle répartition spatiale de la population et une forte dynamique démographique.

En effet, un mouvement de population a entraîné un dépeuplement des milieux ruraux (essentiellement les zones de montagne avec un dépeuplement des vallées) au profit des zones littorales dans la première partie du XX^{ème} siècle. Cet exode est aujourd'hui terminé, mais la croissance démographique du département, très importante après la seconde guerre mondiale, est venue renforcer le développement et l'extension des communes du littoral.

La deuxième mutation est une dynamique démographique qui repose essentiellement sur une balance migratrice positive. En effet, le département a connu trois grandes étapes de migrations : la première correspond au rapatriement, au début des années 60, des français d'Algérie, la seconde à une forte demande de main d'œuvre de l'industrie du bâtiment qui s'est soldée par la venue d'un nombre important d'ouvriers d'Afrique du nord et la troisième est liée à la nature attractive de la région PACA qui possède un climat et un environnement tous deux remarquables. Ainsi le dernier recensement national de 1999, réalisé par l'INSEE, montre que la progression de population en région PACA est de +5,9% soit 4,506 millions d'habitants [INSEE 2000]. Cette progression sur la période allant de 1990-1999 est la seconde plus forte de France, après celle de la région Languedoc Roussillon (+8,5%), alors que l'augmentation au niveau national a été de 3,6% [BOURDIN 2000].

Le littoral des Alpes-Maritimes a donc connu une forte croissance démographique. L'impact de cette croissance a été de deux ordres : le premier est une extension spatiale des villes, le second une densification de l'habitat.

Ainsi, BAILLOT constatait que « 40% de l'ensemble des superficies construites en logements, entre 1980 et 1996, sur le littoral ont été réalisées sur la façade méditerranéenne : en Provence-Alpes-Côtes d'Azur (27%) et en Languedoc-Roussilon (13%), pour un espace représentant moins du quart (23%) du littoral national [BAILLOT 2000]. La pression de la construction est d'autant plus importante qu'elle s'exerce sur un espace littoral restreint : si le Finistère est le département où l'on a le plus construit, c'est dans les Alpes-maritimes, le Var et le Morbihan que cette pression est la plus forte [IFEN 2000].

L'extension spatiale des villes a deux incidences sur les risques d'inondation :

- L'augmentation des surfaces imperméabilisées implique une augmentation du ruissellement pour un aléa climatique d'intensité et de durée identique ;
- L'urbanisation en zone inondable engendre une aggravation de la vulnérabilité des communes, en d'autres termes l'exposition aux risques d'inondation.

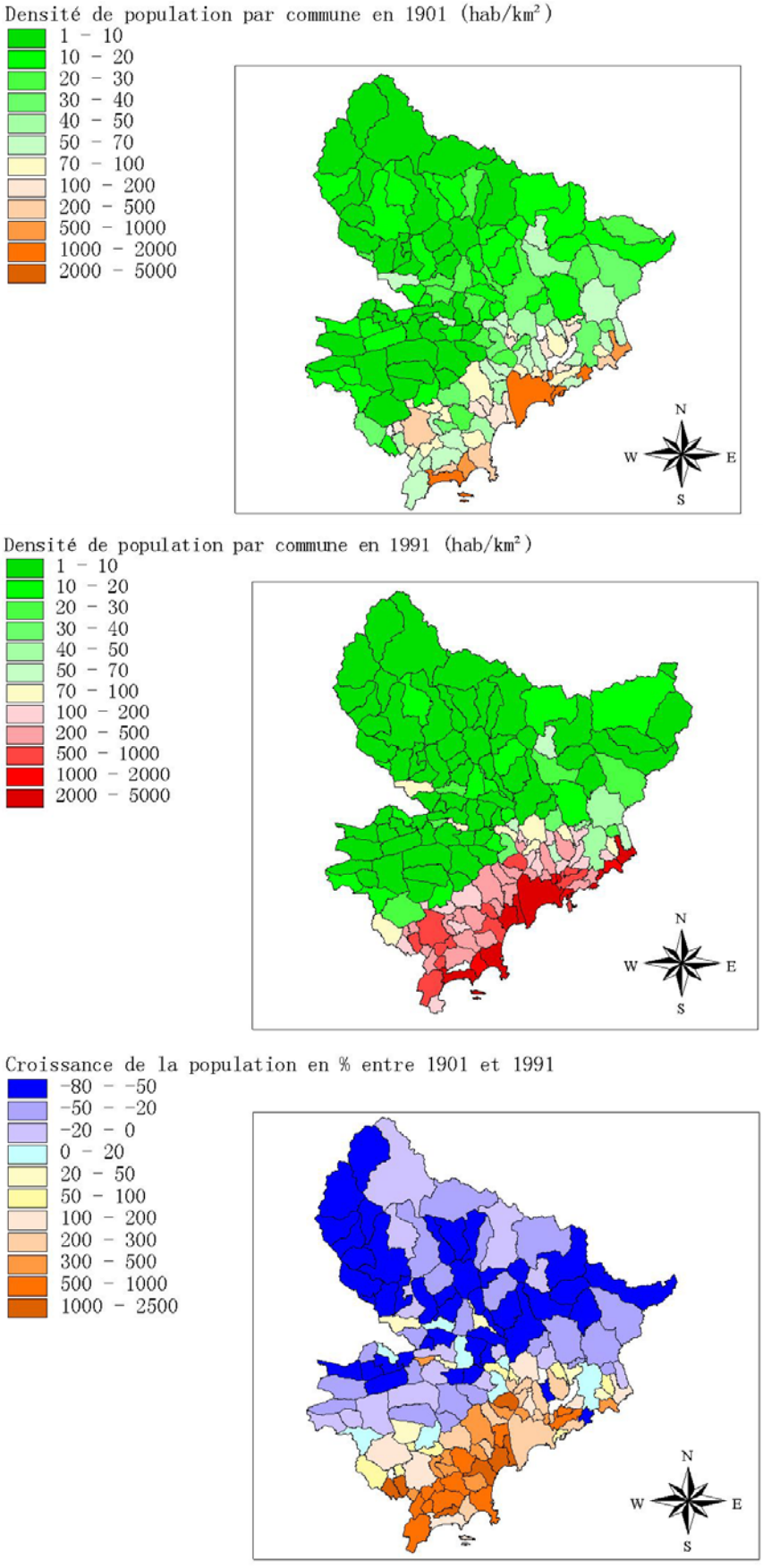


Figure 92 : Evolution de la densité de la population et des taux de croissance des communes des Alpes-Maritimes entre 1901 et 1999.

La croissance spatiale des villes du littoral s'est organisée en fonction des contraintes topographiques. Bloquées dans leur extension au sud par la mer, les villes ont tout d'abord urbanisé les vallons. Ces vallons disposent en effet de terrains plats et sont plus facilement accessibles que les zones de relief environnantes. Ce type de développement caractérise les villes de la façade est où les contrastes sont plus marqués (Nice et Menton sont deux exemples frappants).
L'urbanisation des villes du littoral s'est organisée autour de deux facteurs préférentiels :

- Les axes de circulation dont l'implantation est souvent corrélative aux cours d'eau ;
- Les surfaces planes qui correspondent généralement aux lits majeurs des cours d'eau (zones d'expansion naturelles des cours d'eau).

L'extension spatiale des villes s'est donc traduite par l'occupation des terrains les plus accessibles et les plus commodes à aménager. L'arrivée massive de populations extérieures à la région a globalement affaibli le poids de la mémoire du risque. Cette méconnaissance des risques de la part d'acteurs locaux, promoteurs, responsables de communes et acheteurs a renforcé voire créé une certaine vulnérabilité face aux inondations. Le rapport de la commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier précise que « Cette forte urbanisation, conséquence de l'évolution de la société contemporaine (5,5% du territoire national est aujourd'hui artificiel), s'est accompagnée d'un phénomène d'amnésie collective. L'homme a oublié le fonctionnement naturel des cours d'eau au point de recouvrir ces derniers de béton », [MATHOT & MARIANI 1994d]. A titre d'exemple, sur le Paillon à Nice, 55 hectares d'urbanisation ont été gagnés sur ce cours d'eau. A la décharge de la ville de Nice, ce rapport ne précise pas qu'en l'état actuel, le nombre de terrains constructibles disponibles sur une frange littorale de 5 km de large sur le département est presque nul. En effet, dès 1996, un collectif rapporte :« On a beaucoup gaspillé : en 20 ans, 20 000 hectares pour loger 20 000 habitants (ouest des Alpes-Maritimes) ! Cela se traduit par une urbanisation pavillonnaire et un tissu lâche caractéristique et cela a des conséquences structurelles pour l'aménagement territorial et urbain. » [COLLECTIF CLUB A.M.M. 1996]. Ce collectif ajoute :« Jusqu'à ce jour, il n'y a pas d'opérateur foncier public dans le département ». De plus, « les élus n'ont pas pris la mesure de la nécessité de la conservation foncière. Les Alpes-Maritimes sont le département où il y a le moins de zones de préemption. » Cette situation rend particulièrement délicate, pour les communes du littoral, la gestion des zones d'expansion des crues.

Tableau 27 : Nombre d'habitants des 9 communes des Alpes-Maritimes les plus peuplées (communes de plus de 20 000 habitants) [INSEE 2000].

Communes	Nombre d'habitants
Nice	342 738
Antibes-Juan-les-Pins	72 412
Cannes	67 304
Cagnes-sur-mer	43 942
Grasse	43 874
Le Cannet	42 158
Menton	28 812
Saint-Laurent-du-Var	27 141
Vallauris-Golfe Juan	25 773

Le dernier recensement, effectué en 1999, montre que le poids relatif des villes du littoral continue de se renforcer (tab. 27). Les 9 communes les plus peuplées concentrent près de 70% de la population du département (694 154 habitants sur un total de 1 003 540). Les deux principales agglomérations, à savoir celles de Nice (530 000 habitants) et de Grasse-Cannes-Antibes (354 000 habitants), concentrent près de 89% de la population totale.

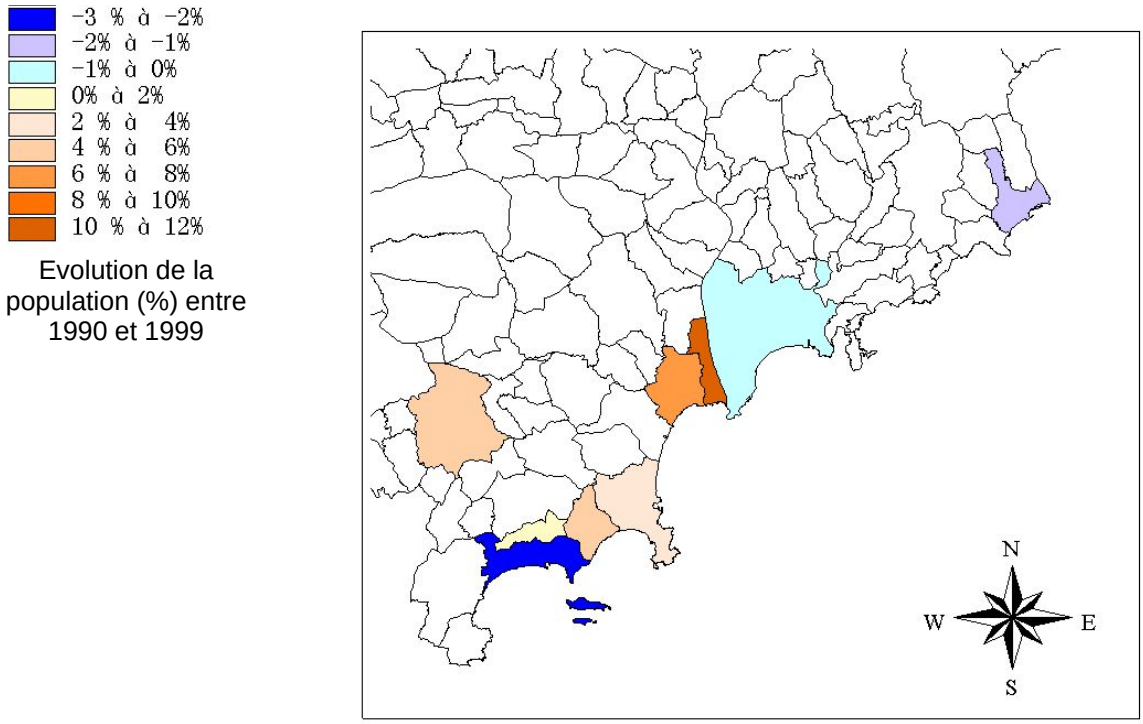


Figure 93 : Croissance de la population des principales villes du département des Alpes-Maritimes au cours de la période 1990-1999.

La croissance des villes du littoral est maximale pour deux ensembles (fig. 93) :

- Les villes situées à l'ouest de Nice ;
- Les villes situées à l'est de Cannes.

Les communes littorales occupent 6,48% de la surface du département (soit une surface de 27 871 ha sans tenir compte de la Principauté de Monaco), mais regroupent plus de 65% de la population du département.

Au cours de la décennie 1990-2000, les deux principales villes, Nice et Cannes, ont vu leur population stagner et même décroître pour Cannes qui perd son deuxième rang au profit de la ville d'Antibes. Cette situation était déjà observable lors du recensement de l'INSEE en 1990. L'augmentation de la population des communes limitrophes correspond à un phénomène de péri-urbanisation qui est du à un certain nombre d'éléments [DAGORNE 1994] :

- La hausse des prix des terrains constructibles et du m² du bâti ;
- La recherche d'un mode d'habitat individuel ;
- La saturation des zones littorales ;
- La recherche d'impôts locaux moins élevés.

Renaud VIE LE SAGE souligne que « Tout ce qui sépare l'ampleur des risques de l'ampleur des catastrophes, c'est le degré d'exposition que les êtres humains y consentent. Or, depuis 50 ans, en France, on prend de plus en plus de risques, en installant là où, traditionnellement, on ne construisait pas »... « A l'heure actuelle, 70% des constructions en zone inondable ont été implantées depuis moins de quarante ans et 80% des gens qui vivent en zone inondable depuis quarante ans sont étrangers à la zone. Autrement dit, ni leurs parents, ni les traditions locales ne leur ont transmis la culture des inondations ». [VIE LE SAGE 1994].
Auparavant, les zones à risque étaient connues des populations locales. L'expérience acquise permettait de valoriser les espaces inondables sans que cela ne se traduise par une exposition aux risques en des termes économiques, structurels, fonctionnels et humains.

L'absence de mémoire du risque d'inondation est imputable aux bouleversements démographiques vécus par les communes littorales du département. La conjonction entre un milieu favorable aux inondations (nature du climat et contraintes topographiques) et une explosion démographique a renforcé les risques d'inondation en milieu urbain.

Conclusion § 1

Le département des Alpes-Maritimes remplit toutes les conditions pour être le théâtre d'inondations catastrophiques. D'un point de vue physique, les bassins versants, quelle que soit leur dimension, comportent de fortes pentes et ont des vallées encaissées. Ces caractéristiques physiques sont aussi communes aux très nombreux vallons secs qui bordent le littoral. Les crues de ces cours d'eaux possèdent les caractéristiques des crues de type cévenol, torrentielles et même périurbaines dans le cas des vallons du littoral.

A ces éléments, viennent s'ajouter des conditions climatiques pouvant être fortement défavorables, notamment au cours des mois d'automne. Les intensités des pluies dépassent largement les valeurs observées dans le reste de la France, exception faite des épisodes de type cévenol qui se produisent dans la région Languedoc-Roussillon.

Les données pluviométriques observées montrent des cumuls journaliers parfois supérieurs à 200 mm sur la zone côtière. Les données du poste pluviométrique de Nice-Aéroport offrent, à travers les courbes Intensité-Durée-Fréquence (I.D.F.), une bonne lecture de l'évolution des intensités sur de courtes durées. Ainsi, l'intensité d'une averse centennale d'une durée de 1 heure peut être estimée à 67 mm. A titre d'exemple, l'estimation de l'intensité d'une l'averse décennale sur une heure est dans la région niçoise (46 mm) supérieure de près de 50% à la valeur moyenne estimée en région parisienne (32 mm).

Mais, l'importance du risque s'accroît fortement sur la zone littorale où l'urbanisation presque continue accentue sévèrement la vulnérabilité. En effet, à l'échelle du département la croissance démographique touche essentiellement les villes proches de Nice et d'Antibes. Outre l'occupation croissante de l'espace et donc des zones inondables, ces nouvelles populations se caractérisent par une méconnaissance profonde des risques de crue qu'elles encourent.

2.Exposition du département des Alpes-Maritimes aux risques d'inondation.

En France, les inondations représentent l'essentiel des déclarations d'état de catastrophe naturelle (Cat Nat). Cette constatation, faite à l'échelle nationale, s'applique aussi pour le département des Alpes-Maritimes où les inondations sont en cause dans plus de 60% des catastrophes naturelles recensées et reconnues par l'Etat sur une période allant de 1983 à 2000 (fig. 94).

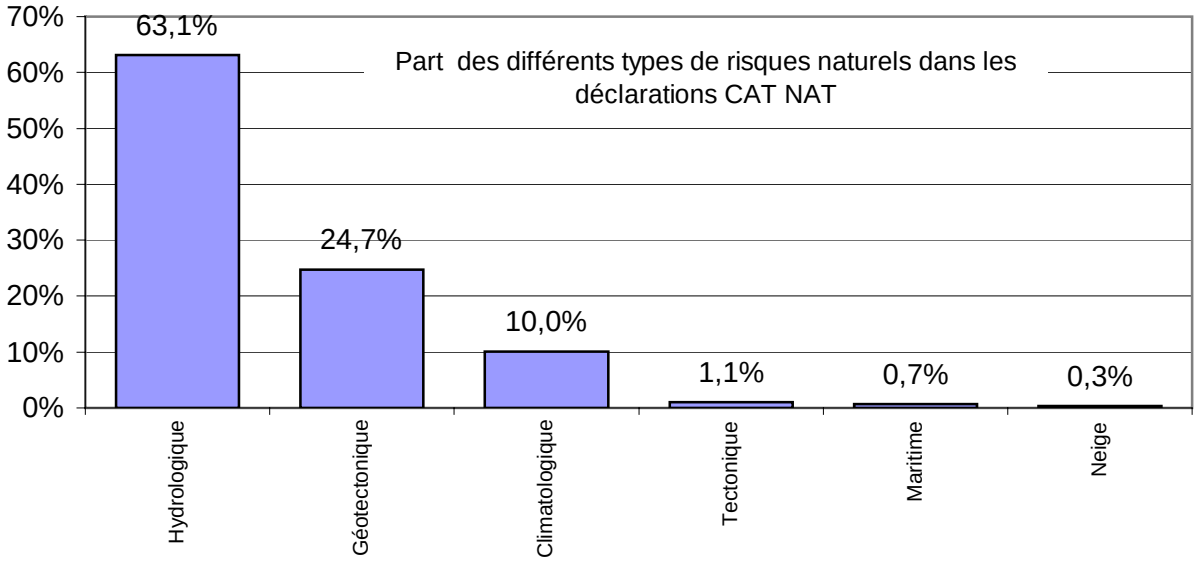


Figure 94 : Proportion des risques liés aux inondations par rapport aux autres catégories de catastrophes naturelles (département des Alpes-Maritimes).

Chaque inondation rappelle les dangers liés aux mauvais aménagements et à la sur-exposition de nos sociétés à ce type de risque. La réaction première de tout un chacun, face à ces événements dramatiques, est bien souvent de mettre en cause les responsables locaux, l'imperméabilisation, l'urbanisation, les dérèglements climatiques, voire le réchauffement planétaire. Or, dans de nombreux cas, un rappel historique des inondations ayant frappé ces mêmes zones dans le passé met souvent en évidence leur vulnérabilité face aux inondations et ce, bien avant les aménagements de l'homme ou bien les trous dans la couche d'ozone.

L'instauration du régime d'indemnisation des catastrophes naturelles, depuis 1982, traduit à la fois le degré de vulnérabilité, mais aussi le comportement des responsables qui tentent de faire passer tout événement dommageable sous le joug d'une catastrophe naturelle majeure. Cependant, la fragilité apparente du régime d'indemnisation et sa couverture partielle tendent à montrer les limites du système d'assurance du risque.

L'étude des événements passés doit permettre de mesurer quelle est la part de responsabilité de l'urbanisme contemporain dans les risques d'inondation actuellement encourus. L'urbanisme est-il responsable de l'aggravation des phénomènes ou bien accentue-t-il l'exposition au risque ?

2.1. Quelques rappels pour la mémoire collective.

Les inondations, leurs aspects spectaculaires et leurs effets dévastateurs obtiennent aujourd'hui une couverture médiatique croissante. Effet de serre, urbanisation, infraction à la réglementation et négligence sont les facteurs explicatifs projetés pour expliquer ces événements. Tout en restant en dehors des considérations qui visent à mettre en avant les modifications du climat, il paraît important d'effectuer quelques rappels sur les événements hydrologiques marquants enfouis notamment dans les archives du Conseil Général des Alpes-Maritimes.

La connaissance historique des crues et des inondations est fondamentale. En effet, si ces informations avaient été mises à la disposition des élus, des aménageurs, des promoteurs et des particuliers, un nombre important d'événements dramatiques ne se seraient peut être pas produits.

2.1.1. Vaison la Romaine pour exemple.

L'exemple de la crue de l'Ouvèze qui a frappé Vaison-la-Romaine, en septembre 1992, est marquant. A un bilan matériel très important, se sont ajoutés 37 morts et une incompréhension totale. L'examen entrepris par une commission d'enquête gouvernementale après la catastrophe liée à la crue de l'Ouvèze est édifiant (tab. 28).

Tableau 28 : Rappel historique des crues et inondations de l'Ouvèze [BESSON & MEUNIER 1995].

Date	Crues, inondations et débordements de l'Ouvèze
30/11/1433	A la suite de fortes pluies aggravées par la fonte des neiges, la Sorgue (affluent de l'Ouzon, lui-même affluent de l'Ouvèze) mais aussi le Rhône et la Durance débordent.
1576	Un débordement de la Sorgue emporte, dans la commune du même nom, les murailles publiques sur une longueur de plusieurs mètres.
28/08/1596	Brusque crue de l'Ouvèze à la suite d'un orage.
21/08/1616	LE GRAND DESASTRE. Près de 80 maisons sont emportées à Bédarrides, à Vaison-la-Romaine, le parapet du pont romain est emporté.
24/08/1622	Grande inondation à Bédarrides. Des ponts sur la Sorgue et sur l'Ouvèze sont emportés.
24/09/1625	Crue énorme de l'Ouvèze qui bouleverse tout sur ses bords.
26/09/1626	«La grande inondation» à Monteux.
15/11/1674	A Sorgues, un grand nombre de maisons sont renversées.
24/10/1737	Importante inondation à Bédarrides.
17/10/1755	L'Ouvèze emporte les digues à Bédarrides et inonde la localité.
03/12/1755	Nouvelle invasion de l'Ouvèze.
08/09/1780	Inondation de Notre Dame. Grande inondation à Bédarrides.
27/05/1792	Importante crue de l'Ouvèze entraînant de gros dégâts à Courthezon et à Violes.
août 1802	Crue de l'Ouvèze à Vaison-la-Romaine.
nov. 1802	Crue de l'Ouvèze à Vaison-la-Romaine ; une maison s'écroule au quartier des Palus.
07/06/1819	Pluies considérables à Loriol, Sarrians, Bédarrides. Terres inondées par l'Ouvèze en amont du pont de Sarrians.
oct. 1840	Inondation générale à Bédarrides, Sorgues et Entraigues.
27/10/1886	Importante crue, plusieurs ponts et quatre maisons emportées à Bédarrides.
1907	Forte crue à Vaison-la-Romaine.
1935	Forte crue à Bédarrides et Sorgues.
11/11/1951	Crue estimée centennale : 2 mètres d'eau dans Bédarrides.

Même si les informations historiques n'offrent pas une grande objectivité, elles mettent en évidence le lien entre la fréquence du risque et le rôle de la mémoire collective. Dans le cas de Vaison-la-Romaine, la dernière grande crue datait de 1907 et devait être oubliée par la très grande majorité des personnes occupant la commune en 1992. En effet, la période séparant les deux événements correspond à peu près à 5 générations d'hommes.

2.1.2. Permanence du risque d'inondation sur les Alpes-Maritimes.

Le rappel des catastrophes liées à des inondations a pour objectif de montrer la permanence du risque. Ainsi, l'étude personnelle, réalisée à partir des documents fournis par le Conseil Général des Alpes-Maritimes, a confirmé que de nombreuses villes du département ont déjà été frappées par d'importantes inondations. La chronologie et la source de ces événements sont précisées dans les tableaux 29 et 30.

Tableau 29 : Inondations par crues torrentielles (débordement de cours d'eau permanents partiellement intra-urbains).

Date	Source	Site	Descriptif événement
26/10/1881	Le Petit Niçois	Vésubie	Une crue emporte une passerelle
02/11/1881	Le Petit Niçois	Vintimille	Détail
29/10/1886	Le Petit Niçois	Guillaume	I* par orage
31/10/1886	Le Petit Niçois	Nice	Paillon crue
28/06/1887	Le Petit Niçois	Nice	Paillon crue
03/10/1890	Le Petit Niçois	Alpes-Maritimes	I*
15/10/1892	Le Petit Niçois	Alpes-Maritimes	I*
10/07/1925	Le Petit Niçois	Nice	Paillon crue détail suite au 03/07/1925
28/01/1930	Le Petit Niçois	Alpes-Maritimes	I* des rives du Var
06/01/1936	CETE	Antibes	Débordement du vallon Laval
17/11/1940	Le Patriote	Nice	Crue du Paillon, du Magnan, du Grénât etc.
01/11/1945	Nice Matin	Alpes-Maritimes, Var	I* à la Digue des Français
16/09/1950	Nice Matin	Nice	Paillon crue, inondation Nice est
09/11/1951	Le Patriote	Alpes-Maritimes	Plaine du Var, le Loup et la Cagne
10/11/1951	Nice Matin	Alpes-Maritimes	I* Plaine de Mandelieu, Pont Charles Albert, Nice, Siagne, Cagnes/mer
21/11/1951	Nice Matin	Région Antiboise	I* Siagne (entre Pégomas et Mandelieu)
25/04/1952	Le Patriote	Nice	Quartiers route de Grenoble et Paillon
11/12/1954	Le Patriote	Nice, région Antibes	Quartiers route de Grenoble et Siagne
28/12/1957	Nice Matin	Antibes	Inondation plaine de la Siagne
21/12/1958	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Graves inondations
22/12/1958	Le Patriote	Région cannoise	I* Cannes, La-Bocca, Mandelieu, Biot
21/10/1959	Nice Matin	Cagnes sur mer	La Cagne, le Malvan, Le Loup
07/10/1960	Nice Matin	Fréjus	Crue soudaine du Reyran
18/12/1960	Nice Matin	Fréjus	Nouvelle crue soudaine du Reyran
23/11/1960	Nice Matin	St-Raphaël	Trombes d'eau sur le littoral
13/11/1961	Le Patriote	Cannes et Antibes	Débordement de la Siagne et de la Brague
30/09/1966	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Inondations Fréjus, St-Raphaël
15/01/1969	Nice Matin	Nice	Paillon crue 1 mort
14/10/1973	CETE	Antibes	2 morts et inondations sur le vallon Laval
18/10/1980	Nice Matin	Alpes-Maritimes	1 mort, inondation Cagnes/mer, Vence, Mouan-Sartou, Roquefort-les-Pins
27/09/1981	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Inondation Grasse, Menton, Vence et Cagnes/mer
10/11/1982	Nice Matin	Alpes-Maritimes, Var	Inondations au niveau de Carros
12/10/1987	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Inondations à Cannes, Cagnes/mer, Antibes (camping de la Brague évacué)
30/09/1991	Nice Matin	Nice	Chantier du futur lycée de l'Est de Nice noyé
19/06/1992	CETE	Région Antiboise	Dégâts matériels sur la commune d'Antibes
25/06/1992	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Cannes, Cagnes/Mer, Antibes, St Laurent du Var, Valbonne.
5-8/10/1993	CETE	Antibes	Dégâts matériels très importants sur la commune d'Antibes
5-10/01/1994	CETE	Antibes	Dégâts matériels sur la commune d'Antibes
27/06/1994	Nice Matin	Région Grassoise	I* orage Auribeau et région
27/09/1994	Nice Matin	Nice, Saint André	Paillon crue
06/11/1994	Nice Matin	Alpes-Maritimes	Crue millénale du Var : nombreuses communes de l'arrière pays et du littoral
13/01/1996	Nice Matin	Pégomas, Mandelieu, Villeneuve Loubet	Crue de la Siagne et du Loup
24/12/1996	Nice Matin	Antibes	Dégâts matériels sur la commune d'Antibes
30/09/1998	Nice Matin	Antibes	Dégâts matériels sur la commune d'Antibes

I* : inondation(s)

[*1]- FIGUERE et GUILLON successeurs de VIDAL

Tableau 30 : Inondations par ruissellement urbain (dysfonctionnement des réseaux, débordement de vallons non permanents et intra-urbains).

Date	Source	Site	Descriptif événement
1764	Nice Matin	Cagnes/mer	Rappel du 21/10/1959
1856	Nice Matin	Cagnes/mer	Rappel du 21/10/1959
09/10/1882	Le Petit Niçois	St Raphaël	I*
27/12/1882	Livret [*1]	Cannes	I* urbaine du Cannet
03/10/1890	Le Petit Niçois	Dep. A.M.	I*
15/10/1892	Le Petit Niçois	Dep. A.M.	I*
01/10/1893	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine des sous-sols
08/10/1893	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine
05/12/1901	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine place Garibaldi
21/06/1903	Le Petit Niçois	Nice, Cagnes/mer	I* urbaine
09/10/1907	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine après orage
22/09/1909	Le Patriote	Nice	I* Urbaine Nice, 3 morts au Vallon Magnan, I* quartier de la Madeleine
26/05/1916	Le Patriote	Nice	I* 3 morts à la place d'armes (XV^{ème} corps)
1923	Nice Matin	Cagnes/mer	Rappel du 21/10/1959
04/07/1925	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine après orage
03/12/1926	Le Petit Niçois	Cannes	I* urbaine, routes touchées
21/06/1933	Le Petit Niçois	Nice	I* urbaine des sous-sols suite orage
1935	Nice Matin	Cagnes/mer	Rappel du 21/10/1959
17/09/1936	Le Petit Niçois	Cagnes/mer	Crue du vallon Malvan
14/11/1936	Le Petit Niçois	Cagnes/mer	Méfaits de la pluie : I* urbaine
17/11/1940	Le Patriote	Nice	Crue du Paillon, du Magnan, du Grénât etc.
01/11/1945	Nice Matin	Dep. A.M., Var	I* à la Digue des Français
25/10/1947	Nice Matin	Cannes	I* urbaines à la Bocca
16/09/1950	Nice Matin	Nice	I* Nice est
14/07/1953	Le Patriote	Nice	I* Saint Augustin, La Madeleine, la Californie, le Vieux Nice
08/08/1953	Le Patriote	Nice	I* Av Diables Bleus, rue de Mars, Place St François, Av Léopold II
20/09/1953	Le Patriote	Nice	I* Gambetta, Buffa, Michelet, Mirabeau, Cessole, rue de France
11/12/1954	Le Patriote	Nice, région Antibes	I* Quartiers route de Grenoble et Siagne
07/11/1957	Nice Matin	Nice	I* Quartier St-Augustin
07/11/1957	Le Patriote	Région Antibes	I* Rt de Grasse, chemin des Combes, Le Malvan à Cagnes/mer
22/12/1958	Le Patriote	Région cannoise	I* Cannes, La-Bocca, Mandelieu, Biot
03/12/1959	Nice Matin	Cagnes/mer	350 maisons inondées
07/10/1960	Nice Matin	Fréjus	Crue soudaine du Reyran
20/09/1960	Le Patriote	Nice	I* Vallon des Fleurs, Place Garibaldi
18/12/1960	Nice Matin	Fréjus	Nouvelle crue soudaine du Reyran
13/11/1961	Le Patriote	Cannes et Antibes	Bd L-Négrin, quartier Rocheville
30/09/1966	Nice Matin	Dep. Var	I* Fréjus, St-Raphaël
18/08/1968	Nice Matin	Nice	I* par orage de la rue de France
13/10/1976	Nice Matin	Dep. A.M.	I* villes littorales
18/10/1980	Nice Matin	Dep. A.M.	1 mort I* Cagnes, Vence, Mouans-Sartoux, Roquefort les Pins
27/09/1981	Nice Matin	Dep. A.M.	I* Grasse, Menton, Vence et Cagnes/mer
12/10/1987	Nice Matin	Dep. A.M.	I* à Cannes, Cagnes/mer, Antibes
25/06/1992	Nice Matin	Dep. A.M.	I* Cannes, Cagnes/Mer, Antibes, St Laurent du Var, Valbonne.
7-8/10/1992	Nice Matin	Nice	I* Carras, Californie, Fabron, Thiers, Gambetta
10/09/1993	Nice Matin	Nice	I* Peur panique Quartier Route de Grenoble

I* : inondation(s)

[*1]- FIGUERE et GUILLON successeurs de VIDAL

Ces tableaux récapitulatifs ne sont pas exhaustifs (presses diverses et sensibilité aux inondations plus ou moins grande). Cependant, ces données permettent d'extraire deux points importants :

- La permanence dans le temps des sites vulnérables touchés lors de fortes pluies ;
- La fréquence plus élevée d'inondations au cours de deux périodes : la première en automne et la seconde, moins forte cependant, au printemps (essentiellement pour les mois de mai et juin).

L'enquête auprès des archives du conseil général a permis de mettre en avant la permanence du risque d'inondation dans le département des Alpes-Maritimes. La place de la mémoire collective, en matière de risque d'inondation, n'est certainement pas plus développée dans le département des Alpes-Maritimes qu'elle ne l'était chez les habitants de Vaison-la-Romaine avant 1992. La fréquence très élevée des événements au cours de la saison automnale conforte la concomitance entre le risque et le régime pluviométrique dominant sur le littoral.
Les données fournies par les déclarations et reconnaissances d'état de catastrophe naturelle liées à des inondations offrent, quant à elles, une lecture plus proche dans le temps des événements marquants qui ont frappé les communes des Alpes-Maritimes.

2.2. Statistique des Cat Nat dans les Alpes-Maritimes.

Selon un classement national des villes les plus souvent sinistrées, au cours de la période 1982-1999, 5 communes du département des Alpes-Maritimes arrivent dans les 25 premières. Antibes et Nice occupent respectivement les seconde et troisième places juste derrière la ville de Marseille. Saint-Laurent-du-Var, Cagnes-sur-mer et La Gaude font aussi partie de cette liste.

Tableau 31 : Classement des déclarations de l'état de catastrophe naturelle pour cause d'inondation depuis la loi d'indemnisation, entre 1982 et 1999. [CHESNAY 1999].

Rang	Commune	Département
1	Marseille	Bouches-du-Rhône
2	**Antibes**	**Alpes-Maritimes**
3	**Nice**	**Alpes-Maritimes**
4	Bordeaux	Gironde
5	Portiragnes	Hérault
6	**Saint-Laurent-du-var**	**Alpes-Maritimes**
7	Nouzonville	Ardennes
8	Sedan	Ardennes
9	Agde	Hérault
10	Béziers	Hérault
11	Gennes	Maine-et-Loire
12	Saumur	Maine-et-Loire
13	Thionville	Moselle
14	Lyon	Rhône
15	Rouen	Seine-et-Marne
16	Charleville-Mézières	Ardennes
17	Warcq	Ardennes
18	Narbonne	Aude
19	Valras-Plage	Hérault
20	Azé	Saône-et-Loire
21	Avignon	Vaucluse
22	Essômes-sur-Marne	Aisne
23	**Cagnes-sur-Mer**	**Alpes-Maritimes**
24	**La Gaude**	**Alpes-Maritimes**
25	Nîmes	Gard

L'étude de ces données alarmantes doit permettre d'appréhender à la fois le rythme avec lequel les inondations interviennent et leur localisation à l'échelle départementale.

2.2.1. Evolution temporelle de la statistique des Cat Nat entre 1983 et 2000.

L'histogramme de la figure 95 retrace l'évolution des constatations de catastrophe naturelle par inondation entre 1983 et 2000, enregistrées sur les communes des Alpes-Maritimes. Cette garantie n'intervient que lorsqu'un arrêté ministériel est pris, constatant l'état de catastrophe naturelle dans une ou plusieurs communes. La moyenne annuelle cumulée de ces constats dépasse, de nos jours, les 30 déclarations par an alors que celle-ci n'était que de 5 en 1983 et de 7 en 1990. Ces statistiques sont bien sûr fortement marquées par certaines années, comme l'année 1994 où l'intensité des désastres a été exceptionnelle. A l'échelle de la région PACA, entre 1993 et 1995, 338 des 963 communes (35%) ont fait l'objet d'un arrêté de catastrophe naturelle (18% des communes en France sur la même période).

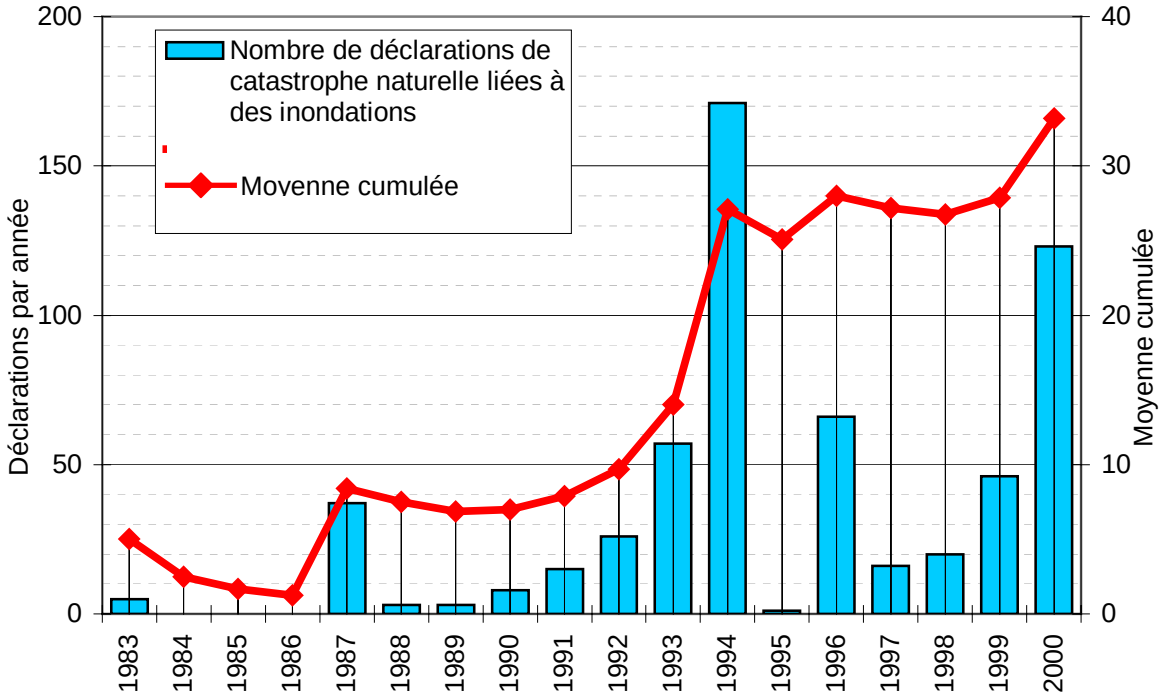


Figure 95 : Evolution annuelle et moyenne cumulée des déclarations de catastrophe naturelle liées aux inondations dans le département des Alpes-Maritimes (de 1983 à 2000).

La croissance de ces constats d'état de catastrophe naturelle suit un rythme inquiétant, mais peut s'expliquer par la nature même des régimes d'indemnisation. Ainsi, Pierre-Marie COMBE n'hésite pas à parler de « fuite en avant des indemnisations » en évoquant que «pendant plusieurs décennies, les services de l'Etat et les maires ont laissé de nombreuses zones inondables s'urbaniser… Il existe des milliers d'unités urbaines… où la réglementation générale relative à l'occupation des zones inondables reste d'une inefficacité patente. Il aura fallu une succession de crues spectaculaires,..assortie d'une envolée des sinistres indemnisés en Cat Nat pour que l'Etat décide de reprendre le contrôle de la prévention. » [COMBE 1999]. Cette tendance est renforcée par « Une attitude intolérante croissante vis-à-vis du risque et par la revendication d'un « droit » à l'indemnisation qui amène l'Etat à déclarer « catastrophe naturelle » des inondations mineures et répétitives. » [COMBE 1999]. A ce sujet, Bernadette DE VANSSAY note, dès 1994, que « Souhaitant responsabiliser les propriétaires par la souscription d'une assurance, on a créé, en fait, un droit général à l'indemnisation sans contrepartie. Il y a eu un transfert de la charge financière du risque à la collectivité nationale » [DE VANSSAY 1995].

Tout reporter sur les implications psychologiques et les dérives du régime d'indemnisation serait omettre les difficultés techniques et économiques rencontrées par les communes afin d'assurer la gestion et la maîtrise des eaux pluviales dans leur lutte contre les inondations. Le nombre croissant de déclarations d'état de catastrophe naturelle traduit un fort degré d'exposition aux risques. Cependant, le régime des Cat Nat relève aussi de la volonté des élus locaux et du ministère, de la pression exercée par les populations et les médias afin d'obtenir une solution de remboursement. Ainsi, les statistiques élaborées à partir des Cat Nat ne dépendent pas seulement du caractère exceptionnel des événements. Reste à savoir si l'événement est remarquable par l'intensité de l'aléa ou bien par la très grande vulnérabilité des sites frappés.

2.2.2. Identifier les espaces exposés aux risques d'inondation.

Les statistiques, établies sur la période 1983-2000, montrent que la plupart des communes des Alpes-Maritimes sont exposées aux risques d'inondation. Cependant, ces données soulignent aussi que les villes les plus fréquemment touchées sont :

- Des villes côtières ou de la frange littorale ;
- Des villes très densément peuplées ;
- Des villes dont la croissance a été très importante au cours des dernières décennies.

Tableau 32 : Classement des 10 premières villes ayant obtenu, entre 1983 et 2000, le plus grand nombre de déclarations d'état de catastrophe naturelle liées aux inondations dans le département des Alpes-Maritimes.

Rang	Ville	Nombre de déclarations d'état de catastrophe naturelle liées aux inondations	Cumul%
1	Nice	18	3,02%
2	Antibes	16	5,70%
3	Saint-Laurent-du-Var	15	8,21%
4	Cagnes-sur-Mer	14	10,55%
5	La Gaude	13	12,73%
6	Cannes	12	14,74%
7	Mandelieu-la-Napoule	11	16,58%
8	Contes	10	18,26%
9	Menton	10	19,93%
10	Villeneuve-Loubet	10	21,61%

Le classement des 10 communes les plus exposées ne regroupe que des communes se situant dans la frange littorale. Cette sur-exposition aux risques d'inondation peut s'expliquer par plusieurs facteurs :

- Une fréquence élevée d'aléas climatiques intenses ;
- Une urbanisation importante dans des zones vulnérables ;
- Des réseaux des eaux pluviales insuffisants ou sous-dimensionnés ;
- L'absence ou le choix inapproprié des types d'ouvrages de protection.

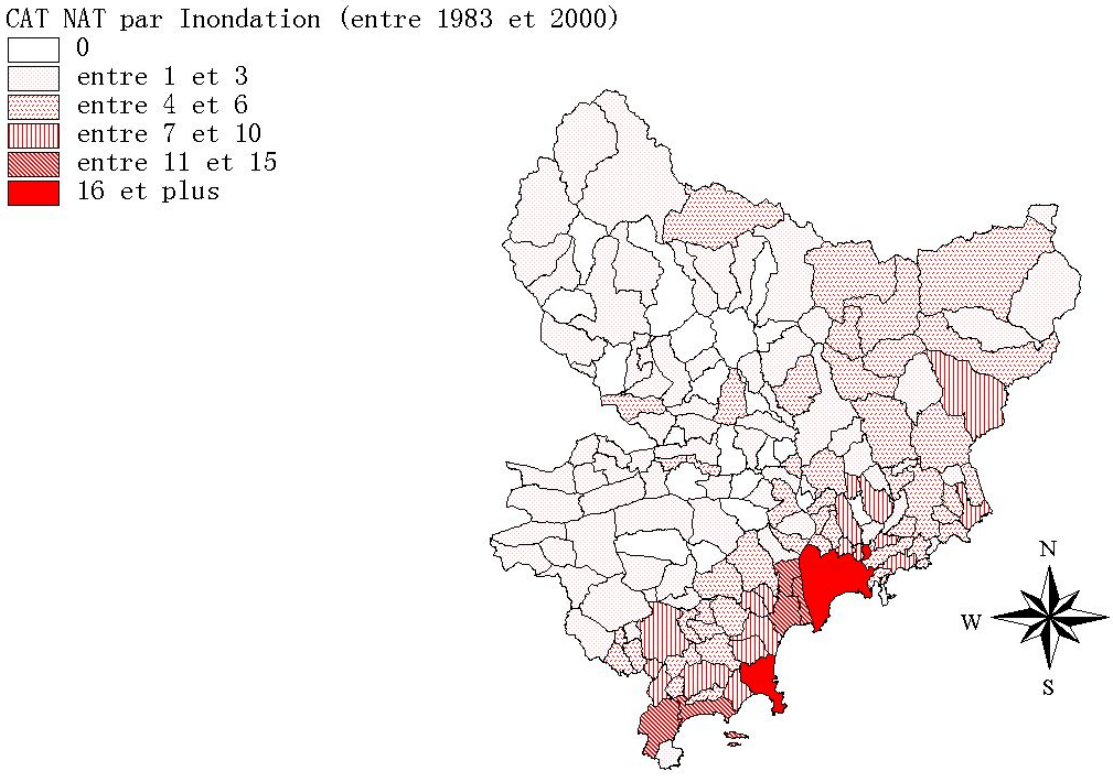


Figure 96 : Nombre de déclarations d'état de catastrophe naturelle par inondation, de 1983 à 2000, dans les communes du département des Alpes-Maritimes.

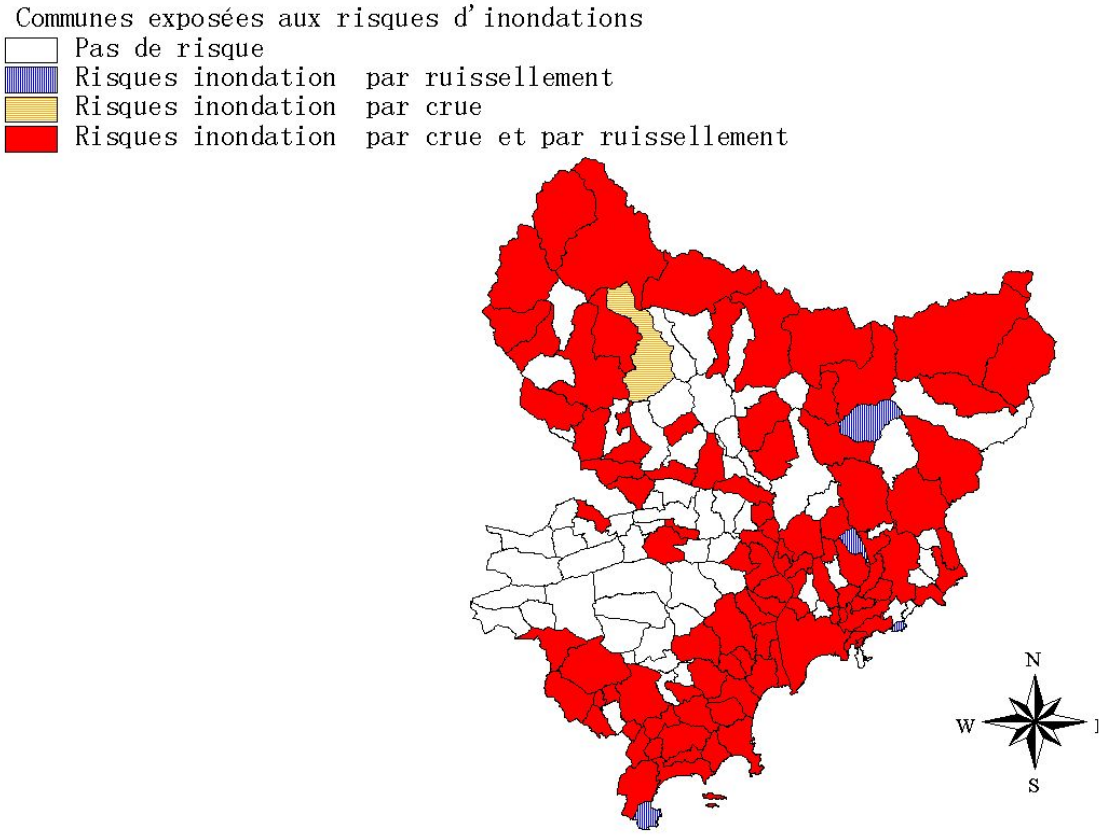


Figure 97 : Communes du département des Alpes-Maritimes exposées aux risques d'inondation par crue et par ruissellement.

La cartographie des états de catastrophe naturelle, enregistrés depuis 1982 sur le département des Alpes-Maritimes, montre clairement que les communes situées en bordure littorale sont les plus exposées aux risques d'inondation (fig. 96). Le régime d'indemnisation actuel ne permet pas d'introduire une amélioration de la protection face au risque d'inondation. Au contraire, le remboursement des dégâts occasionnés par les inondations favorise le développement des zones vulnérables. Actuellement, la prise de conscience de ce dysfonctionnement et des dérives des mécanismes d'assurance ne peut encore aboutir à une intégration des mesures de prévention visant à diminuer la vulnérabilité et donc le risque.

Conclusion §2

L'évolution des déclarations de catastrophe naturelle montre que le recours des collectivités territoriales aux procédures d'indemnisation devient de plus en plus fréquent. Le problème fondamental de ce mécanisme réside essentiellement dans le fait que les sommes débloquées servent dans la quasi-totalité des cas à reconstruire ce qui a été détruit. De toute évidence, ce système maintient en l'état la vulnérabilité de notre société face aux risques d'inondation.

La situation des communes du département est donc dans son ensemble alarmante. Près de 90% des communes sont concernées directement par un risque d'inondation torrentielle ou par ruissellement. Le risque est globalement plus fort sur la zone littorale que dans l'arrière pays. Ce contraste n'est pas dû à l'aléa car, comme vu précédemment, les précipitations sont plus fortes sur les zones de relief. La raison de ce risque accru sur le littoral est imputable a une plus grande vulnérabilité liée à un niveau d'urbanisation très élevé.

Face à ce risque généralisé, les acteurs de la prévention et de la protection, l'Etat, la Région, le Département et les Collectivités se sont mobilisés afin de l'identifier plus précisément et d'agir dans la mesure des crédits disponibles.

3.Risque d'inondation en milieu urbain et pouvoirs publics.

La gestion et la prévention du risque d'inondation a pour objectif la protection et la pérennité du développement économique des collectivités locales, mais aussi des infrastructures de communication. Schématiquement, les mesures entreprises par les pouvoirs publics ont deux fonctions : adapter les ouvrages de protection à une période de retour (définie selon l'intensité, la fréquence et la durée des événements) et promouvoir des ouvrages préventifs devant compenser les effets des nouveaux programmes d'urbanisation. Cette politique s'inscrit dans une logique de préservation de l'espace utile aux sociétés et à leur économie. L'équilibre entre les ressources engagées et la valeur des biens à protéger n'intègre pas forcément les notions de rentabilité. La notion de Risque Maximal Acceptable (R.M.A.) est encore souvent écartée des débats, mais les investissements nécessaires devraient modifier prochainement la nature des réflexions sur ce sujet.

La prise en compte des risques d'inondation intervient à plusieurs niveaux au sein des pouvoirs publics. A l'échelle des grands ensembles hydrologiques, les Agences de Bassin et la DIREN ont en charge, avec les Régions, de promouvoir et de diffuser l'information. A ce titre, l'Agence du bassin Rhône-Méditerranée-Corse (R.M.C.) a élaboré une synthèse des informations existantes sur les risques d'inondation. L'Agence a notamment produit une carte des risques naturels liés à l'eau, risques d'inondation, mais aussi d'autres documents relatant des partenariats et des plans, élaborés ou bien en cours d'élaboration, à des échelles plus fines.

La programmation et la définition de la lutte contre les inondations interviennent aux échelles départementales et communales. Les Plans de Prévention des Risques (P.P.R.) représentent les documents clefs. Initiés par les collectivités locales et instruits par les services de l'Etat, le plus souvent par la D.D.E., les P.P.R. offrent aux pouvoirs publics une description personnalisée des risques encourus ainsi que des moyens de lutte ou de prévention à mettre en œuvre. La croissance importante du nombre de communes équipées de ces documents, au cours des 7 dernières années, traduit la préoccupation des communes face aux risques d'inondation. L'imposition de mesures préventives, à l'échelle des parcelles, dans plusieurs communes du littoral montre les inquiétudes et les doutes qui pèsent sur l'état et la capacité des réseaux des eaux pluviales.

3.1. Réflexions et débats sur les orientations des mesures préventives et curatives.

Les actions entreprises par les pouvoirs publics qu'elles soient initiées à l'échelle communale, départementale ou régionale, doivent répondre à des contraintes diverses et variées d'ordre technique et économique. La notion de rendement technico-écomique c'est-à-dire le rapport entre l'investissement, le niveau de protection et la valeur des biens protégés doit toujours être présente. Ainsi « Le contexte décisionnel et méthodologique doit s'organiser selon une approche rationnelle du risque… ce qui implique l'association des notions de vulnérabilité et de risque négocié », [COMBE 1999]. De ce fait, l'aléa et la vulnérabilité, facteurs responsables du risque naturel, sont redéfinis :

- L'aléa traduit le niveau de contrainte physique ;
- La vulnérabilité qui exprime la sensibilité d'une parcelle, à travers un dommage potentiel et une acceptabilité socio-économique, dépend exclusivement du type d'occupation.

Trois situations peuvent alors être rencontrées. Chacune de ces situations motive et nécessite des mesures et des approches distinctes :

- Aléa et vulnérabilité sont mutuellement indépendants ;
- A aléa constant, la vulnérabilité peut évoluer en réponse à une modification d'activité (en nature ou en modalité d'exercice), notamment après un changement de perception ;
- A vulnérabilité constante, l'aléa est affecté par des interventions humaines qu'elles soient délibérées (aménagements) ou fortuites (changements climatiques), aggravantes ou améliorantes.

Si la vulnérabilité est retenue comme facteur décisionnel, il convient alors de prendre en compte et de définir le Risque Maximal Acceptable (R.M.A.). Ce risque correspond à l'acceptation, par une personne morale ou physique, d'une submersion plus ou moins importante d'une surface définie, au cours d'une durée donnée, de ses biens fonciers, immobiliers ou encore industriels. La notion de R.M.A. sous-entend l'existence d'une Perte Maximale Acceptable (P.M.A.). D'un point de vue économique, cela implique « qu'un individu qui s'implante ou se maintient en zone inondable en dépit du risque… évalue cette implantation ou ce maintien comme globalement optimal ou satisfaisant… D'autre part, ce bénéfice d'implantation peut être monétaire… Dans ce contexte, l'économiste est mis au défi de ré-examiner ses outils et les conditions dans lesquelles ceux-ci sont pratiqués, en particulier de confronter avec la réalité nouvelle le classique calcul de rentabilité des ouvrages de protection » [COMBE 1999].

Ainsi, les collectivités et les assurances devraient conjointement s'interroger sur les motivations qui poussent les personnes à accepter le risque. La compréhension de ces attitudes doit faire l'objet d'études micro-économiques et sociales afin de répondre aux questions suivantes :

- Pourquoi les agents économiques occupent-ils les plaines inondables ?
- Les notions de risque maximal et de perte maximale sont-elles ou non pertinentes et pourquoi ?
- Par quel processus l'agent économique génère-t-il une limite de perte et/ou de risque ?

D'un point de vue économique, la dissociation entre les simples résidents et les structures économiques « entreprises » semble nécessaire. En effet, avant toute chose les responsables de la prévention et de la gestion du risque doivent répondre aux interrogations portant sur le type d'activités exposées en :

- Identifiant les caractéristiques technico-économiques de l'activité ;
- Identifiant la flexibilité de la structure économique et son fonctionnement, mais aussi, l'importance de sa capacité financière et son insertion dans un réseau économique extérieur.

L'analyse de la situation des acteurs économiques des zones vulnérables est indispensable. En effet, à l'échelle des mesures préventives et des investissements qui leur sont consacrés, plusieurs notions doivent être associées :

- La probabilité d'être affecté par une inondation : notion de sensibilité ;
- L'intensité de la perturbation liée à des dégâts donnés : notion de dépendance ;
- La capacité de transférer l'activité dans l'espace, hors zone inondable, ou dans le temps, récupération ultérieure : notion de transférabilité.

L'exposition aux risques d'inondation concerne aussi souvent des biens publics tels que les infrastructures et les moyens de transport, ainsi que les moyens de communication (télécoms) ou d'alimentation en énergie (gaz, électricité, etc.).
Les dégâts directs et indirects sont, dans ce cas, très difficiles à quantifier sur ces espaces publics. En effet, les pertes liées aux perturbations des usagers peuvent alors être d'ordre économique et/ou sociale.

3.2. Données régionales et départementales de l'Agence Rhône-Méditerranée-Corse (R.M.C.).

Le SDAGE, approuvé par le Comité de Bassin et arrêté par le préfet coordonnateur de bassin le 20 décembre 1996, a fixé les grandes orientations sur l'ensemble des territoires homogènes recensés. La mise en place de ce schéma doit permettre d'assurer, à l'échelle de zones hydrographiques homogènes plus réduites, une gestion équilibrée de la ressource.
Les schémas d'aménagement de lutte contre les risques d'inondation de l'Aygues, de l'Ouvèze, des bassins du sud-ouest du Mont Ventoux, du Marderic, que celui de la Touloubre ont été finalisés au cours des années 1999-2000. La prise en compte des risques d'inondation se fait dans le cadre de partenariats et permet de concilier entre autre aménagement durable du territoire, risque naturel et police de l'eau avec les autres services déconcentrés de l'Etat, spécialement la D.D.E. et la D.D.A.F. (Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt).
La préparation du contrat de plan Etat-Région, sous l'égide du Secrétariat Général pour les Affaires Régionales (SGAR), a permis d'élaborer un volet environnement conséquent pour le contrat de plan 2000-2006. Le montant des subventions consacrées à l'environnement est de l'ordre de 45,7 millions d'euros (soit 300 millions de francs) contre 7,6 millions d'euros (soit 50 millions de francs) lors du dernier contrat. Cette somme est prélevée sur une enveloppe totale s'élevant à 1,1 milliards d'euros (soit 7,3 milliards de francs). Les risques d'inondation font partie de ce vaste programme qui regroupe aussi les parcs naturels régionaux, les conservatoires botaniques, les espaces naturels, la gestion de l'eau et des bassins versants, l'environnement urbain, la qualité de l'air et les autres risques naturels.
Au titre des risques naturels, la DIREN a programmé des crédits d'information préventive, notamment sur les P.P.R. pour un montant d'environ 1,2 millions d'euros (soit 8 millions de francs) sur les 6 départements. En matière de travaux, l'action de la DIREN a porté sur la protection des lieux habités contre les inondations.

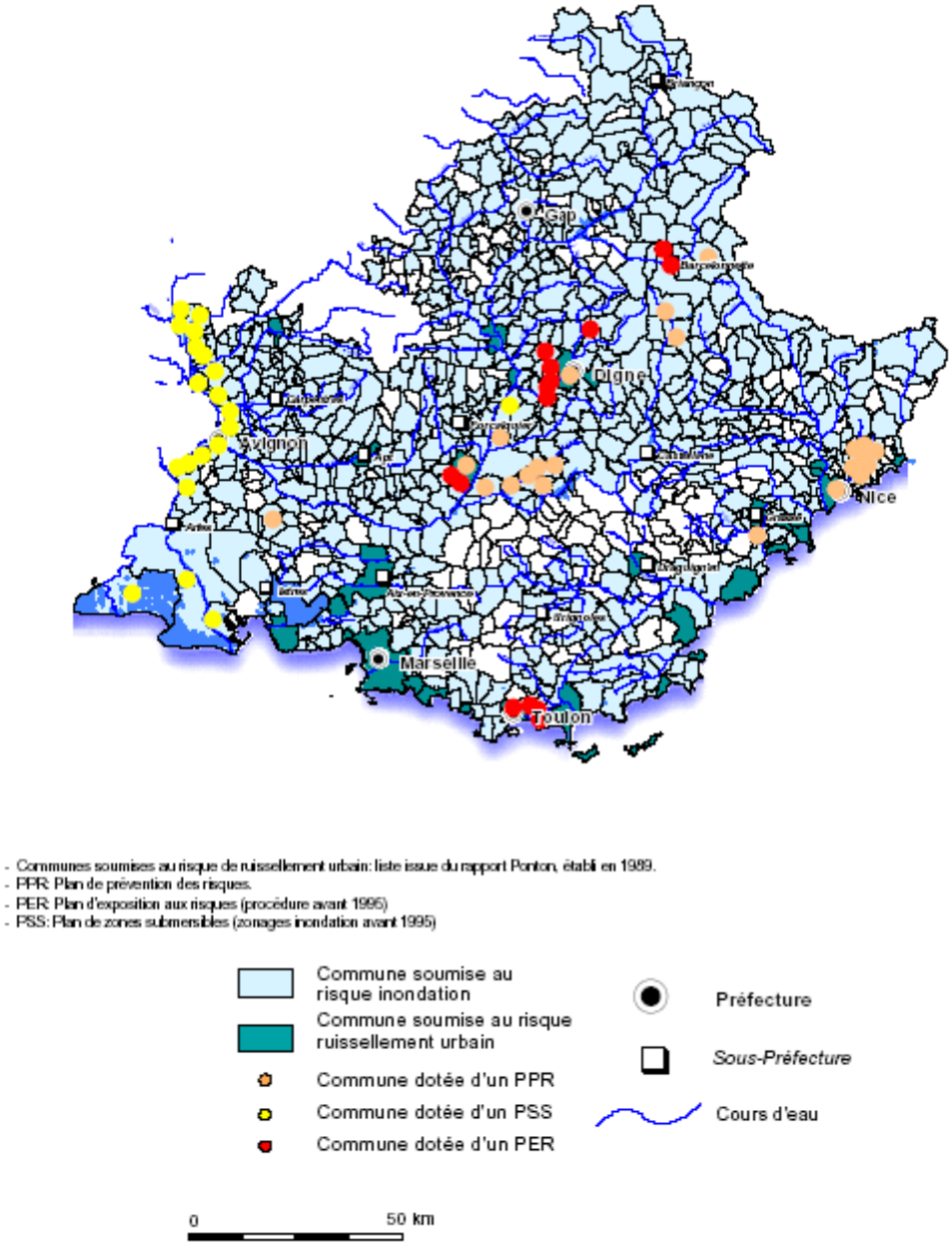


Figure 98 : Risques d'inondation en région PACA [DIREN PACA 2000a].

Toutes les communes de la région PACA (963) sont soumises à au moins un risque naturel et 783 communes (81%) au risque d'inondation. En date du 17 mars 2000, 23 P.P.R.i., 14 P.E.R.i et 20 P.S.S. ont été approuvés. En terme d'information, la DIREN a élaboré une synthèse des communes exposées aux risques d'inondation (fig. 98). Les données présentées par cette carte montrent clairement que les communes littorales des Alpes-Maritimes sont vulnérables face aux risques d'inondation par ruissellement (Menton, Nice, Saint Laurent du Var, Cagnes-sur-mer, Antibes et Cannes).
Les atlas édités en 1995 par l'Agence de Bassin R.M.C. (fig. 100 et 101) précisent que le risque d'inondation par crue lente n'est pas répertorié dans le département des Alpes-Maritimes.

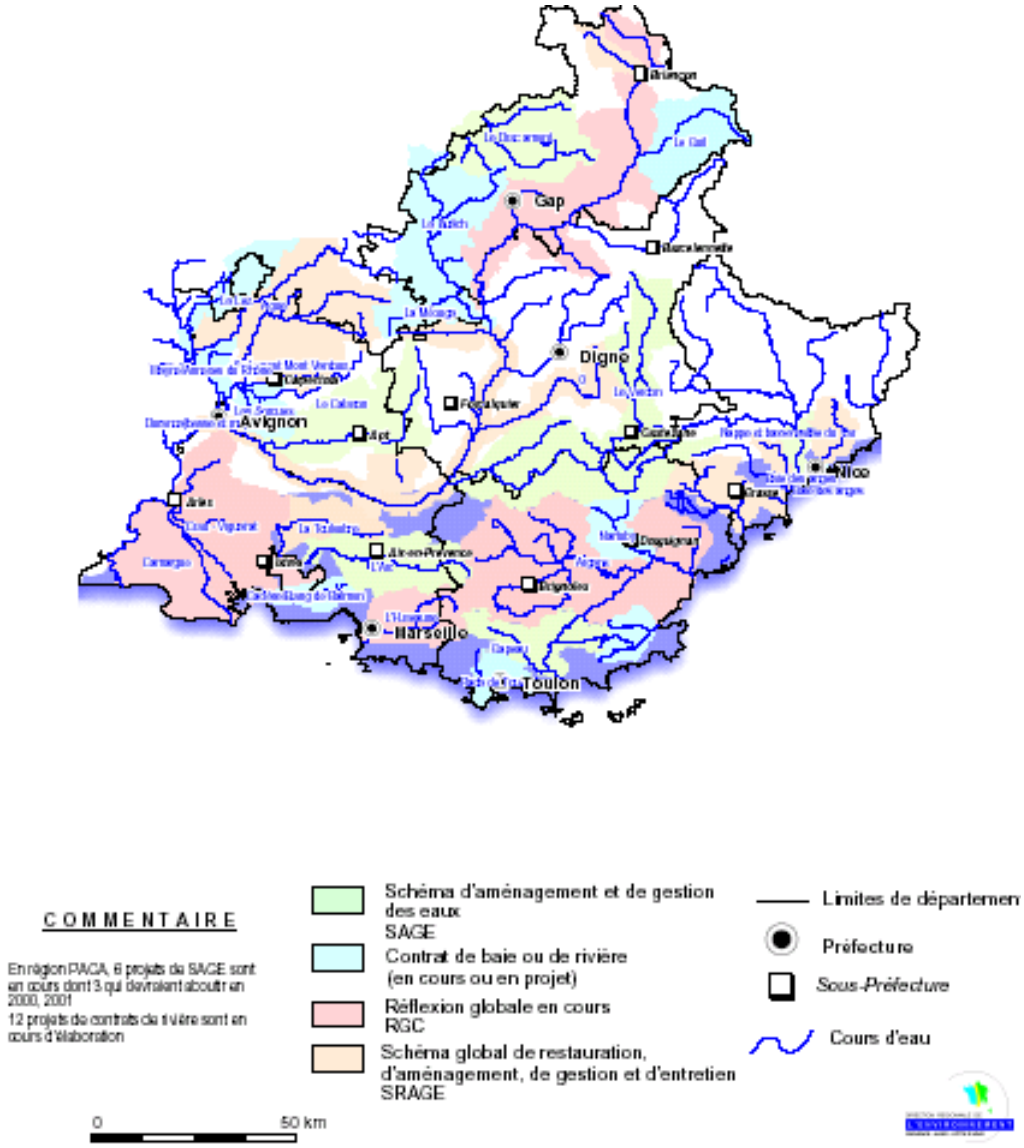


Figure 99 : Etat d'avancement des procédures partenariales dans le domaine de l'eau [DIREN PACA 2000b]

Les délimitations des zones dans lesquelles les risques d'inondation par des crues rapides sont présents, confirment l'existence de cinq ensembles urbains vulnérables :

- Une zone est allant de la commune de Menton à celle de Roquebrune-Cap-Martin ;
- Une zone niçoise qui intègre la basse vallée du Paillon et les parties aval des vallons niçois ;
- Une zone située à la bordure ouest du fleuve Var qui regroupe les communes de Saint-Laurent-du-Var et de Cagnes-sur-mer ;
- Une large zone qui englobe les communes d'Antibes (à l'exception du Cap), de Cannes et du Cannet.

Les documents édités par la DIREN PACA indiquent que les risques d'inondation par crue rapide concernent près de 50% des territoires du littoral ou plus simplement toutes les communes qui s'y trouvent. Les cartes produites en 1995 par l'Agence de bassin Rhône-Méditerranée-Corse montrent que la situation en terme de risque d'inondation n'est pas propre au département des Alpes-Martimes mais qu'elle s'étend à tous les littoraux de la région. Ces documents traduisent aussi le retard qui existait à l'époque dans les communes de notre région en matière d'élaboration des P.P.R.i.

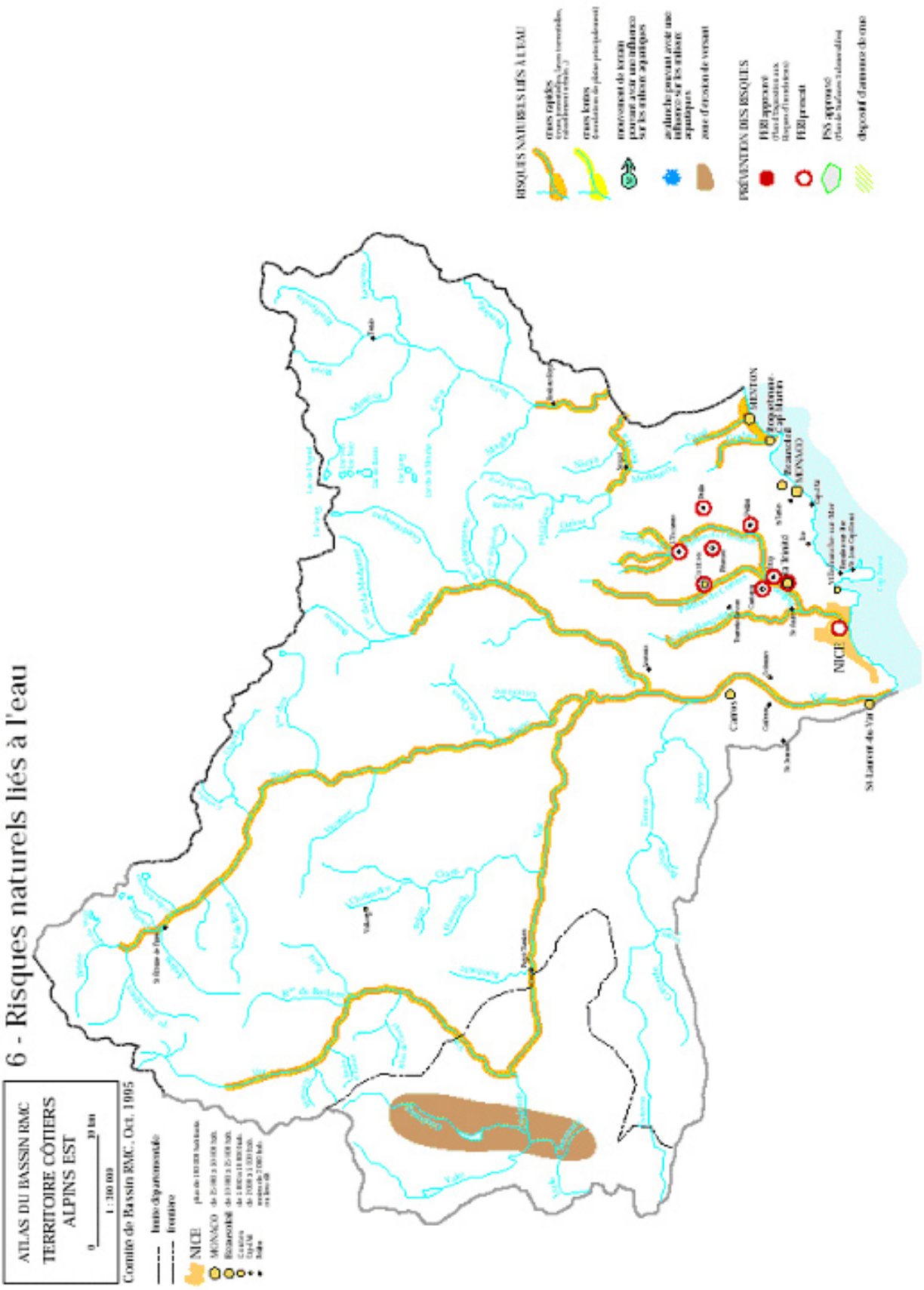


Figure 100 : Risques naturels liés à l'eau, bassin versant du Var et est du département des Alpes-Maritimes [COMITE de BASSIN R.M.C. 1995a]

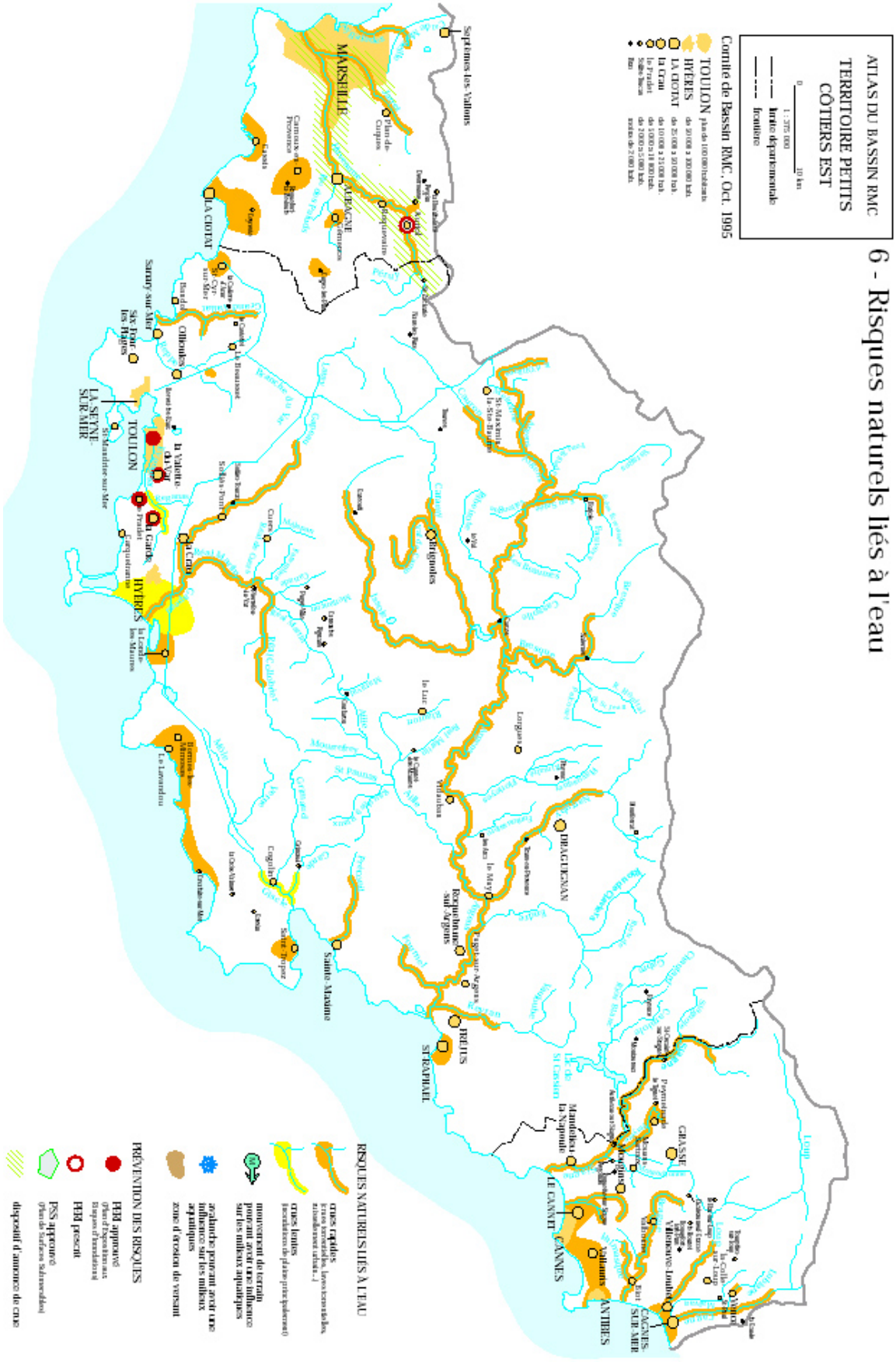


Figure 101 : Risques naturels liés à l'eau, région PACA et ouest du département des Alpes-Maritimes [COMITE de BASSIN R.M.C. 1995b]

3.3. Actions départementales et communales.

La sur-exposition aux inondations des communes du littoral n'est pas sans conséquence sur le développement de celles-ci. En effet, les inondations peuvent, selon leur intensité, occasionner des dégâts importants et entraîner des désordres profonds dans le tissu économique local. Pour prévenir ces risques, les communes se retrouvent au pied du mur et sont dans l'obligation de prendre des mesures importantes de protection.
Les mesures curatives qui découlent des situations spécifiques à chaque site, peuvent avoir de fortes incidences sur le budget des communes. Les risques encourus ne sont pas toujours en adéquation avec les ressources financières.
L'application des mesures préventives, dont font partie les techniques alternatives, a pour objectif un développement durable. Les stratégies retenues peuvent cependant avoir deux conséquences négatives pour les communes :

- Le gel des constructions d'une partie du domaine foncier de la commune ;
- L'imposition de charges financières trop lourdes aux nouveaux acteurs économiques.

La détermination des niveaux de protection à atteindre pose de sérieux problèmes. En effet, la valeur (pluie ou débit) de projet conditionne à la fois, le montant des investissements à réaliser, mais aussi la valeur des biens que les aménagements « protègent » contre le risque. Les mesures de prévention entreprises dans le département s'organisent dans le cadre des Plans de Prévention des Risques. Dans les Alpes-Maritimes, les P.P.R. (P.E.R. procédure d'origine) de crue torrentielle ont été les premiers prescrits et ce dès 1985, sur la commune de la Trinité. La première vague de P.P.R. a concerné les communes du Paillon. La seconde vague englobe les communes littorales de la partie ouest et celles du pays grassois. La dernière vague a regroupé l'ensemble des communes de la basse vallée du fleuve Var. Pour ce dernier groupe, les P.P.R. sont en cours d'élaboration et attendent leur approbation. La cartographie des communes ayant réalisé un P.P.R. (prescrit ou bien approuvé) montre clairement que ces outils de prévention se concentrent sur la frange littorale du département, mais aussi sur les communes qui longent les fleuves Var et Paillon.

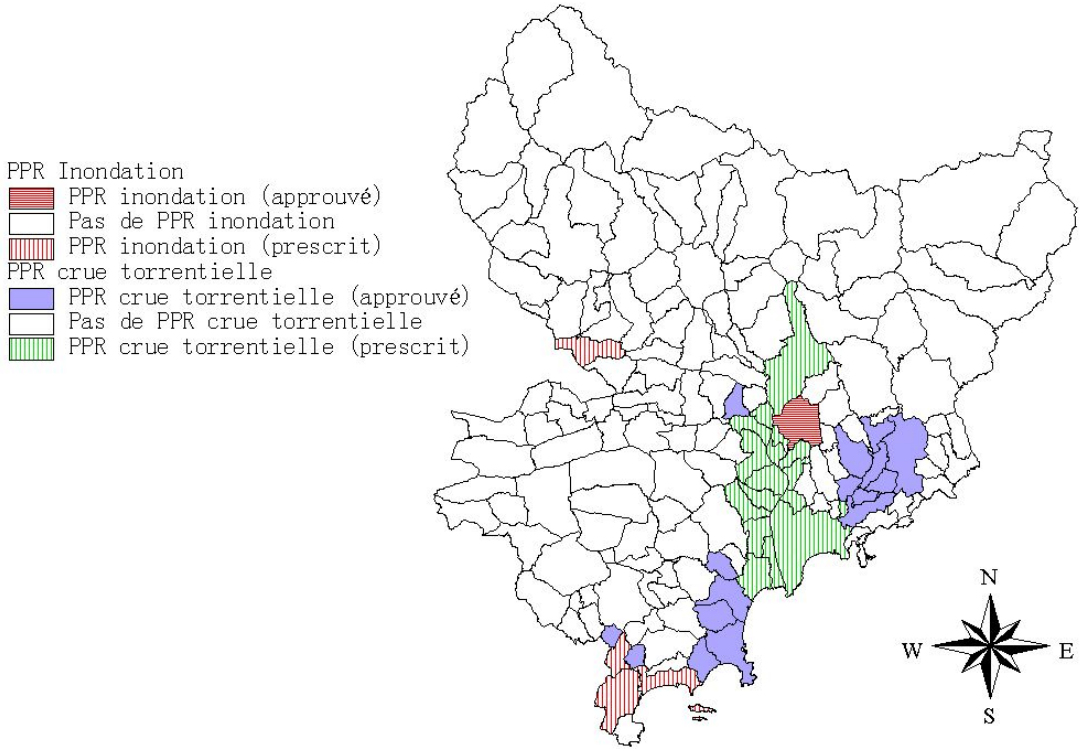


Figure 102 : Etat des P.P.R. inondation et crue torrentielle des communes du département des Alpes-Maritimes (en date du 15 octobre 2001).

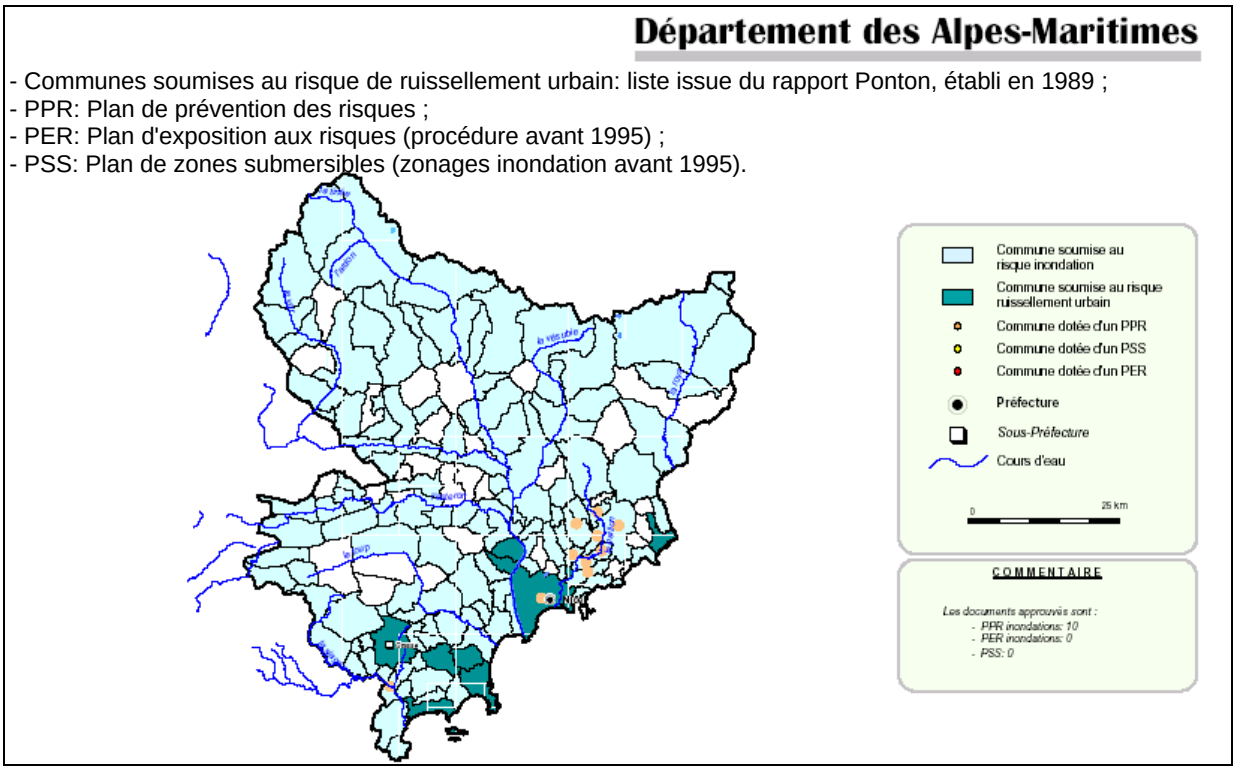


Figure 103 : Communes des Alpes-Maritimes soumises au risque d'inondation [DIREN PACA 2000c].

Les P.P.R. ont été prescrits en trois étapes : 1986, 1996 et 1999. La figure 104 indique que les délais entre la date de prescription et celle d'approbation se sont sensiblement raccourcis au cours de ces dernières années, en passant de plus de 10 ans à une durée proche de 2 ans. Cette modification importante du délai de mise en pratique des P.P.R. est très positive car elle confirme les efforts scientifiques et financiers consacrés à la mise en œuvre de ces documents.

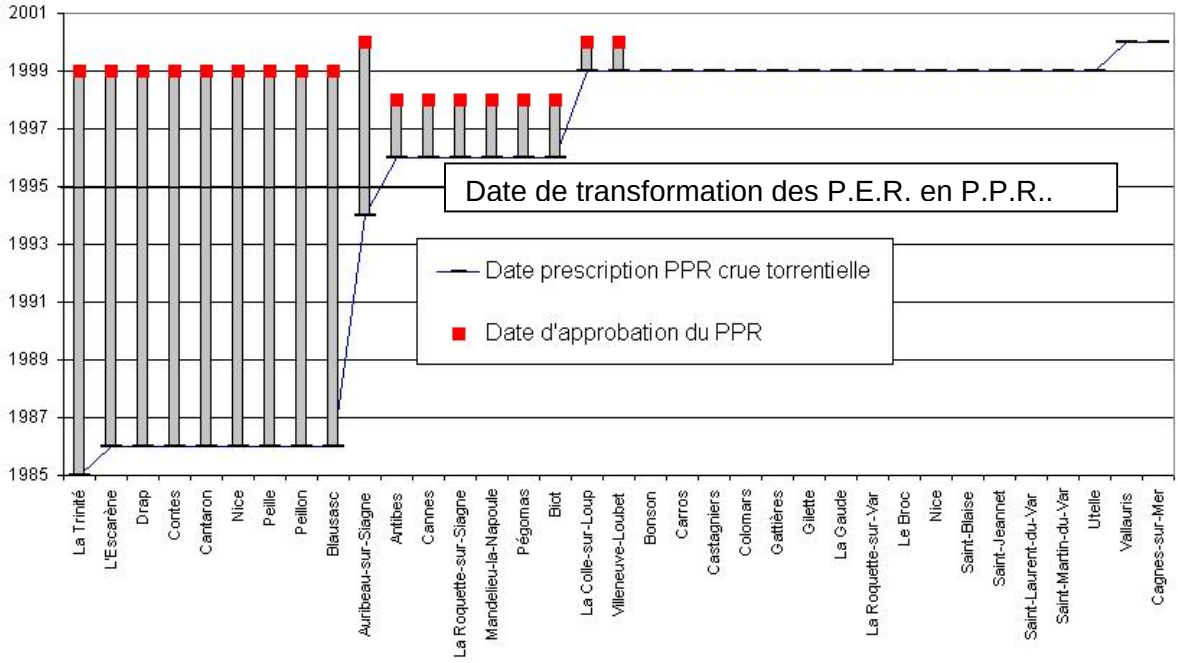


Figure 104 : Délais entre les dates de prescription et d'approbation des P.P.R. des communes du département des Alpes-Maritimes (en date du 15 octobre 2001).

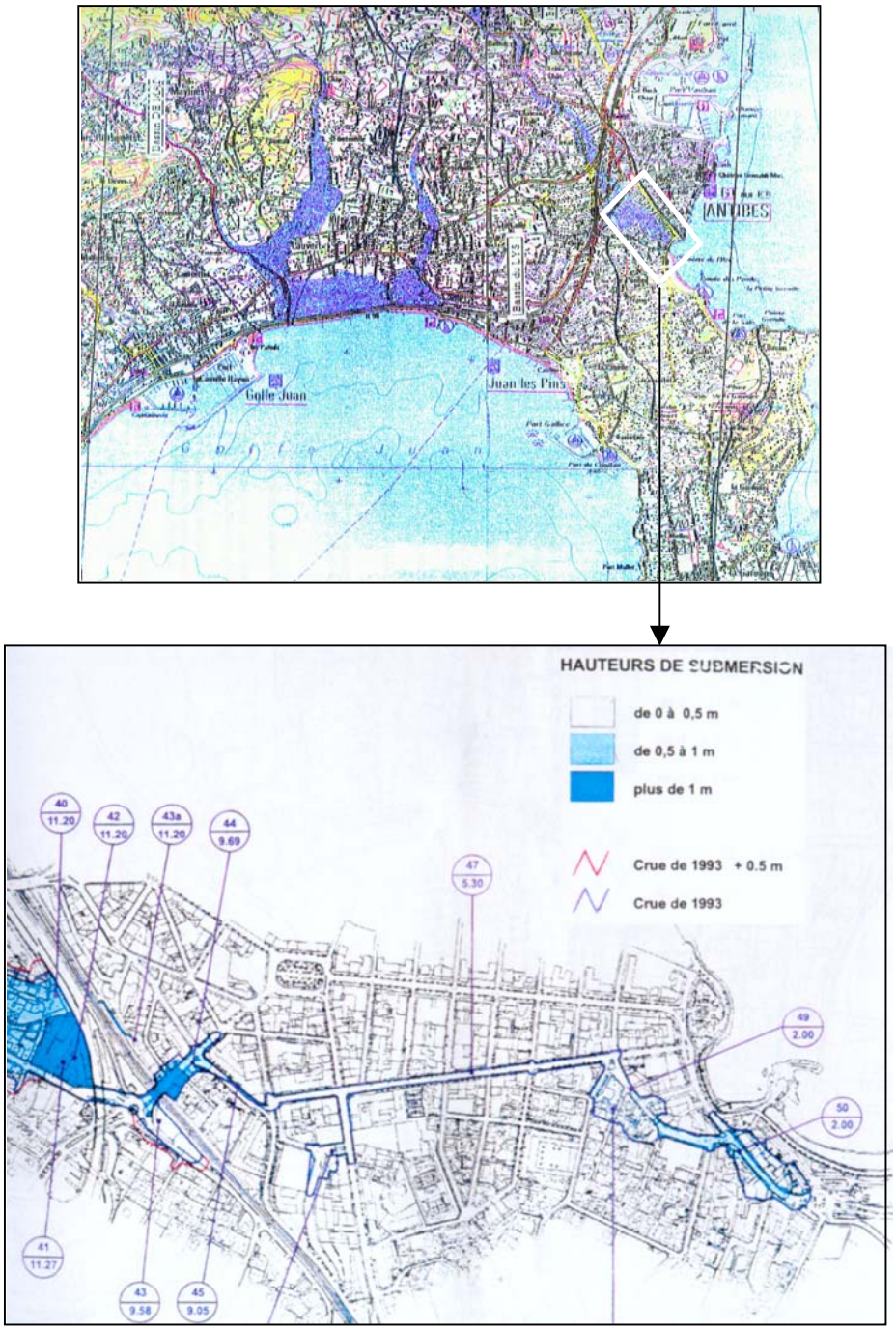


Figure 105 : Exemple de cartographie des zones à risque d'inondation sur la commune d'Antibes [BCEOM 1997].

Dans la pratique, les P.P.R. réalisés ont deux finalités : l'élaboration d'une carte des risques naturels (dont font partie les inondations) et l'instauration de prescriptions dans les annexes des POS et P.L.U. (Plan Local d'Urbanisme).

L'élaboration des cartes des zones inondables prend en compte deux paramètres : la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau. Les P.P.R. intègrent ces éléments afin de définir deux zones (article 3 du décret n°95-1089 du 5 octobre 1995) :

- Les zones bleues qui délimitent les espaces inondables pour lesquelles le risque est supposé modéré (hauteurs d'eau inférieures à 1m et vitesses inférieures à 0,5 m^{s-1}) ;
- Les zones rouges qui délimitent les espaces inondables pour lesquelles le risque est jugé fort en raison des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement (h>1m ou V> 1m^{s-1}1 et ou h>0,5 m et V>0,5 m^{s-1}).

Ce découpage s'accompagne de la définition des bassins versants de la commune (limites, surfaces, imperméabilisation, pentes, réseaux hydrographiques naturels, réseaux d'assainissement des eaux pluviales et usées, positionnement des ouvrages hydrauliques spécifiques, etc.). La cartographie des zones exposées aux risques d'inondation repose sur la simulation des événements extrêmes, mais tient compte aussi de témoignages et intègre les données historiques comme les hauteurs d'eau observées. Classiquement, trois scénarios sont envisagés :

- Le premier repose sur un événement d'intensité et de période de retour décennal (observé ou bien extrapolé en fonction des données météorologiques disponibles) ;
- Le second met en scène un événement exceptionnel (généralement de fréquence centennale) ;
- Le troisième peut décrire un événement extrême qui s'est réellement produit. Dans ce cas, l'événement de référence des aménagements peut avoir une période de retour largement supérieure la centennale.

Dans certains cas, la crue de projet dépasse la valeur centennale. La commune placée dans cette situation doit alors, et conformément à la loi sur l'eau de 1992, prendre cette valeur comme événement de référence. Les implications pratiques et financières sont lourdes pour les communes concernées. En effet, dans ces conditions, le montant des investissements peut dépasser celui des biens qu'il protège.
La cartographie des zones inondables est encore de nos jours une opération complexe. En effet, la délimitation précise des zones, des hauteurs et des vitesses supposent :

- La connaissance du temps de concentration du système hydrologique (bassins versants) ;
- La modélisation des écoulements dans les réseaux hydrologique et/ou hydraulique ;
- La modélisation des écoulements bidimensionnels hors réseaux issus du débordement des vallons ou bien de la mise en charge des réseaux existants.

L'identification des sites à risque complète la définition des zones inondables. L'objectif de ces relevés est de localiser et de préciser la nature des sites susceptibles d'aggraver le risque d'inondation ou bien encore de mesurer le risque d'interférence avec un risque d'une autre nature (présence en zone inondable d'usines chimiques par exemple). Les sites devant être recensés sont les sites dits stratégiques : les zones de stockage, les écoles, les parkings, les infrastructures de communication (routes, centres de communication, P.C. sécurité). L'inondation du P.C. sécurité départemental situé dans la basse vallée du Var, en novembre 1994, a montré l'importance de l'identification de ces zones.

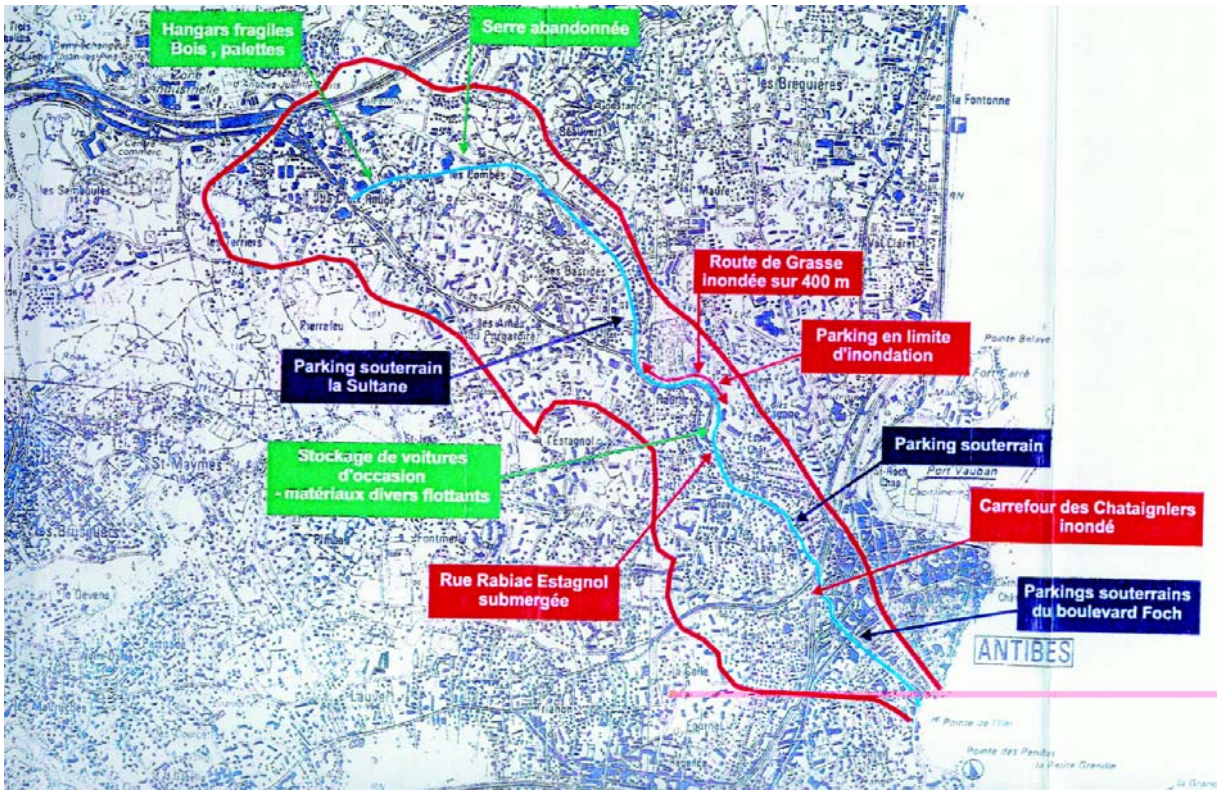


Figure 106 : Exemple d'identification des points sensibles lors d'inondations sur le vallon du Laval de la commune d'Antibes [BCEOM 1997].

L'enjeu pour les collectivités est double. En premier lieu, l'identification des zones inondables sert au schéma d'organisation des procédures d'alerte. En milieu urbain, la difficulté est accentuée par la rapidité des crues par ruissellement (temps de réponse très courts souvent inférieurs à 1 heure). Les schémas traditionnellement mis en place pour les fleuves ne sont donc pas réellement opérationnels pour les crues urbaines. De plus, l'absence de radar météorologique ôte aux responsables locaux le seul vrai système d'alerte en adéquation avec les temps de réaction imposés par ces types d'inondation.
En second lieu, l'augmentation croissante et régulière des aides de réparation souligne l'effort important devant être mis en œuvre afin de renforcer les mesures de prévention. Henri LEGRAND, Chargé de Mission pour les risques majeurs à la Délégation aux risques majeurs du ministère de l'Environnement à l'époque, relève que « La prévention du risque peut se traduire par deux types de mesures… d'une part celles qui tendent à la réduction des phénomènes eux-mêmes, ce qui n'est pas toujours facile dans le domaine des risques naturels, d'autre part, lorsqu'on ne peut pas agir sur les phénomènes, celles qui consistent à en limiter les effets. Ce dernier volet est essentiel dans la politique de prévention des risques, dans la mesure où celle-ci consiste à faire en sorte que le moins grand nombre possible de personnes se trouve dans les espaces les plus exposés » [MATHOT & MARIANI 1994b].

Selon Paul-Henry BOURRELIER, la chaîne de prévention comporte cinq maillons [MATHOT & MARIANI 1994f] :

- Premier maillon : Evaluation du risque (insuffisant) ;
- Second maillon : Prévision des crues et systèmes d'alerte (insuffisant, absence d'équipement de mesure, de radar météorologique sur le sud-est de la France et de système d'information pour les personnes exposées aux risques) ;
- Troisième maillon : Atténuation des effets des crues (ouvrages de collecte et d'écrêtement et mesures urbanistiques de restriction d'occupation des sols) ;

- Quatrième maillon : Chaîne de prévention et de préparation aux crises (le préfet transmet aux maires qui rendent public aux administrés les mesures d'urgence) ;
- Cinquième maillon : Réparation après crise ou bien accident (période exposée aux erreurs les plus importantes, reconstruction en zones exposées) phase de retour d'expérience souvent négligée.

La réduction des risques d'inondation « naturels » sous-entend la mise en œuvre de mesures structurelles (endiguements, élargissement du lit, barrages, méta-structures de stockage des eaux pluviales, aménagement des zones naturelles d'expansion des crues) dont la fonction est la régulation des crues. Ces méthodes ont le désavantage d'être particulièrement coûteuses et quel que soit le niveau de protection choisi, il ne peut être exclu qu'un événement ne dépasse un jour la capacité des ouvrages réalisés.

En milieu urbain, la mise en œuvre de ce type de mesures est encore plus délicate. En effet, chacune des mesures précédemment citées se heurte à l'absence d'espace foncier disponible et à des coûts de réalisation très élevés. Les experts doivent s'orienter dorénavant vers des mesures non structurelles visant à une gestion urbanistique plus rationnelle des espaces inondables [MATHOt & MARIANI 1994b] :

- Modifications des normes de construction en zones à risque ;
- Imposition d'assurances lourdes pour les utilisateurs de zones à risque ;
- Imposition de remise en l'état des biens des utilisateurs en cas d'inondation ;
- Interdiction d'implantations d'installations permanentes à usage de logement ou professionnel ;
- Aide au départ des entreprises localisées en zones inondables et désireuses de se déplacer en d'autres points de la commune.

Si la mise en place de mesures non structurelles est corrélative à une maîtrise de l'urbanisme, certaines tendent vers un principe d'interdiction, « un principe simple mais inapplicable… du fait de la diversité des crues » [MATHOT & MARIANI 1994b]. En effet, l'objectif doit être de définir le type d'inondation car les prescriptions ne peuvent être du même ordre s'il s'agit de crues fluviales ou torrentielles et/ou par ruissellement. Henri LEGRAND précise que « l'un des problèmes posé par ces inondations de type torrentiel est que la notion de crues décennale, centennale... que l'on applique aux inondations de plaine en fonction de leur fréquence de retour, est peu adaptée » [MATHOT & MARIANI 1994b]. « Les effets foudroyants et immédiats d 'un événement, rendant très difficiles les mesures de sauvegarde telles que l'évacuation, constituent une menace importante pour les personnes ; aussi la rareté de l'évènement n'est pas un motif pour ne pas le prendre en compte. Contrairement au cas des risques qui ne portent que sur les biens, on ne peut pas faire un calcul de type économique comparant le coût de la prévention et le coût moyen des dommages sur une longue période ».
Le Sénateur BAUCUS notait que« Le choix entre des méthodes de prévention structurelles ou non structurelles, intégrées à une gestion économique du risque traité, est un principe qui, chez nous, n'est pas encore appliqué sur une grande échelle ni même encore unanimement admis » [MATHOT & MARIANI 1994b].

Dans la pratique, les prescriptions imposées par les P.P.R. sont de deux ordres :

- Les premières sont applicables aux zones à risque et concernent l'aménagement par le contrôle de l'urbanisation de ces zones :
    - Interdiction de constructions nouvelles en zone rouge et renforcement des structures existantes ;
    - Prescriptions sécuritaires fortes et limitatrices de l'urbanisation en zone bleue.
- Les secondes sont des mesures de prévention et de maîtrise du ruissellement urbain. Elles sont applicables à l'ensemble du territoire de la commune (exception faite des ZAC et P.A.E.). Ces mesures se traduisent par la construction d'ouvrages de rétention des

eaux pluviales. Cependant, ces Techniques Alternatives réalisées à l'échelle de la parcelle ne peuvent être imposées qu'aux nouvelles constructions dans un cadre préventif.

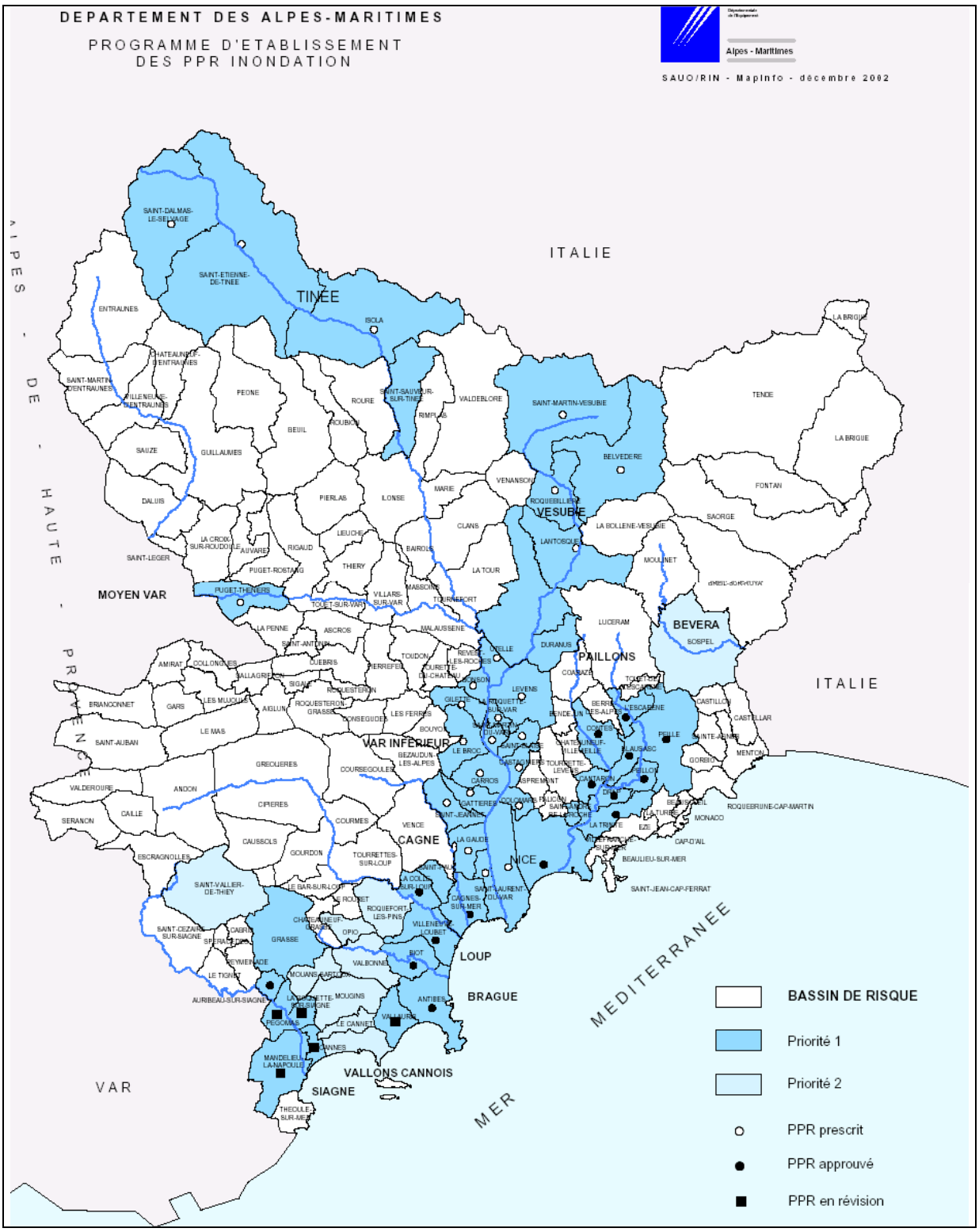


Figure 107 : Carte d'élaboration des P.P.R. du département des Alpes-Maritimes réalisée par la Direction Départementale de l'Equipement (décembre 2002).

Le recours aux techniques alternatives tend à se généraliser. En effet, la prescription de ces ouvrages est actuellement la seule façon légale d'introduire la participation des investisseurs privés dans la prévention du risque d'inondation. La généralisation de ces prescriptions traduit ainsi la prise de conscience des acteurs locaux de la nécessité de contrôler le ruissellement des eaux pluviales. Dans les Alpes-Maritimes, les techniques alternatives de rétention à l'échelle de la parcelle sont imposées depuis 1985 sur la commune de Nice, 1988 à Antibes et ce bien avant l'instauration de leur P.P.R.. Actuellement près de 15 communes du département imposent des prescriptions visant à prévenir ou réduire le ruissellement des eaux pluviales. Ces communes sont majoritairement celles concernées par les risques d'inondation par ruissellement.

Conclusion §3

A l'échelle départementale, l'augmentation rapide du nombre de P.P.R., destinés à la connaissance et à la prévention du risque, traduit l'urgence dans laquelle se trouvent certaines communes. L'élaboration des P.P.R. s'accompagne de la réalisation d'une cartographie du risque en fonction de l'intensité (zones inondables, vitesse et hauteur de l'écoulement des eaux). Simultanément, les P.P.R. intègrent des mesures structurelles et non structurelles de prévention, mais aussi de gestion de ce risque.

Les mesures non structurelles concernent essentiellement l'identification des points sensibles et l'imposition d'une réglementation renforcée en terme d'urbanisme. Sur la commune d'Antibes par exemple, le développement des zones inondables a été cadenassé : interdiction de constructions nouvelles, limitation de l'agrandissement des équipements susceptibles d'accueillir des visiteurs. Cette politique s'accompagne aussi de mesures d'expropriation pour les sites où le risque est très important.
La rapidité des crues en milieu urbain limite l'efficacité des mesures d'alerte. L'absence d'outil de gestion en temps réel efficace renforce évidemment le poids des mesures non structurelles devant être réalisées.

Les mesures structurelles mises en application sont de deux ordres : les mesures préventives et les mesures curatives.
Les mesures curatives interviennent pour sécuriser une zone donnée par un aménagement spécifiquement adapté. En milieu urbain, elles se traduisent essentiellement par le redimensionnement des réseaux ou par la création de bassins. Cependant, ces aménagements ne procurent qu'une protection partielle. En effet, si un événement dépasse l'intensité pour laquelle l'ouvrage a été conçu, les dégâts occasionnés peuvent s'avérer supérieurs aux estimations réalisées lors de sa création. L'absence d'étude précise sur les valeurs économiques menacées par le risque d'inondation est un problème de fond. En effet, seule la connaissance du patrimoine exposé aux risques permettrait d'adapter une politique équilibrée entre l'investissement et la valeur des biens à protéger.

Les mesures préventives (techniques alternatives préventives ou encore dites compensatoires) entrent dans le cadre d'une politique de gestion durable. La réalisation de ces ouvrages est à la charge des aménageurs aggravant les processus de ruissellement en imperméabilisant les sols. Ces ouvrages sont imposés par le biais des prescriptions annexées au Plan Local d'Urbanisme (ou POS) en vigueur. Ces mesures, prescrites à Nice dès 1985, puis à Antibes en 1988, se sont étendues à de nombreuses communes du littoral (Biot, Vallauris, Cannes, Menton..).
Ces prescriptions, appliquées à l'échelle de la parcelle, soulèvent de nombreuses interrogations et notamment : quel est leur véritable impact sur le fonctionnement des réseaux en temps de crise ?

CONCLUSION CHAPITRE IV

Les reconnaissances d'état de catastrophe naturelle (Cat Nat), enregistrées entre 1982 et 2000, placent 5 communes du département des Alpes-Maritimes dans les 25 communes les plus touchées par les inondations en France. Plus de la moitié des communes littorales est exposée à ce risque. La forte croissance démographique du département concerne essentiellement les villes situées en bordure côtière. L'agrandissement des communes aboutit à un phénomène de métropolisation sur un axe est-ouest. Bloquées au sud par la mer Méditerranée et au nord par des reliefs marqués proches de la côte, les villes du littoral ont été forcées de coloniser les terrains les plus accessibles et les plus facilement constructibles. Ainsi, les vallons (essentiellement orientés nord-sud) inoccupés furent aménagés. L'augmentation de la fréquence des inondations en milieu urbain correspond à l'occupation de ces zones naturellement exposées à des crues rapides et brutales. Les inondations plus ou moins récentes répertoriées prouvent que l'aggravation du risque résulte de l'urbanisation de ces systèmes hydrologiques.

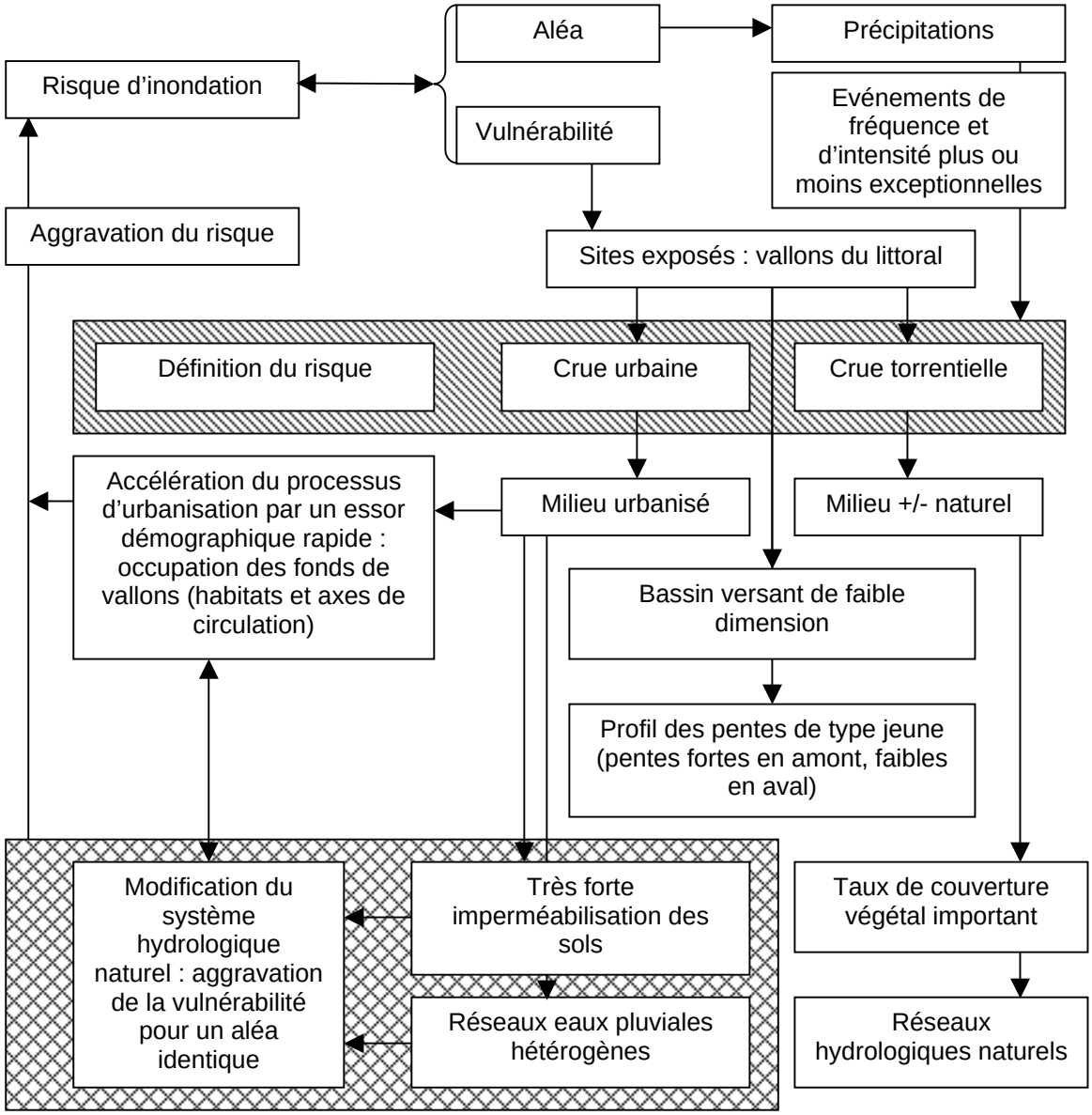


Figure 108 : Mécanismes d'aggravation et de modification du risque d'inondation à l'origine des crues urbaines qui frappent les communes littorales du département des Alpes-Maritimes (permanence des caractéristiques de l'aléa).

La prise en compte de ce risque par les pouvoirs publics intervient à trois niveaux :

- *La région, la Direction Régionale de l'Environnement et l'Agence de Bassin R.M.C. : les documents fournis par ces organismes offrent une vue d'ensemble des différents types de risques d'inondation et centralisent les schémas d'aménagement (Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux et Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux), véritables gouvernails de la politique en matière de risques naturels ;*
- *Le département et le Conseil Général : la D.D.E. est directement impliquée dans l'élaboration des Plans de Prévention des Risques et la mise en place des procédures d'alerte ;*
- *La collectivité est tenue de mettre en oeuvre un P.P.R. inondation si le risque existe. Ce document s'accompagne de prescriptions qui définissent les règles de construction dans les zones exposées et indiquées dans les cartes des risques. La connaissance du risque s'accompagne de mesures structurelles (redimensionnement d'ouvrages et aménagement des cours d'eaux, techniques alternatives curatives) et non structurelles (limitation du ruissellement des eaux pluviales, techniques alternatives préventives).*

L'instauration des Plans d'Exposition aux Risques et P.P.R. a été longtemps le résultat de réactions épidermiques initiées par des événements marquants (crues de Nîmes en 1988, de Vaison-la-Romaine et du Var en 1994). La plupart des collectivités se sont dotées dans l'urgence de P.P.R. pour faire face aux risques. L'intégration des mesures structurelles, et notamment des mesures compensatoires au ruissellement des eaux pluviales, tend à se généraliser. Néanmoins, la connaissance encore partielle du fonctionnement des réseaux pluviaux ne permet pas de juger l'efficacité réelle de ces ouvrages.

CHAPITRE V

TECHNIQUES ALTERNATIVES DEVELOPPEES SUR LE DEPARTEMENT DES ALPES-MARITIMES, QUELQUES EXEMPLES.

La fréquence et l'importance des crues péri-urbaines sur le littoral des Alpes-Maritimes placent les collectivités territoriales dans un contexte juridique et économique délicat. En effet, celles-ci sont responsables et garantes de la protection de leurs administrés face aux risques naturels. Conformément à la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et à la loi Barnier de 1995, les communes doivent élaborer leur P.P.R.i afin de délimiter les zones inondables et promouvoir les ouvrages de protection et de prévention face aux crues.
La programmation et les décisions que les responsables techniques des villes doivent prendre sont de deux ordres. Ils doivent tout d'abord s'assurer du bon fonctionnement de leurs réseaux et de sa capacité à faire transiter des volumes de ruissellement qui peuvent être très importants en fonction des périodes de retour considérées. Ils doivent aussi s'assurer que le développement urbain de la commune n'aggrave pas les conditions de ruissellement présentes.

Les techniques alternatives au redimensionnement des réseaux d'eaux pluviales interviennent ainsi à deux niveaux.
Curatif tout d'abord, par l'intermédiaire d'ouvrages de stockage de grandes capacités qui évitent le redimensionnement très coûteux et parfois impossible des collecteurs principaux.
Préventif, par l'intermédiaire de mesures compensatoires qui sont réalisées sur les parcelles accueillant toute nouvelle surface imperméable. D'un point de vue technique, ces mesures sont réglementées par les prescriptions inscrites dans les P.P.R.. Ces ouvrages ne posent pas de problèmes de financement à la collectivité puisqu'ils sont entièrement à la charge des propriétaires privés.

Plusieurs facteurs semblent perturber la réalisation de ces techniques alternatives dans le département. La très forte pression foncière qui s'exerce sur le littoral a progressivement ôté toute capacité aux collectivités de se constituer des réserves foncières. Or la programmation des techniques alternatives curatives nécessite généralement un espace important (de l'ordre de l'hectare). De plus, le choix des sites est conditionné uniquement par les défaillances hydrauliques rencontrées sur chaque réseau.
L'intégration des techniques alternatives préventives soulève les mêmes problèmes en terme d'occupation d'espace. Cependant, il appartient à chaque investisseur privé de trouver une solution optimale. Aussi, les collectivités sont plus concernées par l'évolution du nombre de ces ouvrages et des volumes qu'ils représentent que par la nature même des techniques développées. En effet, le contrôle de l'état de fonctionnement de ces structures sur des terrains privés pose un véritable problème de personnel et donc économique. De plus, ces contrôles se heurtent aux limites d'application des pouvoirs de police de l'eau des Maires.

Afin de prendre connaissance des évolutions dans le domaine des techniques alternatives, des observations nationales et locales seront étudiées. Les données locales, notamment celles de la ville d'Antibes, doivent permettre d'analyser le rythme d'implantation des mesures curatives et préventives ainsi que les types de solutions techniques les plus couramment employées.

1.Utilisation des techniques alternatives dans les Alpes-Maritimes.

Les techniques alternatives réalisées dans les Alpes-Martimes ont des fonctions préventives et curatives. Leur rôle est donc d'assurer une protection face aux risques d'inondation, de permettre le contrôle et la régulation des eaux de pluie afin de limiter les risques de pollution et de contrôler le ruissellement à l'échelle de parcelle ou bien de lotissements, dans le cadre du développement urbain.

Les ouvrages de rétention curatifs sont motivés par des mesures de protection face aux risques d'inondation et de pollution du milieu naturel. La construction de ces ouvrages de grande capacité dans des espaces fortement urbanisés ne va pas sans poser de problèmes techniques et économiques. L'intégration des mesures curatives et préventives ne s'effectue pas au même rythme. En effet, le dynamisme remarquable du secteur du bâtiment dans les Alpes-Maritimes, entre 1995 et 2000, a accru fortement le nombre d'ouvrages préventifs. Les responsables locaux, notamment ceux de la commune d'Antibes, s'interrogent à juste titre sur l'efficacité de ces ouvrages. La connaissance des types d'aménagements réalisés, de leur pérennité et de leur répartition géographique est indispensable pour juger la rentabilité technico-économique de ces mesures.

Certaines villes laboratoires, comme Douai, ont montré l'intérêt et l'efficacité de l'utilisation seule ou combinée des techniques alternatives. Est-ce le cas pour les communes du département ? Dans quelles conditions les techniques alternatives sont-elles passées de la théorie à la pratique sur la Côte-d'Azur ? La commune d'Antibes a permis une analyse détaillée des techniques alternatives mises en œuvre sur son territoire en offrant un libre accès aux informations dont elle disposait.

1.1. Lente intégration locale des mesures curatives et préventives.

L'état de développement des techniques alternatives est très hétérogène en France. Les premières phases d'intégration des ouvrages curatifs se sont déroulées sous l'égide du Syndicat intercommunal d'Assainissement de l'Agglomération Parisienne (SIAPP).

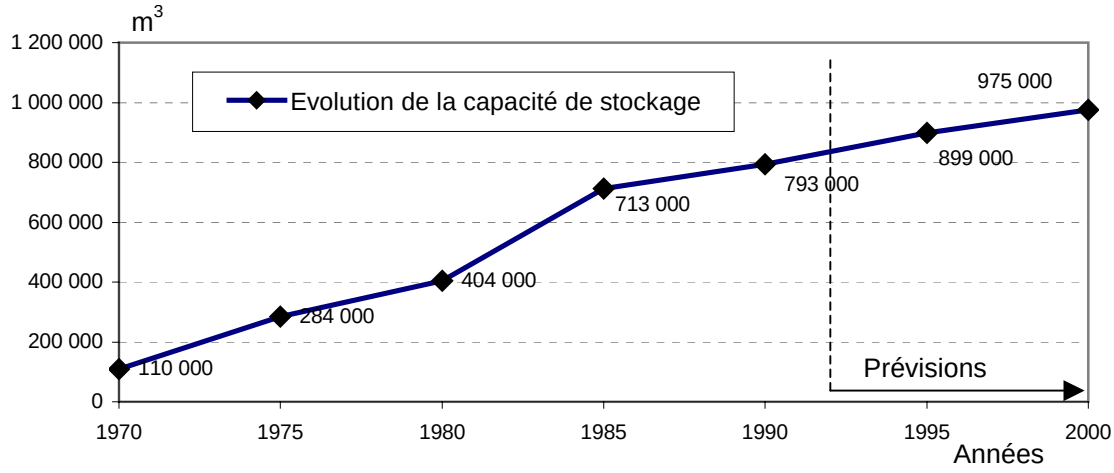


Figure 109 : Evolution des capacités de stockage du département de Seine Saint-Denis [C.G. SEINE SAINT-DENIS 1992].

D'autres collectivités (Nancy) ou communautés urbaines (CUB) ont assez rapidement créé d'importantes capacités de stockage. De même, certaines ont intégré très tôt les prescriptions nécessaires à la réalisation des mesures préventives, allant même jusqu'à devenir de véritables laboratoires expérimentaux (Douai, CUB).

Le département des Alpes-Maritimes n'a vraisemblablement pas connu la même dynamique d'aménagement notamment au niveau des mesures curatives. Et même si, dès 1985 et 1988, les communes de Nice et Antibes instauraient les prescriptions à la réalisation des techniques alternatives préventives, aucune mesure d'accompagnement technique n'a été mise en œuvre.

1.1.1. Techniques alternatives curatives.

Le développement des techniques alternatives curatives a connu un réel succès dans certaines régions de France en terme de nombre d'ouvrages réalisés. A tel point que les responsables s'interrogent maintenant sur les capacités techniques, mais aussi humaines des services qui doivent gérer et entretenir ces ouvrages. Les données récentes, publiées dans diverses études [BAPTISTA & al. 2001, PEREZ-SAUVAGNAT & al. 1995], permettent une lecture rapide à l'échelle nationale des techniques les plus répandues. Ainsi, les bassins de retenue représentent près de 87% des ouvrages réalisés. Cette proportion très élevée ne laisse que peu de place aux autres techniques, soit environ 5% pour les chaussées réservoirs ainsi que les fossés et noues. L'usage des puits d'absorption, des tranchées et des toits stockant apparaît encore marginal.

Tableau 33 : Analyse de données pour l'élaboration d'indicateurs technico-économiques des systèmes alternatifs en assainissement pluvial [BAPTISTA & al. 2001].

Types de technique	Région de Lyon	Région de Bordeaux	Département de Seine Saint-Denis	Total
Bassins de retenue	7	10	126	143
Tranchées	1	2	-	3
Chaussées réservoirs	2	5	2	9
Toits stockant	1	-	3	4
Fossés et Noues	1	1	5	7
Puits d'absorption	1	-	-	1
Total	13	18	136	167

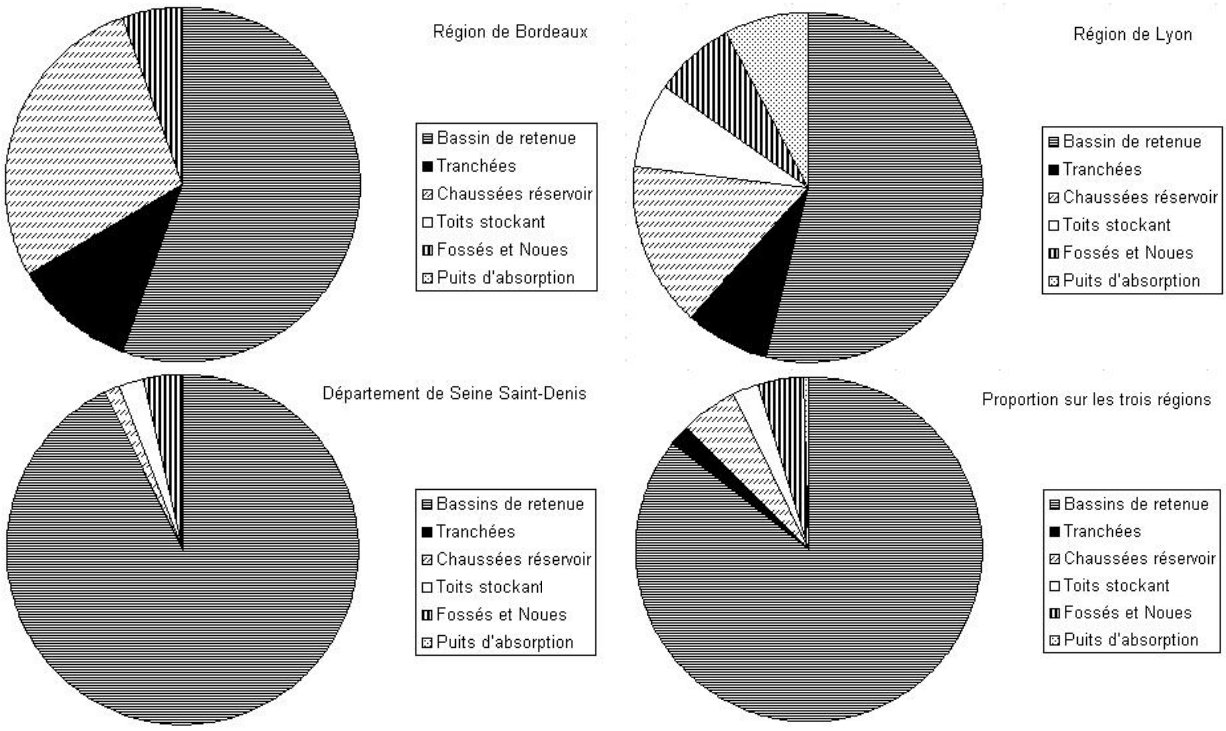


Figure 110 : Proportion et synthèse des techniques alternatives curatives réalisées dans les régions de Bordeaux, Lyon et dans le département de Seine Saint-Denis [BAPTISTA & al. 2001].

En milieu très urbanisé comme dans le département de Seine Saint-Denis, la proportion des bassins de retenue dépasse 92%. Les bassins de retenue réalisés se répartissent en trois catégories : bassins enterrés (45,5%), bassins à ciel ouvert (47,5%) et bassins en eau (7%).
Le nombre d'ouvrages curatifs réalisés dans les collectivités du littoral des Alpes-Maritimes est encore peu élevé. A Nice, un bassin de rétention enterré d'une capacité de 25 000 m^3 a

été inauguré en l'an 2000 (bassin de Carras) et un autre de 30 000 m^3 doit être réalisé sur l'avenue Ferber afin de retenir une interception du premier flot des eaux pluviales. Trois autres bassins sont à l'étude, Place Arson (de même nature que celui de Ferber), Place de la Gare du Sud et en dessous du futur nouveau stade du Ray. Sur Antibes, un bassin de rétention d'une capacité de 30 000 m^3 doit être réalisé afin de prévenir tout risque d'inondation sur le vallon du Laval. Au mieux, seulement 3 bassins de grande capacité seront opérationnels d'ici à 2004 dans les Alpes-Maritimes alors que les problèmes d'inondation, rencontrés par les communes du littoral, sont importants. Ce nombre peu élevé d'ouvrages s'explique en grande partie par les difficultés rencontrées par les collectivités pour financer leur réalisation, mais aussi pour trouver les terrains disponibles.
Pour exemple, les travaux engagés par la commune de Nice, dans le cadre du Contrat d'Assainissement pour l'agglomération (signé en 1999 entre la ville de Nice et l'Agence de Bassin R.M.C.), s'élèvent à près de 76,5 millions d'euros. Cependant, les subventions à hauteur de 10% pour le conseil général et de 30% pour l'Agence R.M.C. laissent un investissement sur fond propre à la charge de la Mairie de Nice de près de 46 millions d'euros.

Tableau 34 : Techniques alternatives réalisées dans les communes d'Antibes et de Nice.

Types de technique	Ville d'Antibes	Ville de Nice	Total
Bassins de retenue	2 (étude)	5 (1 réalisé, 4 études)	7
Tranchées	0	0	0
Chaussées réservoirs	1	0	1
Toits stockant	0	0	0
Fossés et Noues	0	0	0
Puits d'absorption	0	0	0
Total	3	5	8

Les projets de bassins de retenue correspondent à des ouvrages en béton enterrés. Le non recours à des bassins de rétention à ciel ouvert s'explique par l'absence d'espace disponible dans les lieux imposés pour la réalisation de ces ouvrages. Les bassins en eau ne sont pas non plus adaptés : les écoulements ne sont pas permanents et la qualité des eaux de ruissellement n'est pas satisfaisante (métaux lourds, hydrocarbures, MES, etc.).

1.1.2. Techniques alternatives préventives : l'essor des bassins de rétention enterrés.

La commune d'Antibes a mis en œuvre une politique de rétention des eaux pluviales à l'échelle de la parcelle depuis 1988. Les services techniques du pôle Patrimoine, dirigés par l'Ingénieur en Chef, J.J. LOI, ont permis l'accès à leurs données dans le cadre d'une convention signée avec le Laboratoire d'Analyse Spatiale (U.M.R. 6012 du C.N.R.S., Equipe G.V.E. de l'U.N.S.A.). L'étude réalisée sur la base de ces données révèle que, depuis la mise en application de la prescription sur la maîtrise du ruissellement, près de 95% des ouvrages réalisés sont des bassins de rétention enterrés en béton (fig. 111). Dès 1992, le SIAAP aboutissait aux mêmes constations, en région parisienne, avec en plus une réduction progressive de la dimension de ces ouvrages [C.G. SEINE SAINT-DENIS 1992].

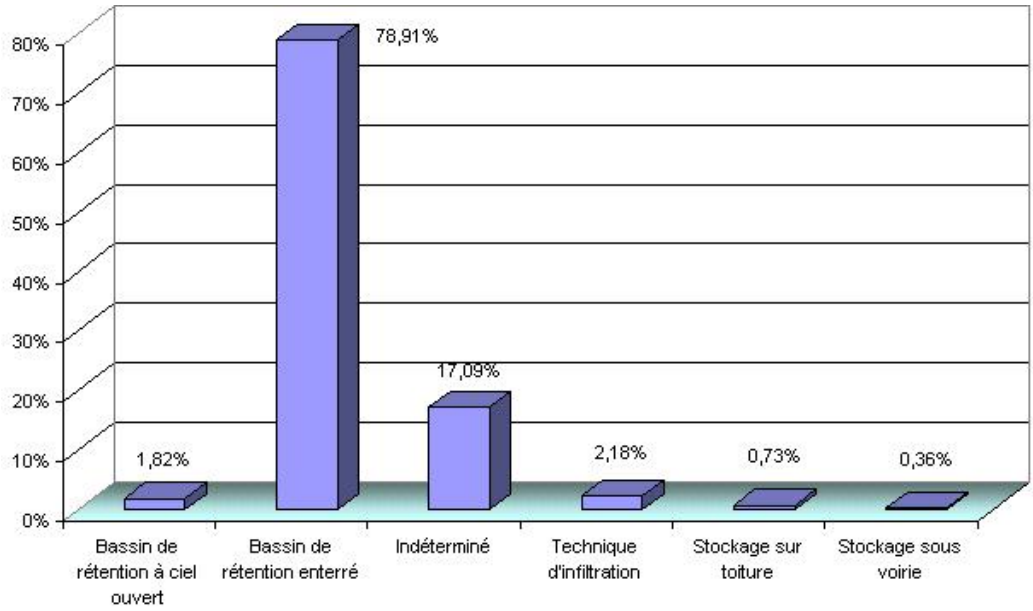


Figure 111 : Part relative des différentes catégories de techniques alternatives employées sur la commune d'Antibes entre 1988 et 1999.

L'échantillon de techniques alternatives représente 274 ouvrages (fin année 1999). Le type de structure n'a pu être identifié pour 17% des effectifs. Malgré ces imprécisions, il apparaît que les bassins de rétention enterrés représentent 95% des ouvrages identifiés. Le recours aux autres types de technique est très marginal. La préférence quasi-systématique pour des bassins de rétention enterrés s'explique en grande partie par les facteurs suivants :

- Facilité de réalisation pour de l'habitat collectif ;
- Pression foncière forte et absence de terrain pour des techniques demandant une large emprise au sol ;
- Facilité de conception et de dimensionnement pour les architectes ;
- Manque d'expériences locales et donc de connaissances des autres techniques existantes.

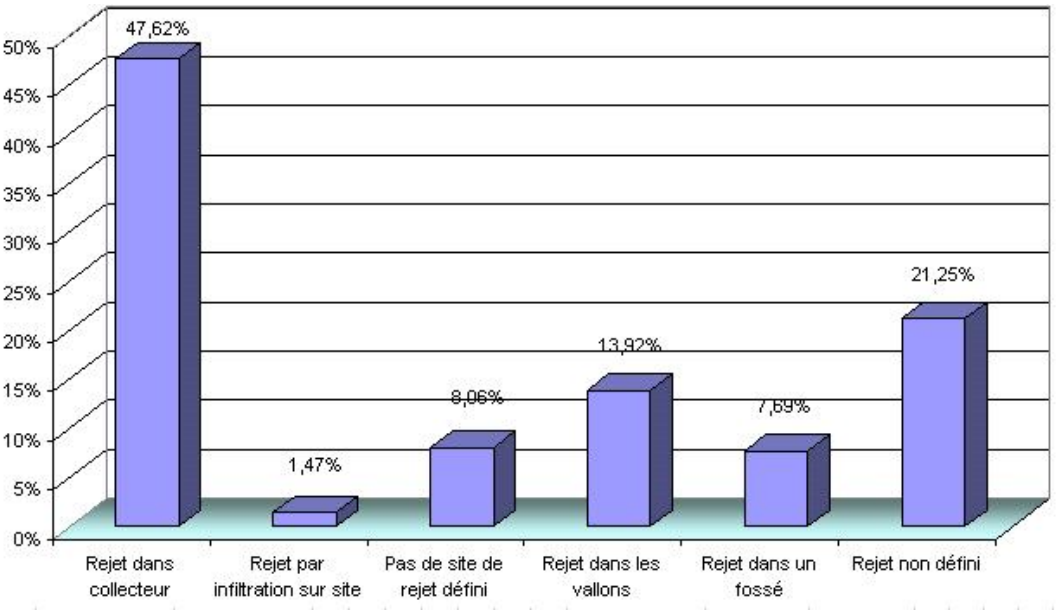


Figure 112 : Modes de rejet des eaux pluviales collectées par les techniques alternatives réalisées sur la commune d'Antibes entre 1988 et 1999.

Le nombre croissant des bassins de rétention enterrés implique que la quasi-totalité des volumes d'eau stockés sont redistribués directement ou indirectement dans les réseaux. De fait, de nombreux ouvrages doivent être raccordés aux réseaux s'ils en sont proches (ce qui représente près de 50% des cas). Une conséquence directe de ces raccordements est l'augmentation des coûts de réalisation qui sont à la charge des investisseurs privés.
D'un point de vue technique, le débit de fuite permet une vidange sur 2 heures de ces ouvrages lorsqu'ils sont en charge. Cette prescription est identique sur l'ensemble des vallons de la commune. Or, la logique voudrait que la valeur du débit de fuite soit définie par un optimum, fonction des conditions hydrauliques, qui est propre à chaque réseau (temps de réponse et de concentration en fonction de l'intensité de l'événement de référence).
Un autre problème lié à cette catégorie d'ouvrage provient de leurs conditions d'entretien. Normalement, les ouvrages de rétention doivent faire l'objet d'un suivi régulier et sérieux. Les objectifs de ces entretiens se déclinent en plusieurs points :

- Curage et nettoyage ;
- Vérification des canalisations de raccordement ;
- Vérification des installations présentes (pompes, ajutages) et des conditions d'accessibilité.

La Mairie procède, lors de la mise en service de ces ouvrages, à une visite de conformité qui a pour objectif de vérifier : le volume de stockage de la structure, les conditions de raccordement au réseau, le calibrage convenable des ajutages, les pentes sur le radier de l'ouvrage, le bon fonctionnement des pompes d'évacuation lorsque la vidange n'est pas gravitaire, les conditions de sécurité et d'accessibilité (tampons et rampes) et l'absence d'encombrants. Une fois cette visite réalisée et validée par les services compétents de la commune, l'ouvrage est à la charge de son propriétaire. Le coût moyen de curage d'un bassin de rétention varie selon les forfaits entre 300 et 450 euros. Les visites d'ouvrages en service depuis plus d'un an, réalisées avec les techniciens du pôle Infrastructures, ont révélé que près de 10% de ces ouvrages n'étaient plus opérationnels (sur une base de 51 visites) pour cause :

- D'ajutage bouché (2 cas) ;
- De pompe cassée (1 cas) ;
- De bassin transformé en cave (1 cas) ;
- D'alimentation du bassin détournée (1 cas).

Ces visites n'ont permis de couvrir qu'un peu plus de 20% des bassins de rétention enterrés réalisés. Cependant, les cas avérés de dysfonctionnement montrent que les conditions d'entretien ne sont pas bonnes. En premier lieu, la méconnaissance par les riverains de ces installations est presque totale. En second lieu, les collectivités ne disposent pas des moyens financiers et humains nécessaires pour assurer la police de l'eau de ces ouvrages. Cette situation ne favorise pas la pérennité de ces systèmes de rétention d'eaux pluviales. A ce sujet, la ville de Nice compte procéder aux vérifications des ouvrages existants (soit plus de 1 100 installations).

1.2. Types de techniques alternatives utilisées.

Les statistiques, élaborées à partir des données de la commune d'Antibes, indiquent que les bassins de rétention enterrés (ou bassins béton) représentent la quasi-totalité des techniques alternatives réalisées à l'échelle de la parcelle. Les autres formes sont très peu représentées voir absentes. Si certaines de ces techniques ne sont pas réellement adaptées aux conditions locales, d'autres pourraient en revanche être mises en œuvre et apporter un plus à la maîtrise du ruissellement dans le cadre d'une politique active de prévention, appliquée à l'échelle de la parcelle.

1.2.1. Bassins de rétention.

Les techniques de bassins de rétention sont diversement représentées :

- Les bassins de rétention enterrés (en béton) : environ 95% des ouvrages identifiés ;
- Les bassins de rétention à ciel ouvert : environ 2% des ouvrages identifiés ;
- Les bassins de rétention en eau : absents en l'état actuel.

Pour expliquer la très forte disparité de représentation de ces trois catégories, l'analyse des conditions locales d'urbanisation et de la situation hydrologique est nécessaire. D'un simple point de vue technique, les normes de réalisation imposées aux bassins de rétention à ciel ouvert (fermés ou bien ouverts au public) imposent des pentes à écoulement faible sur le périmètre extérieur des bassins (égales ou inférieures à 45°). Les pentes requises, afin de favoriser les écoulements et éviter la stagnation des eaux sur les fonds des ouvrages, ne sont pas pénalisantes (de l'ordre de 2,8%). Ainsi, pour une emprise équivalente au sol, la capacité de stockage des bassins à ciel ouvert est nettement plus faible que celle des bassins enterrés (fig. 113). Cette différence s'accroît lorsque la profondeur des ouvrages augmente.

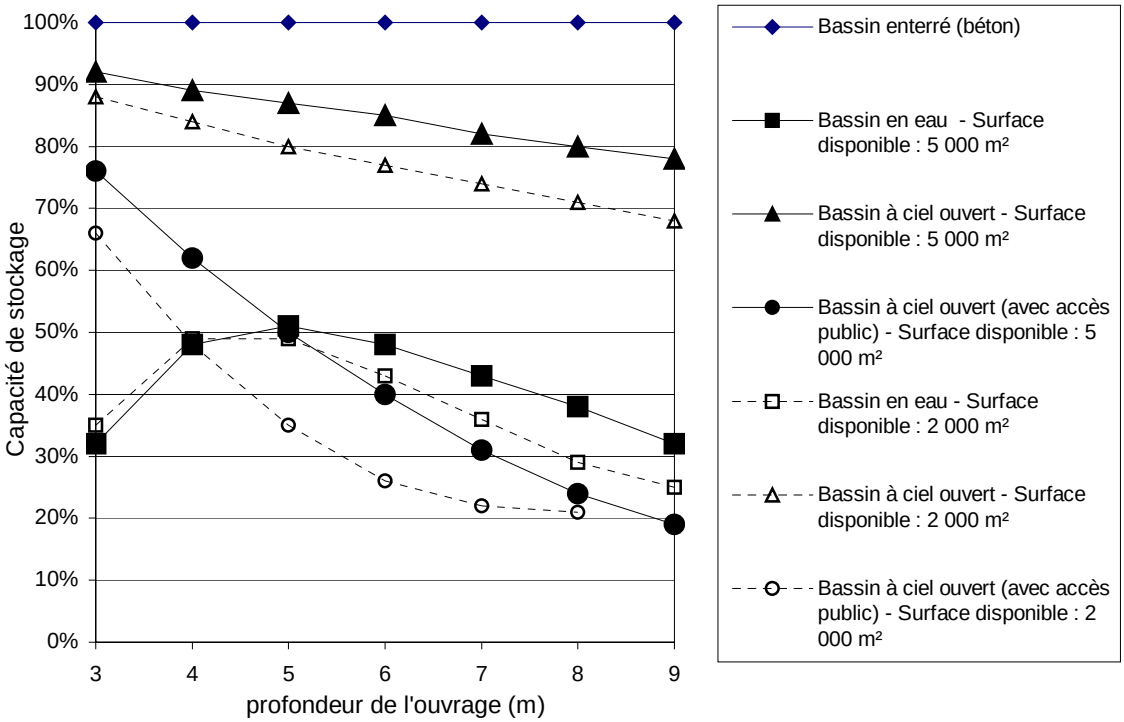


Figure 113 : Evolution de la capacité de stockage de différents types de bassins de rétention en fonction de la profondeur des ouvrages et de la surface disponible.

Pour une emprise équivalente, le volume de stockage des bassins à ciel ouvert est donc de 8% à 32% inférieur à celui des bassins de rétention enterrés. Cet écart augmente et passe de 24% à 81% lorsque les bassins doivent être en mesure d'accueillir du public.

Pour les bassins de rétention en eau, le problème est double. En premier lieu, ce type de bassin nécessite une emprise foncière importante et supérieure aux bassins de rétention de type enterré et à ciel ouvert. En second lieu, le plan d'eau doit être renouvelé et donc recevoir un débit régulier et propre. Or, les vallons urbains où ces ouvrages sont susceptibles d'être implantés, ne possèdent pas de cours d'eau permanent. Ces ouvrages ne sont donc pas adaptés aux situations présentes dans les villes du littoral.

1.2.2. Techniques alternatives inexploitées.

Les techniques alternatives d'interception initiale (toits stockant, chaussées poreuses), les ouvrages de stockage sous voirie et d'infiltration sont quasiment absents des communes du littoral. Pourtant, ces techniques sont développées dans les autres régions de France. Cette absence traduit en fait le retard du département dans la connaissance et la maîtrise des techniques requises.

Les structures de stockage sous voirie par infiltration ou chaussées drainantes peuvent à première vue apparaître comme des solutions idéales. En effet, la proportion des surfaces imperméabilisées par les chaussées est importante en milieu urbain. Développer des stratégies à l'échelle des communes permettrait de maîtriser une part non négligeable du ruissellement induit par la ville. Le coût de réalisation des chaussées poreuses est en fait guère plus élevé que celui des chaussées traditionnelles (10% environ) et la capacité d'infiltration de ces surfaces est nettement supérieure aux intensités maximales de pluie (approximativement un rapport de 1 pour 10). Malheureusement, la mise en pratique de cette stratégie s'avère particulièrement délicate. En effet, la perméabilité de ces revêtements s'altère avec le temps et en milieu urbain les nombreux travaux accélèrent la vitesse de colmatage. Cette altération rapide de la perméabilité des revêtements suppose une augmentation de la fréquence de l'entretien (décolmatage) ainsi que de celle de la réfection des enrobés. Le coût des mesures d'entretien et la fragilité apparente de ces systèmes sont un frein évident à leur généralisation. De plus, la mise en œuvre de ce type de surface implique la création d'un organe de stockage. L'occupation très importante du tréfonds des villes limite fortement les espaces disponibles pouvant être consacrés à des structures de stockage. Un autre élément pénalisant est induit par le fait que les travaux à entreprendre fréquemment, doivent être réalisés par des entreprises possédant les compétences afin de ne pas altérer la structure de stockage.

Les techniques d'interception initiale de type stockage en toiture permettent d'éviter le ruissellement des eaux de pluie et offrent une capacité de stockage non négligeable. Cependant, l'usage de ces structures n'est pas vraiment courant. Tout d'abord, la réalisation des éléments de stockage accroît les coûts de construction des toitures de l'ordre de 15%. En second lieu, c'est le principe même de ce système qui rebute les promoteurs et architectes. En effet, en cas de défaillance de l'imperméable, l'eau stockée occasionne d'importants dégâts par infiltration, argument de poids lors du choix de la stratégie de rétention à mettre en oeuvre. D'autre part, en cas de stagnation des eaux, la prolifération d'insectes et de mauvaises odeurs sont des facteurs de nuisance très mal perçus. Ainsi, pour les constructions immobilières, les promoteurs et architectes sont plus favorables à la réalisation de bassins de rétention enterrés souvent créés au niveau des parkings et ce, même si le raccordement au réseau suppose la mise en place de pompes.

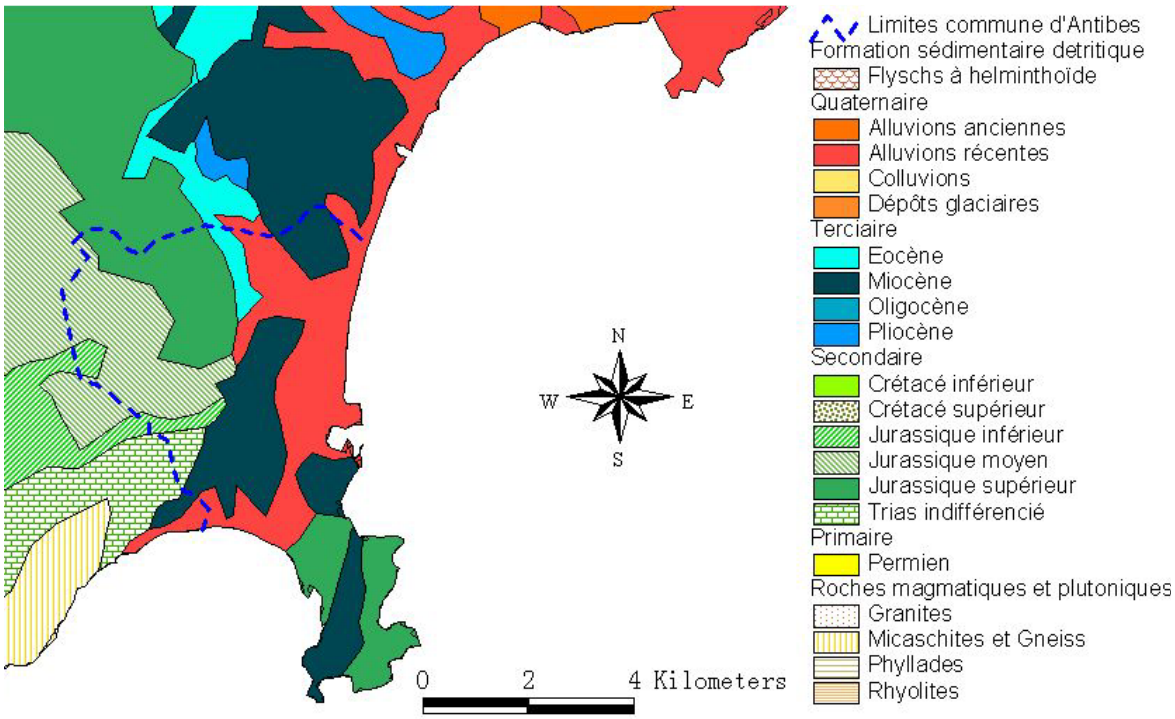


Figure 114 : Carte géologique de la commune d'Antibes.

Les puits d'infiltration et noues permettent l'infiltration des eaux pluviales dans une structure de stockage qui autorise, selon les conditions locales, soit l'infiltration des eaux dans des horizons perméables, soit une redistribution progressive dans les réseaux en cas de raccordement. La force de ces ouvrages réside essentiellement dans leur pouvoir d'infiltrer les eaux pluviales dans le sol et de se passer d'un raccordement aux réseaux. La présence de nappes phréatiques, de zones karstiques, d'horizons imperméables sont donc des facteurs limitant l'utilisation de ces techniques et imposent une définition précise du contexte géologique (fig. n°114). L'application des prescriptions concernant l'infiltration des eaux de pluie est définie par les zonages d'assainissement pluviaux des documents graphiques des POS. Dans le cas de la commune d'Antibes, la part de ces zones est relativement faible. Le POS prescrit la mise en œuvre d'ouvrages d'infiltration si les conditions géologiques le permettent.
Le faible coût des techniques d'infiltration les rend attractives. Les économies réalisées en l'absence de raccordement sont des éléments qui doivent être pris en compte par les aménageurs. Ce type de technique devrait rencontrer un certain engouement au fur et à mesure de sa diffusion sur la région.

Les trois types de techniques alternatives (toits stockant, chaussées perméables et ouvrages d'infiltration) sont très peu utilisés sur le littoral azuréen. Les toits stockant représentent un facteur de risque de dégâts des eaux en cas de dysfonctionnement. Les chaussées perméables sont techniquement efficaces, mais elles ne correspondent pas aux conditions du trafic routier en milieu urbain. De plus, ces structures requièrent une bonne technicité et ont des coûts d'entretien élevés.
Les techniques d'infiltration (noues, puits, tranchées) sont les alternatives non développées les plus pertinentes. Cependant, les contraintes géologiques sont importantes sur le littoral (systèmes karstiques, couches imperméables) et limitent leur champ d'application.

Conclusion §1

Les techniques alternatives curatives sont encore peu nombreuses dans le département des Alpes-Maritimes. Les projets actuellement à l'étude sont essentiellement des bassins de rétention enterrés. Cette solution technique est adaptée aux contraintes foncières locales. Cependant, les coûts de réalisation de ces ouvrages posent de sérieuses difficultés de financement. La dimension environnementale de ces structures est souvent mise en avant afin d'élargir le volet des subventions.

L'acquisition des emplacements pose des problèmes aux collectivités du département. Dans la plus part des cas, ces bassins sont positionnés en fonction des terrains disponibles c'est-à-dire appartenant déjà à la commune. De fait, la localisation des volumes de stockage n'est pas forcément définie en fonction des contraintes hydrauliques.

Les observations réalisées sur la commune d'Antibes montrent que les techniques alternatives préventives réalisées sont essentiellement des bassins de rétention enterrés. Faciles à dimensionner, ces ouvrages permettent une économie foncière aux propriétaires terriens. Dans près de 90% des cas, les eaux pluviales sont stockées puis redistribuées directement dans les réseaux ou bien les vallons.
Les techniques compensatoires sont réalisées à l'intérieur de la parcelle du projet qu'elles accompagnent. L'emplacement de l'ouvrage est donc imposé par les contraintes topographiques de la parcelle. Dans ces conditions, les bassins de rétention enterrés permettent à l'aménageur de préserver son espace «utile». Ce particularisme explique le recours quasi-systématique à ces types de techniques. Cependant, les contraintes topographiques n'autorisent pas toujours un écoulement gravitaire des eaux de ruissellement et donc le remplissage des bassins.

Les techniques alternatives développées sont donc essentiellement d'un seul type. Les bassins de rétention enterrés représentent une solution commode pour les entreprises du B.T.P. qui savent réaliser ces ouvrages. Il en est de même pour les architectes pour qui ces bassins ne posent pas de problèmes de conception. Ces bassins enterrés souffrent d'un manque de suivi important. La part des ouvrages qui ne sont pas en état de fonctionner est inconnue, mais certainement pas négligeable.

Il apparaît donc que les autres options techniques ne sont pas employées. Certaines ne sont pas réellement adaptées à l'environnement comme les bassins à ciel ouvert ou en eau. D'autres, comme les techniques d'infiltration sont peu utilisées car les craintes de contamination des réserves en eau sont fortes. Les transferts entre la surface et les nappes sont mal identifiés.

Les techniques de stockage sous voirie ou bien d'infiltration par chaussée poreuse sont peu connues et les compétences techniques dans ce domaine restent encore limitées aux autoroutes. De plus, les contraintes d'adaptation sont nombreuses et supposeraient une classification quantitative et qualitative des trafics routiers.

2.Développement des ouvrages préventifs.

L'analyse des données fournies par la commune d'Antibes et les statistiques de Nice montrent que les ouvrages préventifs sont d'ores et déjà implantés en nombre dans les communes qui les prescrivent. Face aux inquiétudes légitimes portant sur leur efficacité et leur pérennité, la connaissance des mécanismes responsables de leur prolifération doit être mise en évidence. La compréhension de leur intégration dans le milieu urbain est le seul moyen d'anticiper l'évolution à venir du nombre de ces ouvrages. L'étude de ces structures de stockage a pour objectif de comprendre l'impact que ces bassins peuvent avoir sur le fonctionnement des réseaux en période pluvieuse.

Les techniques alternatives préventives ont pour objectif de compenser les effets de l'imperméabilisation des nouveaux projets urbains. En toute logique, ces ouvrages ne doivent donc pas avoir d'incidence sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales (ou autres sites de rejets) puisque leur fonction est de préserver les conditions hydrologiques en l'état.

Au début de l'année 2000, le volume de stockage cumulé des ouvrages de rétention programmés atteint 31 500 m^3 à Antibes et plus de 60 000 m^3 à Nice. A cette date, à Antibes, 75% des 31 500 m^3 de stockage ont été réalisés ou sont en cours de réalisation, 23% sont rattachés à des demandes de permis de construire acceptées, mais récentes et seulement 2% ont été invalidés par les services techniques de la commune. A ce jour, ces volumes importants ne sont pas encore intégrés aux études diagnostiques des réseaux d'eaux pluviales**.** Le parc de ces structures de rétention est devenu, de par son nombre, quasiment ingérable pour les services responsables des eaux pluviales dans les communes. Aussi, l'estimation du potentiel de rétention à venir, mais aussi l'anticipation des secteurs d'implantation de ces ouvrages apparaissent indispensables, afin d'assurer, à terme, le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales en temps de crise.

2.1. Techniques alternatives : quelles intégrations ?

L'intégration des techniques alternatives repose sur deux éléments : le premier est géographique et traduit l'application des prescriptions édictées dans les P.P.R., le second est d'ordre économique et correspond à la réalisation de projets dans le secteur du bâtiment. Dans le cas de la ville d'Antibes, le P.P.R. impose la réalisation de mesures compensatoires pour tout nouveau permis de construire ou modification ayant une incidence sur l'imperméabilisation des sols. La croissance du nombre d'ouvrages doit donc normalement suivre l'évolution du marché du bâtiment.

La Cellule Économique Régionale du B.T.P. (C.E.R.B.T.P. de Provence-Alpes-Côte d'Azur) indique en janvier 2001, qu'entre 1990 et 1998, le chiffre d'affaire du bâtiment a diminué de plus de 16% dans la Région PACA. Cette baisse est nettement plus importante que la moyenne nationale. Par ailleurs, cette évolution globale est très différente selon les segments du marché :

- Les travaux d'entretien et d'amélioration du bâti existant (53% du chiffre d'affaire) progressent d'environ 8% ;
- Le logement collectif (13% du chiffre d'affaire) chute de plus de 48% ;
- La maison individuelle (18% du chiffre d'affaire) diminue de plus de 10% ;
- Les bâtiments non résidentiels (16% du chiffre d'affaire) enregistrent quant à eux une diminution de 30% essentiellement due au secteur privé.

Mais, ces évolutions sont très disparates, selon les départements, en fonction du poids relatif des différents segments du marché du bâtiment. L'évolution future du nombre d'ouvrages et des volumes de stockage qu'ils représentent est donc difficile à appréhender.

2.1.1. Croissance rapide du nombre d'ouvrages.

Les données fournies par la commune d'Antibes indiquent que le rythme d'implantation des techniques alternatives préventives s'est brusquement accéléré dès 1996. La moyenne annuelle cumulée est passée de moins de 9 ouvrages en 1995 à 30 en 1999. A ce jour, plus de 80% des 361 demandes de permis de construire accompagnées de techniques alternatives ont été déposées au cours des 4 dernières années.

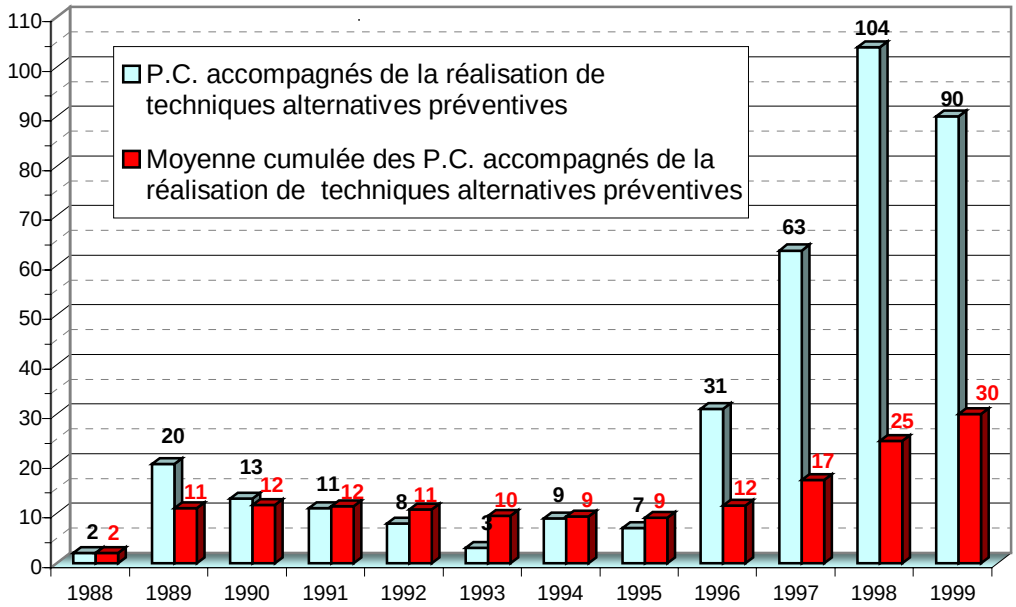


Figure 115 : Evolution annuelle du nombre de Permis de Construire (P.C.) déposés étant accompagnés de prescriptions de rétention des eaux de pluie pour la commune d'Antibes (période 1988-1999).

Les départements des Alpes-Maritimes et du Var ont connu les plus importantes diminutions d'activité dans le secteur du B.T.P. entre 1992 et 1995, soit une baisse de près de 25%. En 1998, ce secteur d'activité s'est stabilisé dans les Alpes-Maritimes (-0,7%) grâce à l'évolution favorable des travaux d'entretien et d'amélioration qui ont compensé la baisse d'activité dans la construction neuve. En 1999, l'activité est redevenue positive (+2,5%) grâce au secteur du logement, notamment collectif, mais aussi à celui des bâtiments privés.

En 2000, cette tendance s'est accentuée du fait de la progression de la maison individuelle et des bâtiments privés et s'est stabilisée l'année suivante. La forte progression des bâtiments non résidentiels compense actuellement la baisse du secteur logement. Les statistiques concernant le nombre de demandes de permis de construire engageant la réalisation de techniques alternatives ne sont pas à jour. L'absence de ces données ne permet donc pas de savoir si la courbe de croissance des demandes pour de futurs ouvrages s'est poursuivie. Cependant, les indications fournies par le C.E.R.B.T.P., en janvier 2001, sur l'évolution des marchés de l'habitat semblent montrer que l'activité a surtout été soutenue par les constructions dans l'habitat individuel. A partir de 1996, l'augmentation brutale du nombre de projets accompagnés de techniques alternatives traduit plus une volonté affirmée des pouvoirs locaux que du marché du B.T.P.. Le maintien de ce secteur d'activité, notamment de l'habitat individuel, a favorisé la croissance du nombre de bassins.

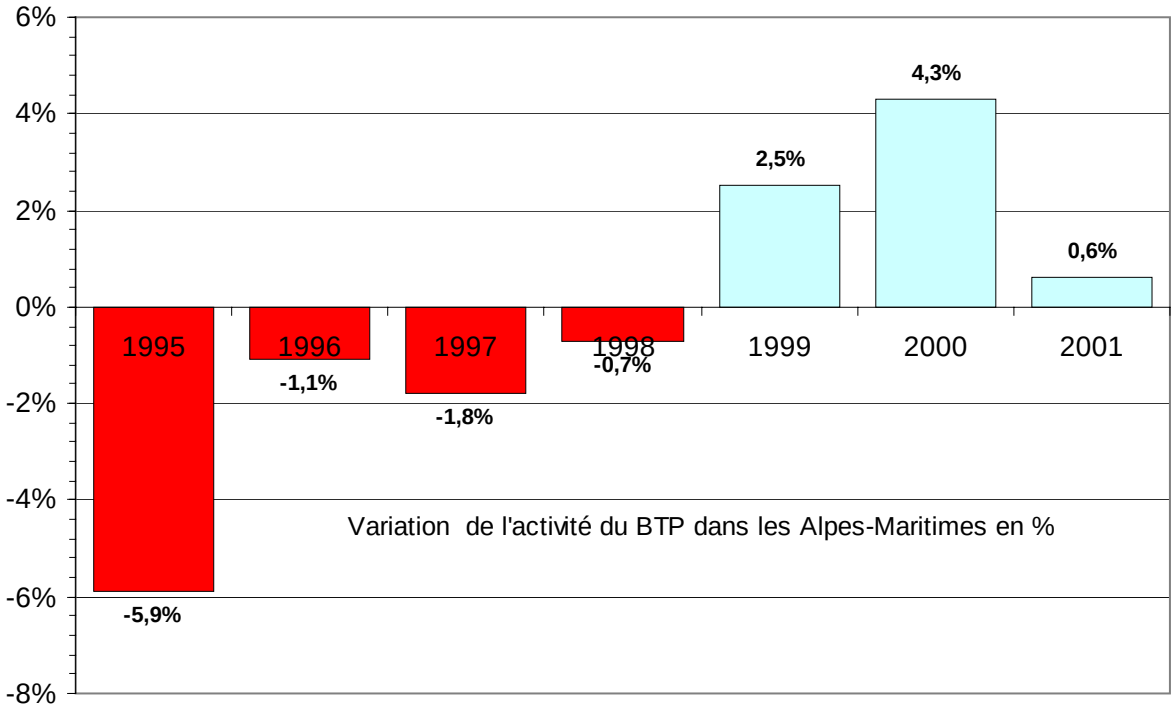


Figure 116 : Variation annuelle, entre 1955 et 2001, de l'activité du B.T.P. dans les Alpes-Maritimes [C.E.R.B.T.P. 2001].

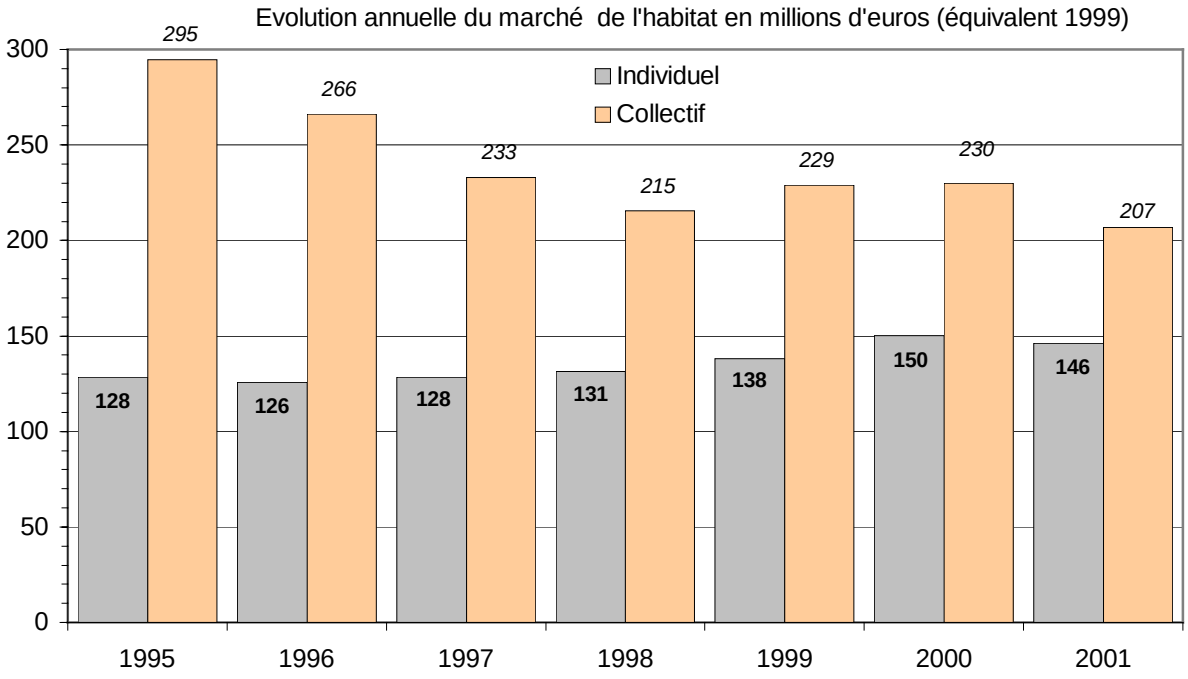


Figure 117 : Variation annuelle, entre 1955 et 2001, des marchés de l'habitat collectif et individuel dans les Alpes-Maritimes [C.E.R.B.T.P. 2001].

Le rythme d'intégration des ouvrages de rétention (essentiellement des bassins enterrés en béton) ne s'explique qu'en partie par le dynamisme du secteur du bâtiment et notamment par le maintien d'une forte activité de l'habitat individuel.
Les données statistiques de la ville d'Antibes reposent sur un échantillon de 361 permis de construire déposés et accompagnés de techniques alternatives. Au début de l'année 2000, 78 de ces permis avaient obtenu leur certificat de conformité (soit 21,7%), 111 un avis

réservé impliquant certaines mises aux normes (soit prés de 30,7%), 17 avaient été refusés (soit 4,7%) et 155 étaient en cours de réalisation ou bien dans l'attente de la visite de conformité (soit 42,9%). L'écart important observé entre le nombre de permis déposés et la part relativement faible des conformités accordées s'explique par la croissance récente et importante du nombre de projets.

2.1.2. Evolution statistique des volumes de rétention.

Le dimensionnement des ouvrages préventifs est fonction de la surface imperméabilisée par les projets et du volume à stocker par m². A ce jour, la plupart des collectivités refusent d'imposer des structures de trop faibles dimensions. A Antibes, la limite inférieure correspond à un volume de 10 m^3. Les communes appliquent cette restriction afin de ne pas pénaliser financièrement les particuliers.
La ville de Nice annonçait, en l'an 2000, disposer de plus de 1 000 structures de rétention préventives pour un volume total d'environ 60 000 m^3. Ces données, les seules disponibles, laissent supposer que la dimension moyenne des ouvrages réalisés est de l'ordre de 60 m^3. Pour la ville d'Antibes, les données fournies offrent une analyse précise de l'évolution des volumes moyens de stockage (116 m^3). Le volume moyen des ouvrages, réalisés entre 1988 et 1999, est de 87 m^3. Cette moyenne ne tient pas compte des deux grandes structures de rétention construites sur la commune par EDF et la société Carrefour dont le volume total est de 8 000 m^3. L'intégration de ces deux ouvrages élève le volume moyen à 116 m^3 et modifie sensiblement les écarts types pour les années 1991 et 1995 dates auxquelles ces deux ouvrages ont été programmés.

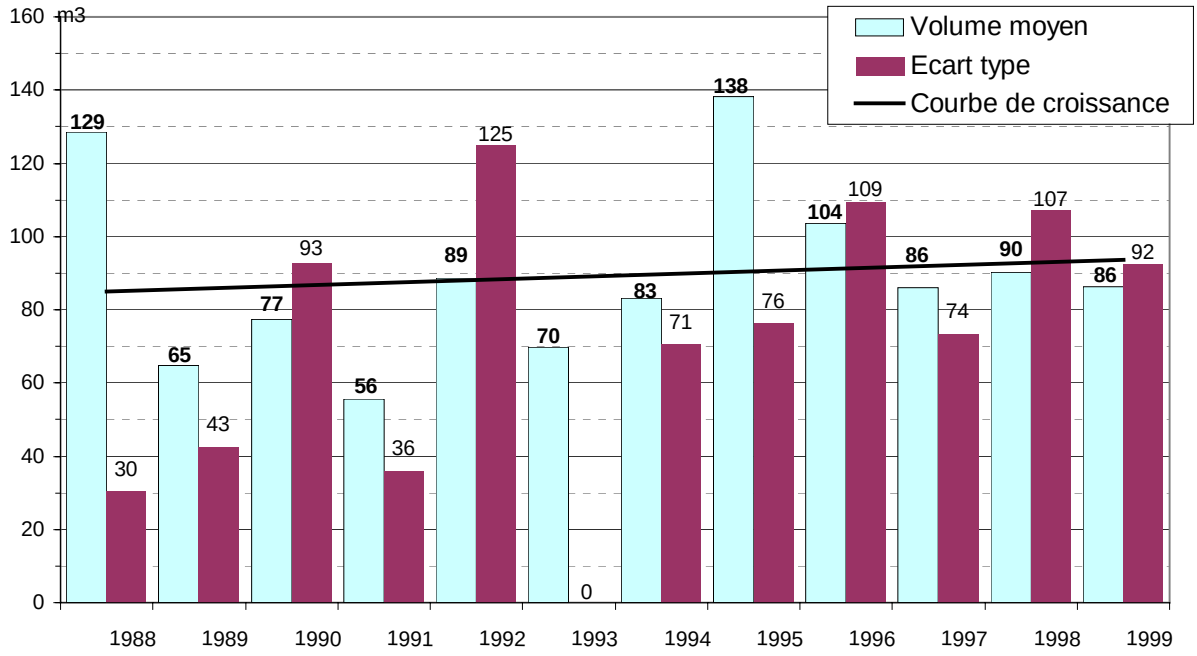


Figure 118 : Evolution annuelle du volume moyen des ouvrages de rétention préventifs des eaux pluviales réalisés à l'échelle de la parcelle sur la commune d'Antibes.

Le volume moyen des ouvrages préventifs est donc assez différent entre les villes d'Antibes et de Nice (de l'ordre de 30%). Deux hypothèses peuvent expliquer cet écart. La première réside dans le choix des pluies de projet retenues. Les villes de Nice et d'Antibes n'imposent pas les mêmes volumes de retenue. Nice impose un volume de 70 l/m² sur l'ensemble de la commune alors qu'Antibes fait varier ce volume en fonction des vallons. Le critère de dimensionnement repose sur l'importance du risque d'inondation. Le volume de stockage est de 100 l/m² sur les vallons du Madé, du Laval et sur la partie correspondant au bassin de la

brague. Pour les vallons de Saint Honorat, du Lys, de Garbéro, des Iles, de Lauvert, de Beau Rivage et du Val Claret, le volume imposé est de 70 l/m². Enfin, pour les vallons d'Hollywood, d'Ilette et ceux du Cap Ouest et est le volume imposé est de 40l/m².
La seconde hypothèse repose en fait sur le rapport entre la dimension des projets et les surfaces imperméabilisées. Les Coefficients d'Occupation des Sols (COS) et Surface Hors Œuvre Nette (SHON) définis par les POS déterminent la surface pouvant être bâtie et donc imperméabilisée sur une parcelle donnée.

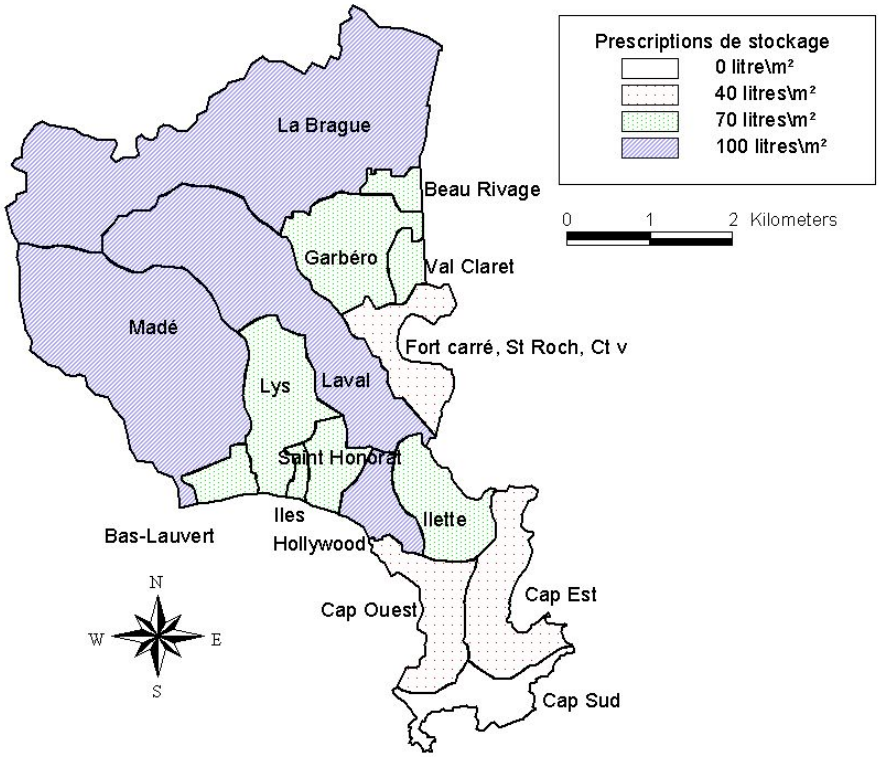


Figure 119 : Volumes de stockage imposés par la commune d'Antibes dans le cadre de la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales.

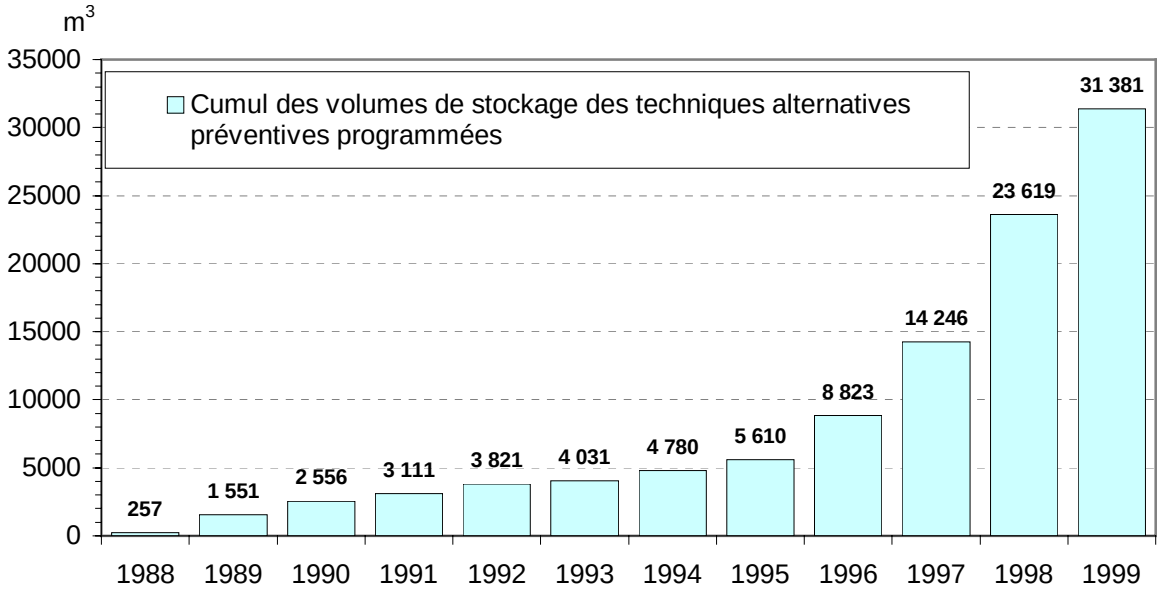


Figure 120 : Evolution de la capacité de stockage des ouvrages préventifs réalisés (conformités acceptées ou avec réserves) sur la commune d'Antibes entre 1988-1999.

Le volume de stockage programmé est passé de 5 610 m^3 en 1995 à plus de 31 000 m^3 en 1999, soit une croissance de près de 600%. Cette augmentation s'explique par la conjonction entre une activité soutenue du marché du B.T.P. et surtout une généralisation des mesures de rétention des eaux de pluie à l'échelle de la parcelle. L'impact de ces volumes de stockage sur le fonctionnement des réseaux reste encore inconnu.

2.2. Répartition géographique des techniques alternatives préventives.

D'un point de vue géographique et à l'échelle des vallons, l'intégration spatiale des ouvrages est fonction des constructions et aménagements. Le POS est donc objectivement le seul document qui puisse préjuger de la distribution de ces structures au sein des vallons. La cohérence entre ces ouvrages et le fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales n'est pas ici pris en compte.

2.2.1. Distribution géographique des techniques alternatives préventives.

Les techniques alternatives préventives doivent normalement être localisées dans les secteurs récemment urbanisés. Cependant, les zones de développement ne sont pas les seules à créer des ouvrages. A titre d'exemple, la refonte du POS de Nice, en 1998, prévoit une densification de l'habitat dans un certain nombre de quartiers plus ou moins anciens et centraux. Selon ce schéma, des ouvrages préventifs devraient logiquement intégrer un tissu urbain déjà développé en grande partie.

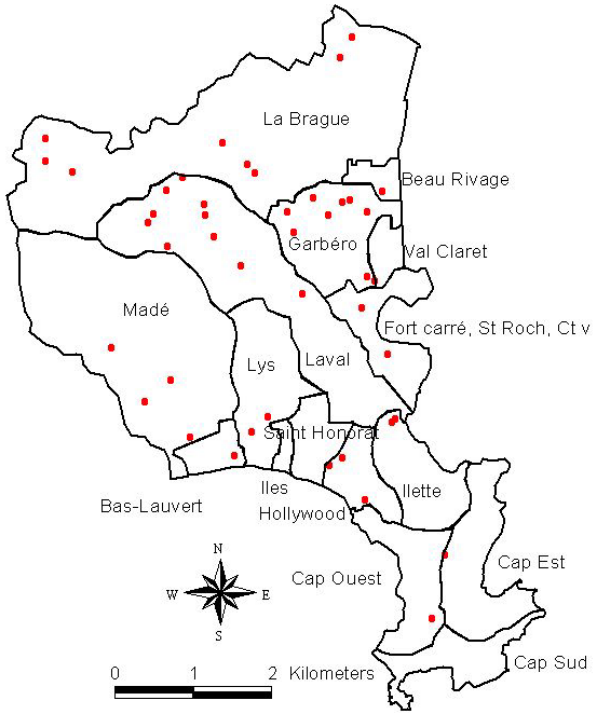


Figure 121 : Position géographique des ouvrages de rétention ayant obtenu la conformité de la commune d'Antibes au début de l'an 2000.

Le nombre de techniques alternatives préventives réalisées est actuellement plus important sur les bassins versants des vallons du Laval et du Garbéro ainsi que sur le nord de la commune c'est-à-dire la partie basse (sud-ouest) du bassin versant de la Brague. Cette remarque est cependant à nuancer car si le nombre d'ouvrages est rapporté à la surface des bassins versants (exprimée en hectare), les densités observées sont plus fortes dans les petits bassins versants (tab. 35).

La création de techniques alternatives dans des zones déjà fortement urbanisées peut intervenir de deux façons :

- Par une modification d'un permis de construire qui augmente la proportion des surfaces imperméables ;
- Par la réalisation de nouveaux projets sur des parcelles déjà aménagées.

Tableau 35 : Nombre et densité des techniques alternatives réalisées par vallon sur la commune d'Antibes (en date du 1er janvier 2000).

Rang	Bassin versant	Densité br/hectare	Rang	Bassin versant	Nombre d'ouvrages
1	Iles	0,939	**1**	Madé	45
2	Garbéro	0,234	**2**	Laval	41
3	Saint Honorat	0,231	**3**	La Brague	39
4	Hollywood	0,230	**4**	Garbéro	36
5	Beau Rivage	0,227	**5**	Lys	18
6	Ilette	0,163	**6**	Ilette	18
7	Lys	0,125	**7**	Hollywood	15
8	Laval	0,106	**8**	Saint Honorat	13
9	Bas-Lauvert	0,085	**9**	Iles	12
10	Val Claret	0,068	**10**	Cap Ouest	6
11	Madé	0,064	**11**	Cap Est	6
12	Cap Ouest	0,055	**12**	Beau Rivage	6
13	Fort carré, St Roch, Ct v	0,050	**13**	Fort carré, St Roch, Ct v	5
14	Cap Est	0,045	**14**	Bas-Lauvert	3
15	La Brague	0,036	**15**	Val Claret	2
16	Cap Sud	0,000	**16**	Cap Sud	0

La figure 121 présente la répartition géographique des 47 techniques alternatives réalisées et ayant obtenu leur conformité à la fin de l'année 1998. Près de 50% de ces ouvrages se situent dans les bassins versants du Laval, de la Brague et du Garbéro. Le faible nombre d'ouvrages localisés ne permet pas d'établir un schéma géographique cohérent des zones d'implantation. Cependant, l'emplacement d'ouvrages à proximité de la mer soulève certaines interrogations. En effet, sans même réaliser un diagnostic hydraulique du réseau des eaux pluviales du Garbéro, le positionnement des structures de stockage des eaux pluviales sur des zones situées à proximité de l'exutoire suppose une redistribution lente et, dans ce cas précis, un allongement du temps de vidange du réseau.
En dehors de ceux du vallon du Laval, les ouvrages se situent pour la plupart dans les zones amont des vallons. Aucune logique de distribution spatiale ne se dessine réellement sur la commune.

L'implantation actuelle des ouvrages de rétention des eaux pluviales, réalisés à l'échelle de la parcelle, ne possède pas de logique spatiale cohérente. Le nombre d'ouvrages croît de manière significative indépendamment de la programmation des zones d'urbanisme prioritaires (Zones NA du POS). Cette croissance échappe à toute logique car elle touche aussi bien les espaces à aménager que ceux déjà aménagés. Ainsi, la localisation des futurs emplacements paraît difficile à anticiper. Leur nombre est quant à lui limité par celui des parcelles sur la commune et par les zones du POS où les constructions sont interdites.

2.2.2. Implantation future des techniques alternatives.

Le nombre d'ouvrages de rétention, réalisables à l'échelle de la parcelle, peut être approché par le croisement simultané des données cadastrales et des informations fournies par les POS. Les volumes de rétention pouvant être réalisés à l'échelle de la parcelle sont fonction de la dimension des parcelles, mais aussi des règles imposées par le POS en terme de construction. Le POS définit pour chaque secteur une réglementation précise qui fixe les conditions limites d'emprise au sol ainsi que les volumes de stockage des eaux pluviales attribués à chaque m² imperméabilisé (tab. 37).

Les études, réalisées dans le cadre de la refonte du POS, précisent les orientations voulues par la commune d'Antibes sur la maîtrise de l'urbanisation future. Dans la situation actuelle, la commune ne prévoit pas de Zones d'Urbanisme Prioritaires (ZUP identifiées en zones NA). Ainsi, les besoins en construction se réaliseront sur les zones U (quartiers historiques, centraux, péri-centraux d'habitats individuels et collectifs) et les zones Nb (zones d'habitats individuels sous-équipées) dont la capacité d'accueil totale était évaluée en 1998 à 9 000 logements. Cette estimation, confrontée à la demande maximale, établie à 5 000 logements pour l'année 2010, offre une marge de manœuvre de l'ordre de 4 000 logements [MAIRIE ANTIBES 1998].

Cette analyse est basée sur une croissance modérée du marché du B.T.P., mais aussi et surtout, sur un développement diffus des aménagements sur l'ensemble de la commune.

Le pré-rapport, rédigé lors de la refonte du POS, souligne que la capacité de construction neuve est faible (3 420 soit à peine plus de 30% du total). A l'inverse, la capacité de mutation est prédominante (près de 70%).

Tableau 36 : Capacité de construction neuve et de mutation en fonction des types de zone du POS de la commune d'Antibes [MAIRIE ANTIBES 1998].

Zones	Capacité de construction	Capacité de mutation
Parties centrales (UB)	500	760
Zones de développement (UCa)	850	1800
Collectifs discontinus (UCb et c)	1500	2200
Individuels dominants (UD)	390	750
Diffus (NB)	180	70
Total	3420	5580

Tableau 37 : Réglementation de la construction imposée aux différents secteurs définis par les Plans d'Occupation des Sols (POS).

Catégories réglementaires	Définition
Surface minimale	Définit la surface minimale afin de pouvoir réaliser le projet (donnée en mètre carré).
Règles d'implantation	Réglemente les distances à respecter vis à vis d'éléments divers tels que les voiries, les limites de la parcelle, les zones boisées, etc. (donnée en mètre).
Emprise au sol	Réglemente la part de la surface de la parcelle pouvant être couverte par la construction (donnée en pourcentage).
Hauteur	Réglemente la hauteur maximale de la construction (donnée en mètre).
Coefficient d'Occupation des Sols (COS)	Parfois non réglementé, la part autorisée varie entre 0 et 3,5 (valeur maximale sur la commune d'Antibes) et peut être aussi fonction de la Surface Hors Œuvre Nette (SHON) définie par une surface donnée en mètre carré.

La prévision des ouvrages de rétention à venir ne peut donc se baser uniquement sur les parcelles libres des zones U (UB, UC (a-b et c) et UD) et NB car près de 70% des logements neufs à venir seront le résultat de mutation sur des constructions déjà existantes sur les parcelles.

Une estimation des ouvrages de rétention à venir doit aussi se baser sur :

- Le maintien en l'état du zonage des documents de planification urbaine ;
- Le maintien de la stratégie actuelle de gestion des eaux pluviales imposée à l'échelle de la parcelle.

Dans la pratique, certaines opérations immobilières procèdent à un regroupement parcellaire. Toutes les parcelles ne disposeront pas d'une technique alternative, tout dépend en fait de la dimension des projets. Le rapport entre le nombre de parcelles et le nombre d'ouvrages peut encore évoluer au cours de la création de lotissements lorsque les promoteurs décident de ne faire qu'un seul bassin pour l'ensemble des parcelles concernées.
Les données détaillées des POS et cadastres permettent de connaître les contraintes imposées aux projets à travers les COS, les SHON, les espaces réservés, les espaces inconstructibles, les espaces boisés protégés, les surfaces de parking etc.

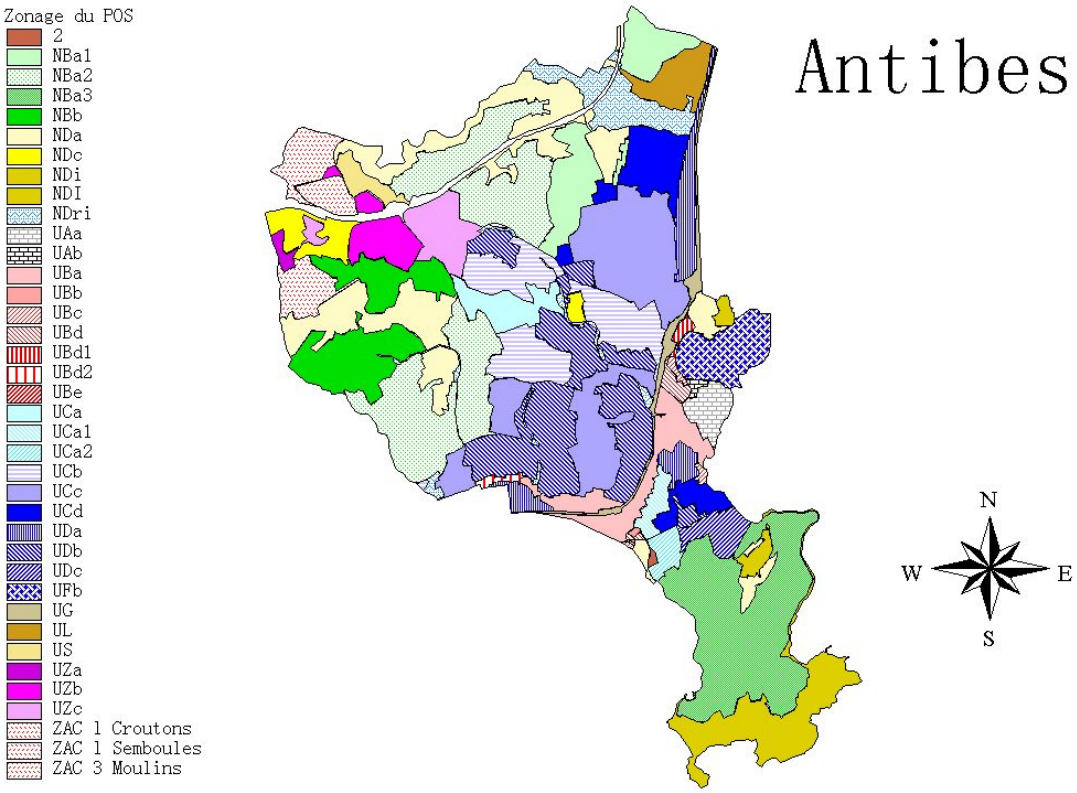


Figure 122 : Plan d'Occupation des Sols de la commune d'Antibes, zonage approuvé le 4 mars 1998.

Conclusion §2

La création d'un Système d'Information Géographique (SIG) à partir du logiciel ArcView 3.1 et des données d'urbanisme est apparue indispensable afin d'intégrer correctement les informations disponibles. En effet, ces outils offrent à l'utilisateur, la possibilité de gérer et d'exploiter simultanément de multiples couches d'informations additives ou complémentaires. Les données fournies par la Mairie d'Antibes ont permis l'élaboration vectorielle du POS ainsi que le parcellaire de la commune.
Ces données pourront ainsi être employées afin de déterminer le potentiel de réalisation d'ouvrages préventifs sur la commune. Cependant, en l'absence d'une logique cohérente de la distribution spatiale de ces ouvrages, il apparaît impossible de créer un modèle de représentation qui puisse simuler, par exemple, l'intégration progressive de ces structures sur la commune en fonction du temps.

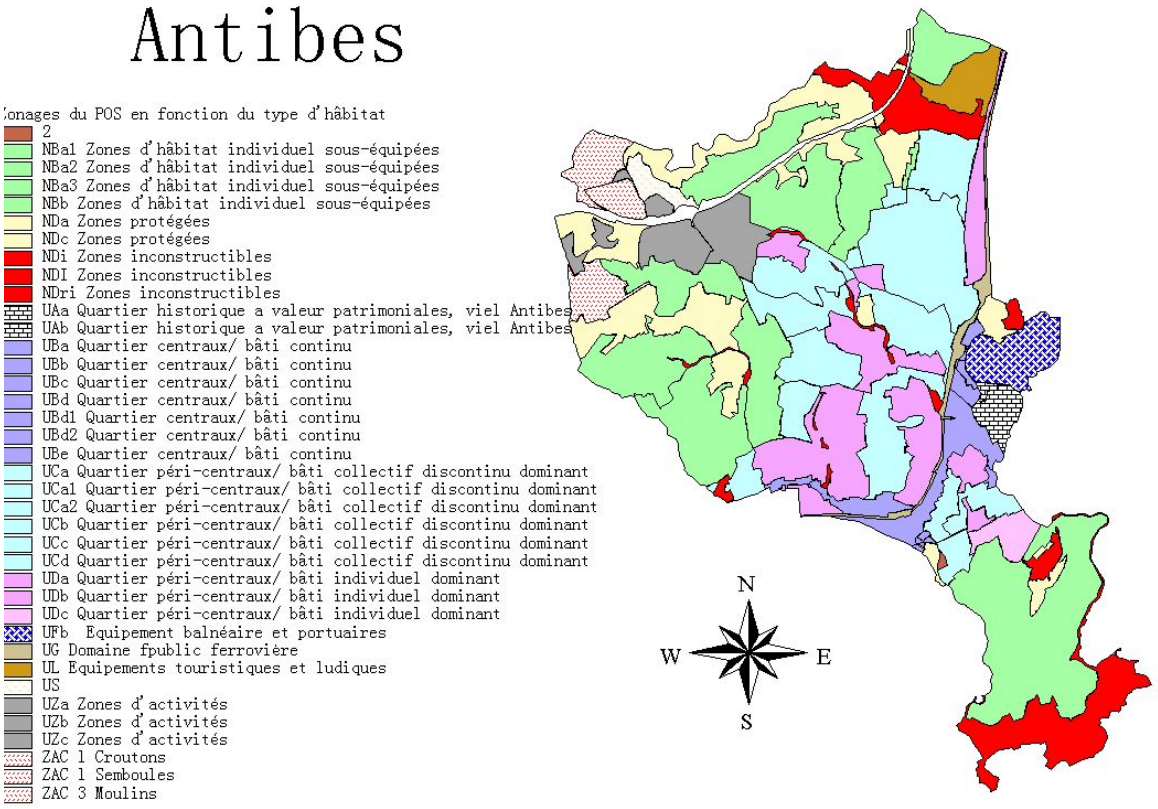


Figure 123 : Plan d'Occupation des Sols de la commune d'Antibes présenté en fonction des catégories de zonage (zonage approuvé le 4 mars 1998).

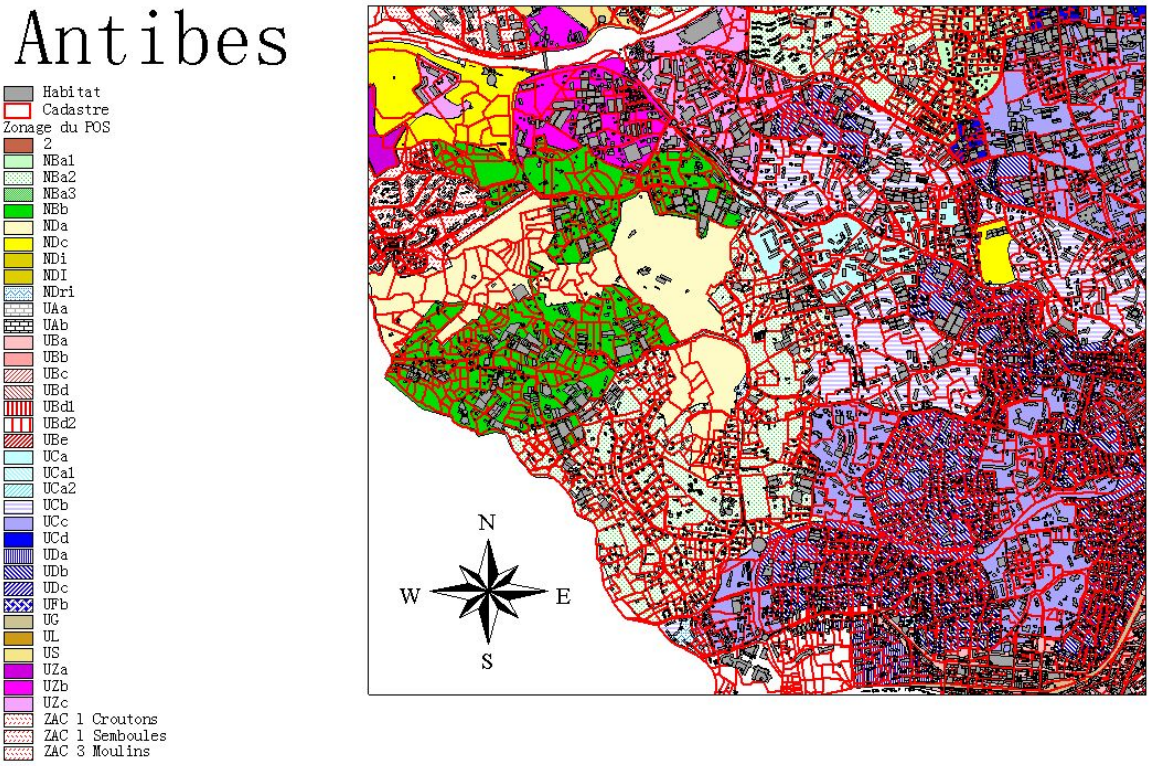


Figure 124 : Parcellaire de la zone sud-ouest de la commune d'Antibes en 1993.

Conclusion Chapitre V

La compréhension des mécanismes de croissance (en nombre et en volume et en terme de répartition spatiale) des mesures préventives appliquées à l'échelle de la parcelle repose essentiellement, à l'échelle départementale, sur l'analyse des données fournies par la Mairie d'Antibes. Les contraintes foncières et topographiques sont communes aux villes du littoral des Alpes-Maritimes. Ainsi, malgré leur unicité, les observations réalisées sur Antibes sont représentatives des conditions de développement et d'intégration des techniques alternatives préventives dans les espaces urbanisés de la côte.

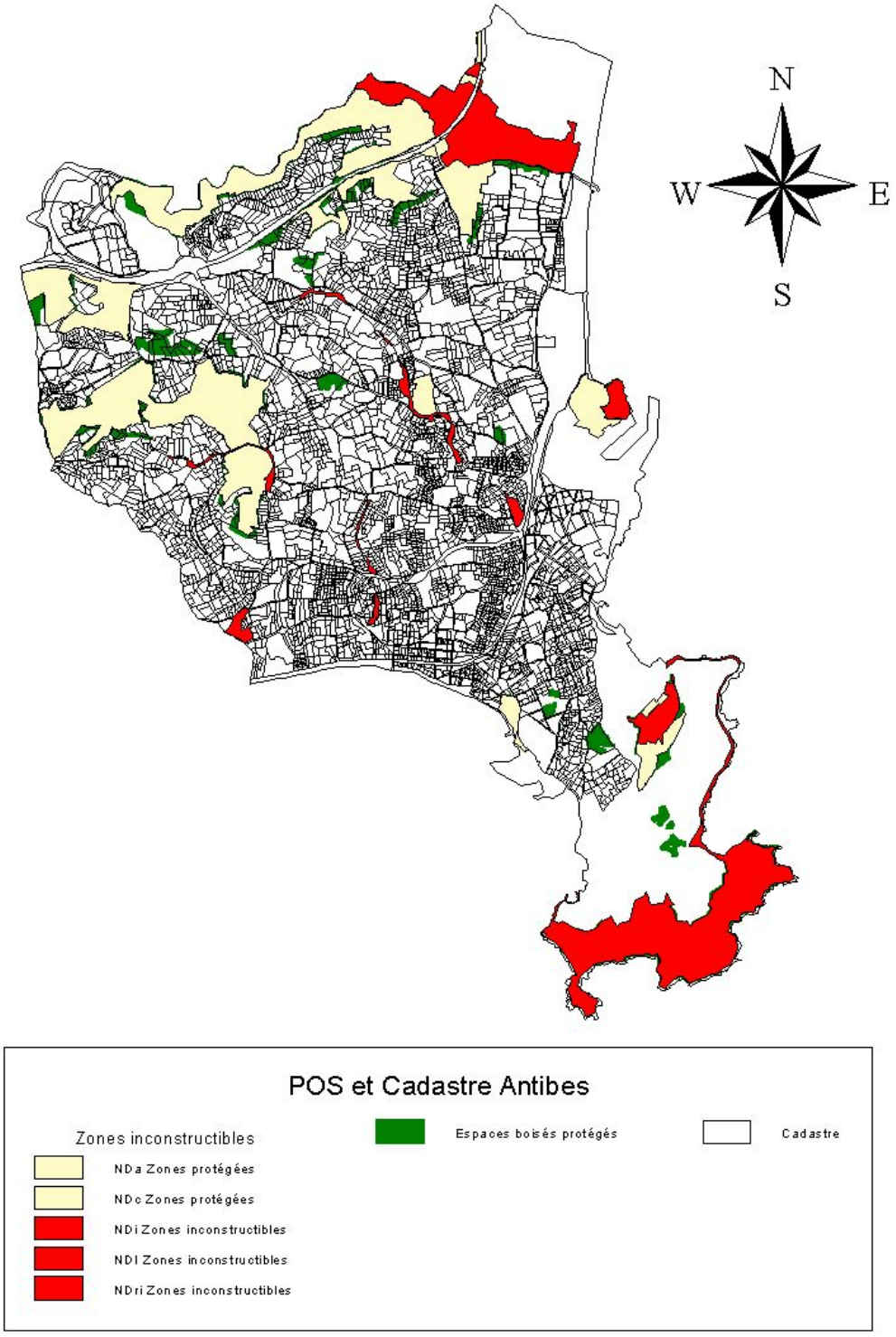


Figure 125 : Identification des espaces et des parcelles non constructibles de la commune d'Antibes (source Mairie d'Antibes).

Les techniques alternatives curatives et préventives, développées sur les communes du littoral, sont essentiellement des bassins de rétention enterrés. Cette solution permet aux aménageurs de compenser les contraintes foncières de plus en plus importantes.
Les techniques curatives sont encore peu développées. Cependant, de nombreux projets sont à l'étude, mais se heurtent aux manques de terrains disponibles. Dans de multiples cas, l'emplacement de ces ouvrages est défini en fonction de cette contrainte et non pas en fonction d'un rendement technique optimum. Le manque de ressources financières pour réaliser ces aménagements structurant est un problème de fond que les subventions ne peuvent résoudre.
La préservation des espaces est aussi, à l'échelle des parcelles, l'élément clef. En effet, sur Antibes, 95% des ouvrages préventifs qui ont été identifiés, sont des bassins de rétention enterrés. Les autres techniques ne sont que faiblement développées même si elles sont moins coûteuses.
L'évolution du nombre d'ouvrages et des volumes de stockage est difficile à établir pour des échéances précises. En effet, le rythme de construction de ces ouvrages dépend uniquement du dynamisme de l'activité du B.T.P.. Ce secteur est soumis à des variations cycliques. La hausse ou la baisse d'activité touche généralement de manière presque uniforme l'ensemble du département, d'après les statistiques observées et présentées par le S.C.B.T.P. au cours de la décennie 1990-2000.

De même, la localisation des futures techniques alternatives ne peut être anticipée correctement en l'absence de zones d'urbanisme prioritaires. L'intégration diffuse des futurs projets ainsi que la part élevée des reconstructions ne permettent pas l'identification géographique des zones où les parcelles seront équipées de techniques alternatives.

Les zonages du POS en vigueur permettent cependant d'exclure certains espaces. En effet, aucune mesure compensatoire ne devrait être réalisée dans les zones où l'interdiction de construire est en vigueur : zones inondables et zones boisées protégées. A ces zones doivent être bien sûr ajoutées celles pour lesquelles ne s'appliquent pas les prescriptions sur la maîtrise du ruissellement : bassin versant du Cap Sud d'Antibes (fig. 119).

L'impact des techniques curatives est généralement très bien défini lors des études de conception. Mais, ce constat ne s'applique pas pour les ouvrages réalisés à l'échelle de la parcelle et certaines interrogations subsistent quant à leur effet à l'échelle des vallons :

- *Y a-t-il correspondance entre le temps de vidange des ouvrages et les temps de réponse des réseaux hydrauliques ?*
- *Quels sont les effets de ces ouvrages sur les risques d'inondation ?*

CHAPITRE VI

DONNEES ECONOMIQUES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES PREVENTIVES ET CURATIVES

Le recours aux techniques alternatives curatives et préventives est motivé par les économies qu'elles permettent d'effectuer par rapport au réaménagement et au redimensionnement des collecteurs existants. Pour l'ensemble de ces techniques, les coûts sont fonction des contraintes imposées par les conditions propres à chaque site et dépendent des stratégies techniques et architecturales mises en œuvre.
Les ouvrages curatifs sont des solutions économiques qui répondent à des besoins de protection face aux risques d'inondation ou bien de pollution. A l'opposé, les mesures préventives sont perçues comme des contraintes économiques. En effet, les investissements consacrés aux mesures préventives sont forcément pénalisants pour les entreprises et parfois lourds de conséquences pour les particuliers qui ne perçoivent pas toujours bien l'intérêt de cette dépense.
L'introduction des prescriptions, visant à la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales, a souvent été très mal acceptée par ces investisseurs. Les réticences et confrontations ont aussi été nombreuses au sein des services chargés de les mettre en application.
En se pliant aux prescriptions, les acteurs privés consacrent des investissements plus ou moins importants qui varient en fonction de nombreux paramètres :

- Dimension des ouvrages à réaliser ;
- Choix des techniques alternatives ;
- Conditions géotechniques et d'accessibilité locales.

Le processus d'estimation des coûts doit être propre à chaque type d'ouvrage. Dans la pratique, deux méthodes permettent d'aboutir à la connaissance des coûts de ces techniques. La première, la plus courante, repose sur l'exploitation et l'extrapolation de valeurs issues de bases de données représentatives de la situation du marché. La deuxième est une alternative qui permet, en l'absence de données, d'estimer le coût total des projets à partir d'une dichotomie précise des dépenses liées à chacune des étapes de réalisation. Cette méthode fait appel à des informations plus générales et nécessite donc la connaissance des prix pratiqués sur le marché du bâtiment. Une reconstitution détaillée des différentes étapes de réalisation ainsi que des matériaux employés pour la mise en œuvre des techniques alternatives, est indispensable. La finalité de cet exercice est d'obtenir une estimation du coût de stockage des eaux pluviales et ce, pour les principales techniques alternatives préventives ou curatives.

1. Méthodes d'estimation des coûts de réalisation des techniques alternatives préventives et curatives.

La prévision en des termes économiques des différentes techniques alternatives est un exercice délicat. De nombreuses études [THIBAUD 1990, CERTU 1998, BATISTA & Al 2001] ont montré que la variabilité des prix est importante pour des projets similaires. Conditions de réalisation, situation du marché du bâtiment, caractéristiques des sites sont autant d'éléments susceptibles de modifier fortement les coûts de réalisation. La prévision économique constitue une étape préalable et indispensable induisant la faisabilité ou non d'un projet. Les opérations importantes bénéficient de la réglementation des procédures d'appel d'offre, ce qui permet aux maîtres d'ouvrage de valider la faisabilité de leur projet pré-estimé. Tout au long de la réalisation du chantier, le maître d'œuvre propose ses orientations et estimations économiques dont la précision s'accentue à chaque étape et qui sont validées par le maître d'ouvrage.

Les mesures préventives sont, à de rares exceptions, des projets de dimension plus modeste et ne bénéficient pas de telles pré-études. Bien souvent, la technique retenue est le reflet de l'expérience des architectes et des professionnels du bâtiment. Les solutions techniques mises en oeuvre ne sont donc pas forcément les meilleures d'un point de vue hydrologique et hydraulique. En effet, l'objectif logique de ces deux intervenants est d'aboutir à un compromis entre la maîtrise technique (les compétences techniques) et la maîtrise des coûts. Ainsi, lorsque le maître d'ouvrage est un particulier, celui-ci ne dispose ni des compétences techniques, ni des moyens financiers afin de pourvoir à une rationalisation de son investissement. Le choix des techniques alternatives résulte bien souvent de la préservation des surfaces foncières disponibles. La prédominance des bassins de rétention enterrés, réalisés à l'échelle de la parcelle, traduit bien cet état de fait.

La recherche de données économiques portant sur les coûts de réalisation des techniques alternatives s'est avérée particulièrement délicate, dans le département des Alpes-Maritimes. D'une part, les architectes rencontrés ne possèdent pas de données chiffrées, d'autre part, les entreprises du bâtiment contactées ne disposent pas d'informations spécifiques sur ce segment bien particulier et marginal de leur activité.
Les données disponibles sur les coûts de réalisation des techniques alternatives sont quasi-inexistantes. Les quelques informations recueillies n'ont pas permis d'élaborer une approche statistique des prix du marché du département des Alpes-Maritimes.

1.1. Approche économétrique : avantages et limites.

L'économétrie est une branche particulière des sciences économiques. Sa naissance est récente et date de la fondation de la Société Internationale d'Econométrie en 1930. L'économétrie a pour objectif d'analyser l'interaction des variables économiques et non économiques d'un cadre institutionnel déterminé, sous forme d'équations mathématiques dont les paramètres proviennent de sources statistiques. L'ensemble du système des équations posées pour estimer un prix est alors appelé modèle économétrique. Appliquée au cadre institutionnel « construction », l'économétrie devient un moyen d'étudier les relations existantes entre le poids économique de chacun des constituants d'un projet.
L'élaboration d'un modèle économétrique suppose :

- Une théorie économique basée sur l'analyse systématique des constituants d'une construction ;
- La constitution et la mise à jour permanente d'une base de données statistiques des constituants d'un projet ;
- La connaissance de l'ensemble des équations mathématiques régissant les relations entre les variables ;
- L'estimation numérique des paramètres quantitatifs et qualitatifs de ces variables.

La création d'une base de données statistiques des prix est l'élément le plus délicat à finaliser. Or, ces valeurs sont indispensables pour traduire correctement la situation du marché sur un lieu et à une date donnée. Ainsi, les valeurs doivent avoir :

- La même unité de temps ;
- La même unité de lieu ;
- La même unité de conjoncture.

Les prix statistiques sont alors calculés à partir de modèles de régression et disposent de valeurs d'encadrement fixées selon un intervalle de confiance. Le problème principal des résultats obtenus est justement le très fort écart des valeurs d'encadrement (le modèle d'estimation de l'Union Nationale des Economistes de la Construction et des Consommateurs, U.N.T.E.C., repose sur ces principes).

La méthodologie d'estimation des coûts repose sur la distinction de trois étapes de réalisation : construction, adaptation du site et équipements spécialisés. Ces étapes sont elles-mêmes subdivisées en plusieurs parties (fig. 126).

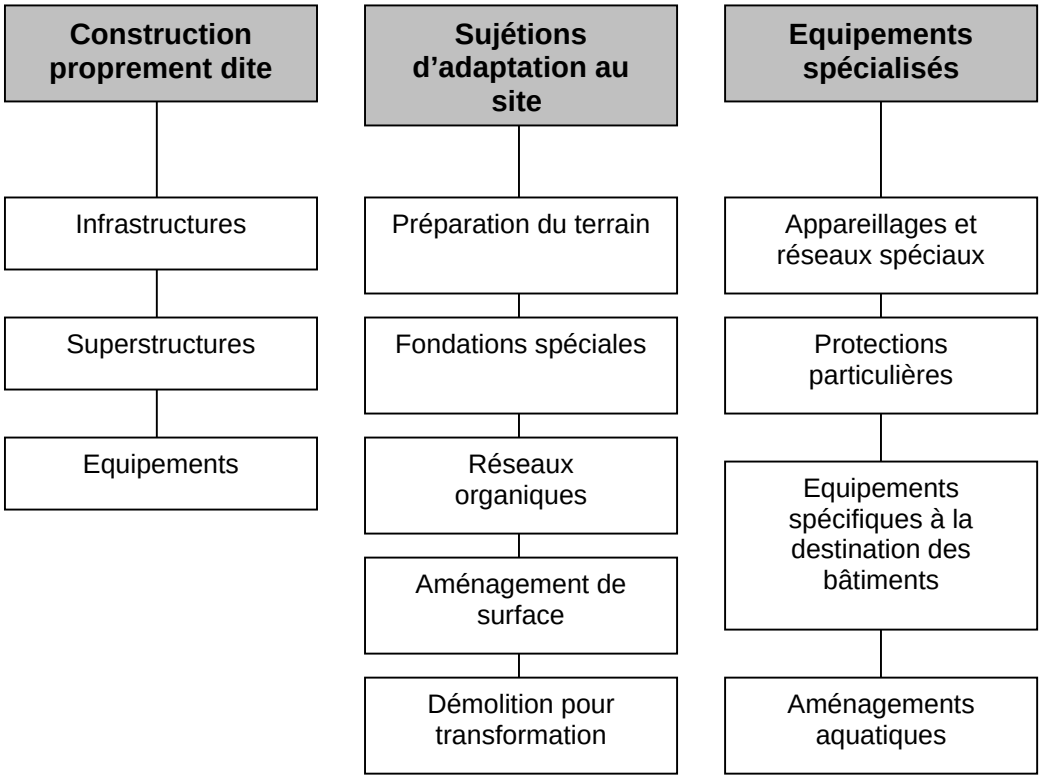


Figure 126 : Décomposition des trois étapes d'estimation des coûts selon la méthode économétrique de l'U.N.T.E.C..

L'approche économétrique propose une décomposition de chacune de ces étapes en fonction des éléments la composant. Le prix de chacun de ces éléments est donné à partir des dimensions qui leur correspondent. Les prix du béton et des phases de terrassement sont, par exemple, donnés par mètre cube. La connaissance précise des types d'éléments devant être employés permet encore d'affiner cette estimation.
L'application stricte de cette méthode n'est pas possible en l'état actuel. En effet, l'élaboration d'une base de données permettant un traitement statistique suppose d'une part que les observations soient nombreuses et d'autre part qu'elles proviennent de différentes sources afin d'être représentatives. Les entreprises du bâtiment possèdent, pour la plupart, ces informations. Mais, la constitution d'une base de données représente un investissement important en temps et en argent ce qui explique pourquoi elles ne les communiquent pas. L'absence de ces données n'autorise plus alors le calcul des modèles de régression et donc

l'estimation d'un prix statistique le plus probable. Il en va de même pour les modèles mathématiques. Un certain nombre de logiciels a été créé afin d'estimer les coûts des projets du bâtiment, mais ces produits restent onéreux. Le logiciel BARACA permet, par exemple, la mise en place et l'exploitation de bases de données afin d'estimer les coûts des opérations en matière de construction neuve.

Malgré les contraintes fortes, notamment la réalisation d'une solide base de données statistiques des prix, cette méthode ouvre la porte à des réflexions pertinentes sur la définition des postes de dépense des différentes étapes de réalisation. Ainsi, il apparaît possible de procéder à un découpage des postes de dépense pour les techniques alternatives tel qu'il est pratiqué pour l'estimation des coûts dans le cadre des projets immobiliers.

1.2. Approche « déboursé sec » méthode de l'Office du Prix des Bâtiments (O.P.B.).

L'Office du Prix des Bâtiments (O.P.B.) propose une gamme complète et fréquemment mise à jour des prix pratiqués dans le marché du bâtiment. Ces chiffres sont obtenus à partir d'observations recueillies à l'échelle de la France. Ces données ne sont pas simplement des valeurs brutes correspondant seulement aux coûts de fabrication du produit, mais intègrent l'ensemble des frais liés à la mise en œuvre et à la réalisation d'un ouvrage par une entreprise. Une approche du même type avait été réalisée par C. THIBAUD en 1990 [THIBAUD 1990]. C. THIBAUD précisait la nécessité d'intégrer les frais liés au fonctionnement d'une entreprise du bâtiment dans le cadre de la réalisation d'ouvrages. Cette approche permet de prendre en compte les frais de fonctionnement, mais aussi les marges supposées des entreprises. La méthode d'estimation de l'O.P.B. intègre ces contraintes spécifiques (fig. 127).

Tableau 38 : Détails du prix de revient des fouilles pour le terrassement de tranchées [O.P.B. 2001].

	Exécution manuelle			
	Terre classée A (1) (m^3)	**Terre classée B (2) (m^3)**	**Terre classée C (3) (m^3)**	**Terre classée D (4) (m^3)**
Ouvriers et manœuvres				
Quantité : Ouvrier niveau II/OP	3,15 h	3,64 h	4,85 h	7,52 h
Prix unitaire	15,11 €	15,11 €	15,11 €	15,11 €
Prix total	47,59 €	54,99 €	73,27 €	113,60 €
Déboursé sec	**47,59 €**	**54,99 €**	**73,27 €**	**113,60 €**
Adaptation départementale (06)	1,43 €	1,65 €	2,20 €	3,41 €
Frais généraux (35%)	16,65 €	19,25 €	25,64 €	39,76 €
Prix de revient	**65,67 €**	**75,89 €**	**101,11 €**	**156,77 €**
Bénéfices et aléas (11,11%)	7,30 €	8,43 €	11,23 €	17,42 €
Prix de vente	**72,96 €**	**84,32 €**	**112,35 €**	**174,19 €**

(1) Terre classée A : terre ordinaire.
(2) Terre classée B : terre argileuse.
(3) Terre classée C : terre compacte.
(4) Terre classée D : roche moyennement dure.

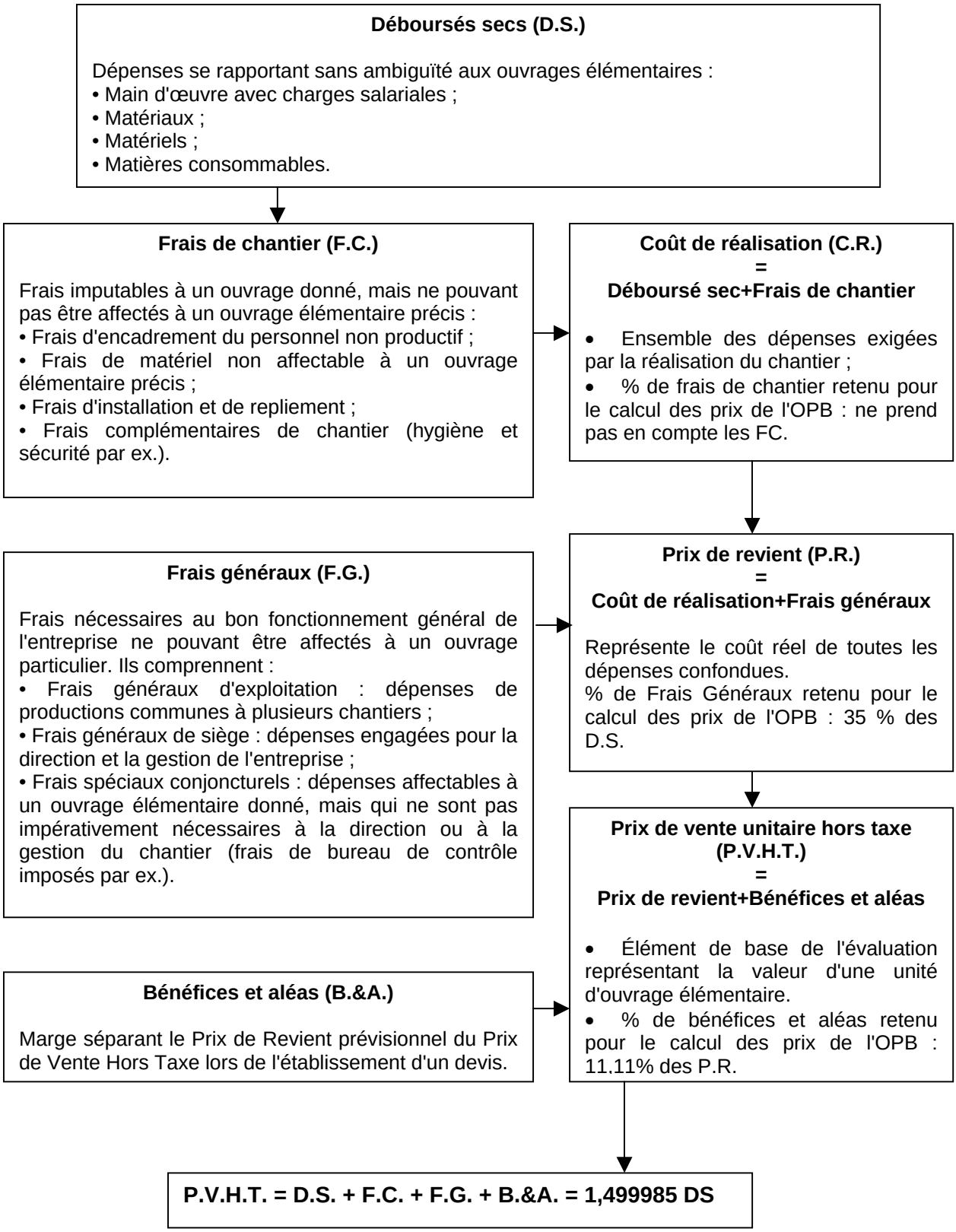


Figure 127 : Présentation de la méthode « déboursé sec » de l'Office des Prix du Bâtiment [O.P.B. 2001].

Les prix sont obtenus selon un scénario pré-établi qui intègre les caractéristiques moyennes d'une entreprise du bâtiment. La dimension de la base de données permet d'adapter la valeur des prix à l'échelle départementale (tab. 38, ligne adaptation départementale).
Par défaut, les frais généraux sont fixés à hauteur de 35% de la valeur « déboursé sec » et les bénéfices et aléas inhérents aux différents projets sont fixés à 11,11% du prix de revient.
Cependant, malgré la taille importante de la base de données de l'O.P.B., les prix de certains composants très spécifiques des diverses techniques alternatives en sont absents. C'est le cas notamment des enrobés drainant ainsi que des géotextiles et des structures alvéolaires.
L'estimation du coût des autres techniques alternatives (techniques d'infiltration et structures de stockage enterrées) reste imprécise car ces techniques sont moins fréquentes que les ouvrages de type bassin de retenue. Les estimations réalisées lors de certaines études [TABUCHI & VALIRON 1992, CERTU 1998] confirment la forte variabilité de ces valeurs (tab. 39).

Tableau 39 : Coûts des différentes techniques alternatives [CERTU 1998].

Techniques	Coût
Tranchées ou fossés drainant	30 à 40 €/m^3 terrassement + remplissage + géotextiles
Chaussées à structure réservoir	34 à 68 €/m²
Puits d'infiltration	3 €/m² de surface assainie
Noues	8 à 16 €/m^3
Structures alvéolaires	150 à 230 €/m^3

L'incertitude la plus forte concerne essentiellement les structures alvéolaires dont le coût varie de façon importante selon les matériaux employés. Les coûts de stockage restent toutefois élevés et l'emploi de cette technique marginale.

L'estimation des coûts de stockage des eaux pluviales ne peut être approchée par la méthode économétrique. L'absence de données ne permet pas d'établir les équations qui fourniraient une relation entre la dimension, le type d'ouvrage et son prix. Les coûts de réalisation de ces ouvrages ne peuvent donc être approchés que part une décomposition fine des travaux en ouvrages élémentaires. Chaque type d'ouvrage élémentaire peut être assimilé à un poste de dépenses dont la valeur unitaire est rattachée à une dimension donnée.

Afin de faciliter la compréhension et l'estimation de ces éléments, la construction proprement dite de l'ouvrage peut être décomposée en trois étapes ou phases comprenant parfois plusieurs opérations constituées chacune d'un nombre plus ou moins important de postes ou lots de dépenses :

- L'adaptation au site : fouilles et terrassement (déblais, remblais, finition des sols, etc.) ;
- La construction : gros œuvre (béton, coffrage, murs, etc.) ;
- Les équipements spécifiques : ensemble des éléments de nature particulière (augets basculants, pompes, imperméables ou encore éléments en nid d'abeille des structures de stockage en sol, etc.).

L'identification complète et la connaissance précise du prix des différents postes doit permettre la recomposition et l'assemblage des coûts définissant le prix total de chaque ouvrage. Le prix de chacun des postes peut alors être précisé selon l'unité de mesure la plus adaptée et ainsi intégrer l'interférence entre la géométrie des ouvrages et les coûts finaux (le béton en €/m^3, le transport des déblais en €/m^3/km, le coût de coffrage en €/m², etc.).

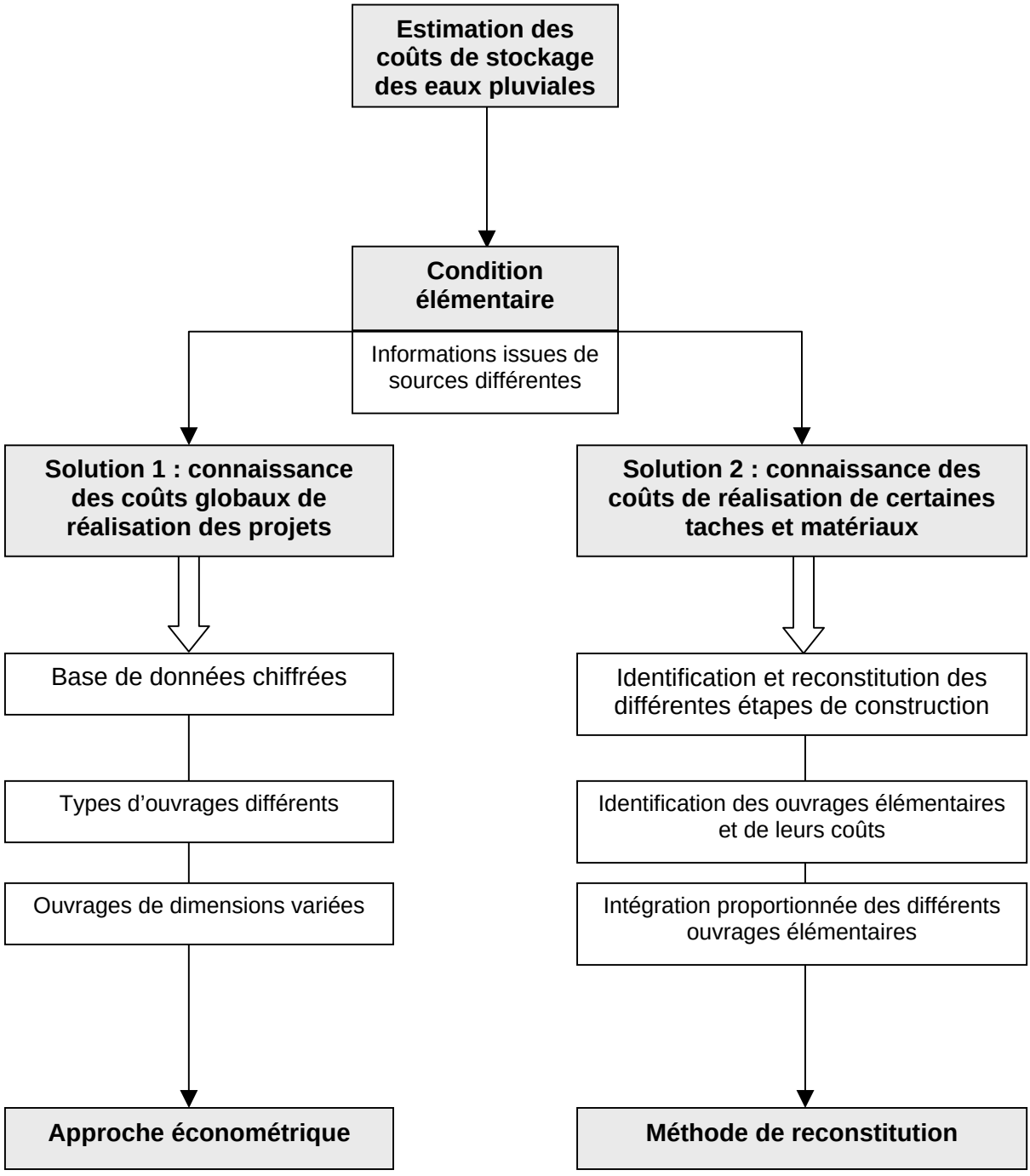


Figure 128 : Définition de la méthode d'estimation des coûts de stockage des eaux pluviales en fonction de l'information disponible.

1.3. Définition des étapes de construction et identification des postes de dépense.

Les coûts de réalisation d'un ouvrage peuvent être décomposés en différentes phases qui représentent des opérations distinctes et successives du chantier, elles-mêmes constituées de lots (postes de dépense). Cette méthode se base sur la distinction entre les étapes d'adaptation au site, de construction et de mise en place des équipements spécialisés. L'adaptation au site intègre les opérations de fouille et de terrassement. L'étape de construction peut être assimilée aux opérations dites de gros œuvre. Ces deux étapes se retrouvent à travers les différents chantiers quels que soit les types de techniques alternatives réalisées. Cependant, chaque ouvrage a des besoins particuliers susceptibles de modifier le contenu des postes de dépense. L'identification des équipements spécialisés ne peut, dans ce cas, être traitée séparément et est alors intégrée, directement, à l'estimation des coûts. En effet, les équipements spécifiques correspondent, pour les techniques alternatives, le plus souvent aux éléments qui définissent leurs propriétés hydrauliques.

1.3.1. Grands chantiers.

Dans la pratique, chaque chantier est unique. Malgré cela, l'exécution des travaux s'effectue selon une succession d'étapes logiques dont la réalisation peut être supposée indépendante. Les coûts de chacune de ces phases doivent être approchés en tenant compte des différents lots parfois interdépendants. Ces phases de construction sont au nombre de trois : les fouilles, le terrassement et le gros œuvre.

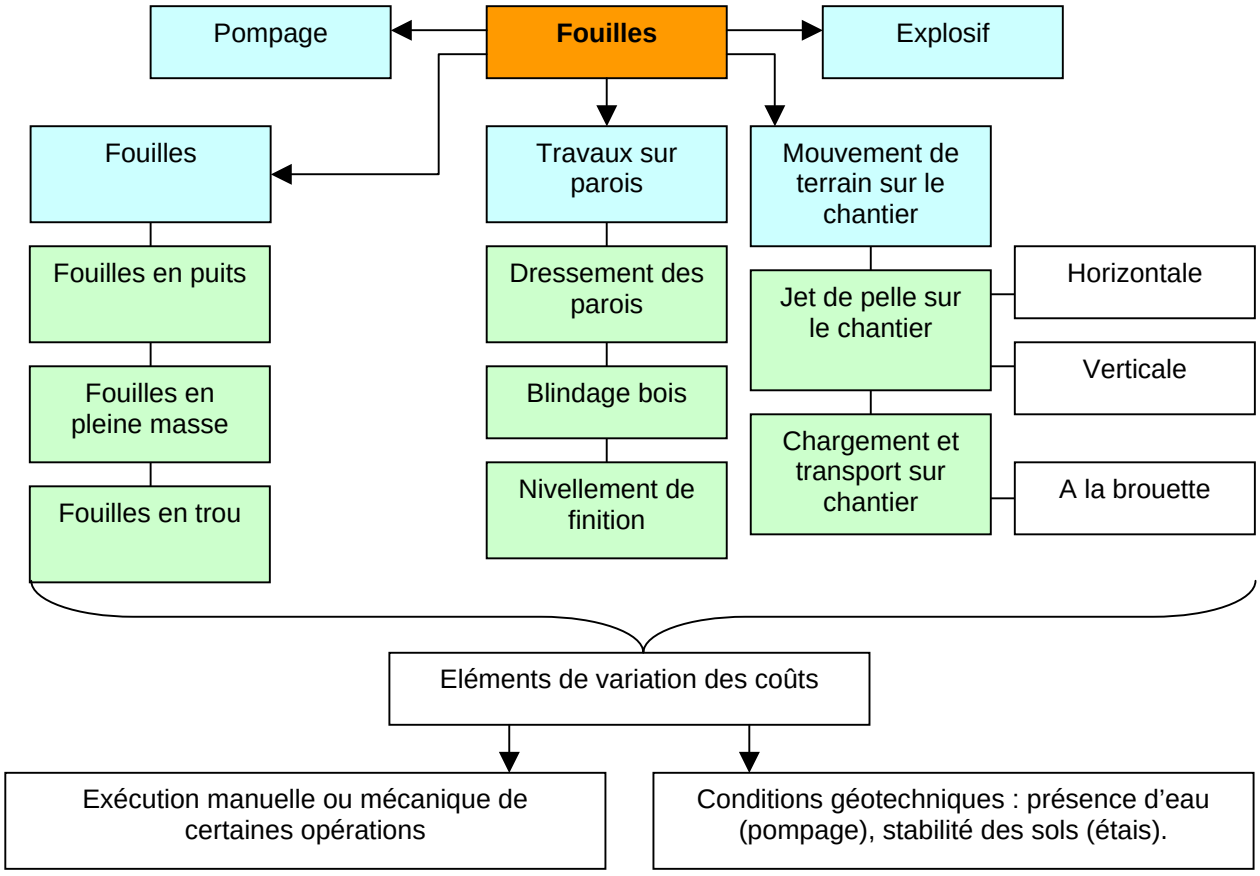


Figure 129 : Principaux postes de dépense du lot « fouille » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré.

La première phase des travaux correspond aux fouilles. Les fouilles ont pour objectif de créer dans le sol le volume nécessaire afin d'accueillir l'ouvrage. Les postes de dépense liés à cette première étape sont directement définis par la nature même des sols. La préparation du terrain suppose, en premier lieu, des fouilles. Les propriétés mécaniques des sols définissent la répartition des forces du poids de l'ouvrage :

- Sol stable (bonne résistance mécanique par rapport au poids) : fouilles en masse, la base de l'ouvrage reposera sur un radier d'épaisseur définie ;
- Sol médiocre (résistance mécanique légèrement insuffisante par rapport au poids) : fouilles en trou, création d'un radier ne couvrant qu'une surface limitée sur un horizon peu profond ;
- Sol instable (résistance mécanique insuffisante par rapport au poids) : fouilles en puits, recherche profonde de l'horizon stable permettant la réalisation de piliers de support.

Un autre volet de dépenses concerne la préparation des parois verticales des fouilles et leur stabilisation. Le montant de ces deux lots varie sensiblement en fonction de la nature du sol. Ainsi, l'installation de stations de pompage, en cas de présence de nappe ou d'infiltration, augmente les coûts. Les fouilles profondes sont souvent plus onéreuses à volume égal. En effet, plus les fouilles sont profondes, plus la probabilité de rencontrer des horizons géologiques différents est importante, ce qui accentue la proportion de roches dures, mais aussi les risques d'infiltration.

La phase de terrassement a, en partie, pour objectif la stabilisation des sols. L'augmentation des propriétés mécaniques des sols se fait soit par compactage des remblais présents, soit par apport de remblais. La dernière étape du terrassement correspond à l'évacuation des déblais. Cette évacuation peut être décomposée en deux parties : le chargement et l'enlèvement. Les coûts liés au transport de ces déblais excédentaires sont différents selon la qualité de la terre (fonction de sa valeur marchande). Ils sont aussi croissants en fonction de la distance entre le chantier et la décharge, la plus proche, habilitée à les recevoir.

Le gros œuvre représente la phase de construction de l'ouvrage. Les choix retenus, dans la conception de l'ouvrage, sont le résultat d'études complexes et de natures variées. L'architecte définit la géométrie de l'ouvrage, celle-ci doit répondre aux performances hydrauliques et d'exploitation attendues (géométrie, techniques d'alimentation, de vidange, de nettoyage, d'accessibilité, d'aération, etc..). Les contraintes mécaniques imposées à l'ouvrage sont définies à partir des données géotechniques (propriétés mécaniques des sols), mais aussi en fonction de l'architecture de l'ouvrage (dimensions horizontales et verticales, géométrie). La phase de gros œuvre se subdivise en plusieurs étapes suivant la chronologie imposée par les travaux.

Tout d'abord, la composition des fondations se décline en trois catégories distinctes : le béton de propreté préserve le radier des effets de déformation liés au travail du sol, les semelles isolées, comme leur nom l'indique permettent un renfort au niveau des piliers, les semelles filantes protègent les murs en l'absence de radier ou bien viennent en renfort de ce dernier. Les prix varient en fonction du volume, du type de coffrage, du type de béton et de la quantité d'acier nécessaire.

Le radier constitue la partie basse de l'ouvrage et repose soit sur une terre compactée, soit sur un béton de propreté (ou gros béton). Son coût varie en fonction de ses dimensions, de la qualité du béton employé et du ferraillage nécessaire.

La qualité des murs dépend à la fois des contraintes verticales et horizontales imposées. La qualité de béton croît en fonction des forces de pression (forces du poids qui s'exercent verticalement), la quantité d'acier augmente en fonction du moment des forces (pressions extérieures des sols sur la partie enterrée, pressions intérieures exercées par l'eau lors du

remplissage de l'ouvrage). Les déclinaisons des bétons sont très nombreuses. Cependant, excepté les ouvrages de petite dimension, les bétons employés sont des bétons armés (présence de ferraillage). La qualité de ces bétons varie en fonction de la quantité de ciment (de 100 à 500 kg par m^3) et en fonction de sa composition (cailloux, graviers, chaux et/ou graviers pour les mortiers).

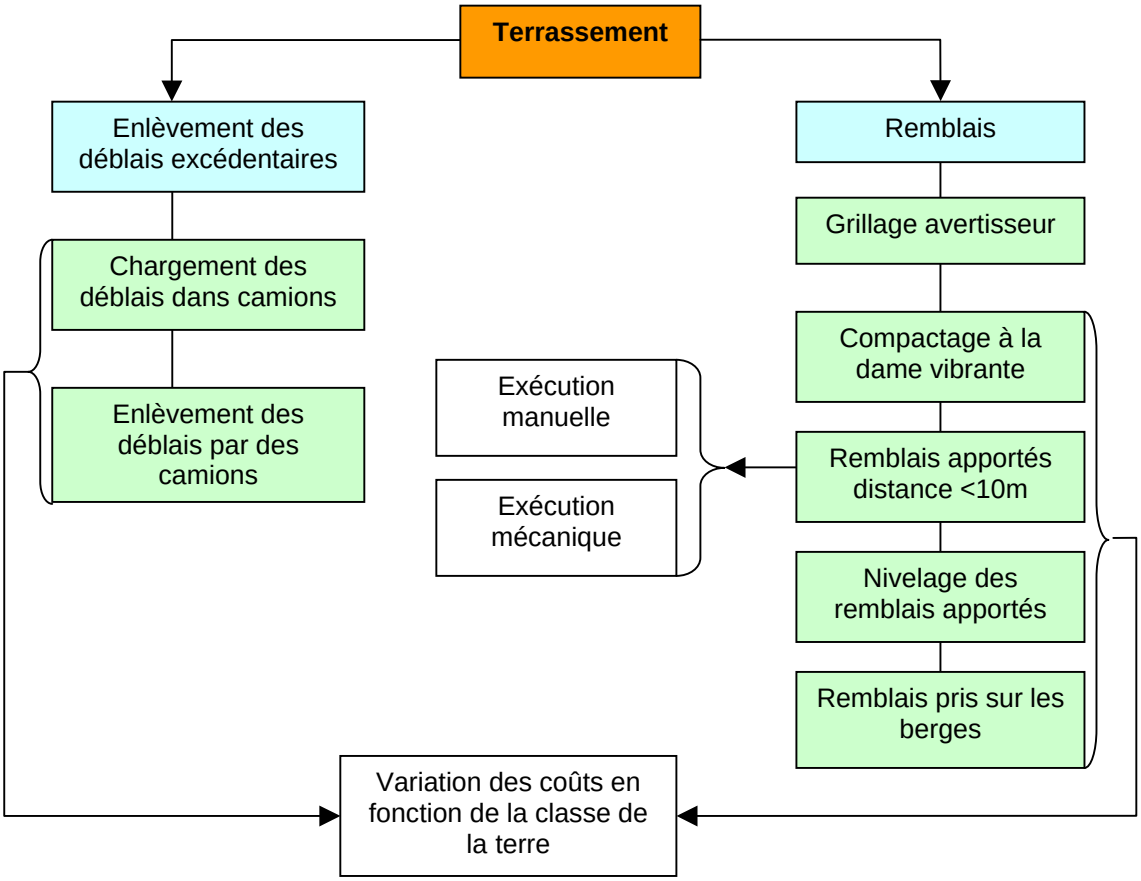


Figure 130 : Principaux postes de dépense du lot « terrassement » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré.

L'armature caractérise le renfort apporté par le ferraillage du béton. Deux types d'acier (doux tor ou doux lisse) sont généralement employés. Leur prix est calculé au kilogramme et la quantité d'acier dépend de la pression qui s'exerce sur la structure (unité de pression en méga pascal). La géométrie de l'armature et le diamètre des barres d'acier employées définissent le poids au m^3.

La hauteur de l'ouvrage (sur sa partie enterrée) détermine bien souvent la géométrie de l'ouvrage. Ainsi, les ouvrages très profonds (h > 5 m) seront le plus souvent des ouvrages de forme circulaire. Cette géométrie permet en effet une meilleure répartition des forces horizontales de pression. L'importance du ferraillage croît alors en fonction de la hauteur.

Les piliers et poutres varient quantitativement et qualitativement en fonction de la surface de l'ouvrage, d'une part pour répartir uniformément le poids de l'ouvrage et d'autre part pour maintenir le poids de la couverture. Les coûts évoluent en fonction de la qualité du béton requis, de la quantité d'acier et du rajout de cintrage. Ces éléments peuvent être réalisés sur le chantier (les coûts de coffrage sont alors intégrés) ou bien être préfabriqués et livrés.

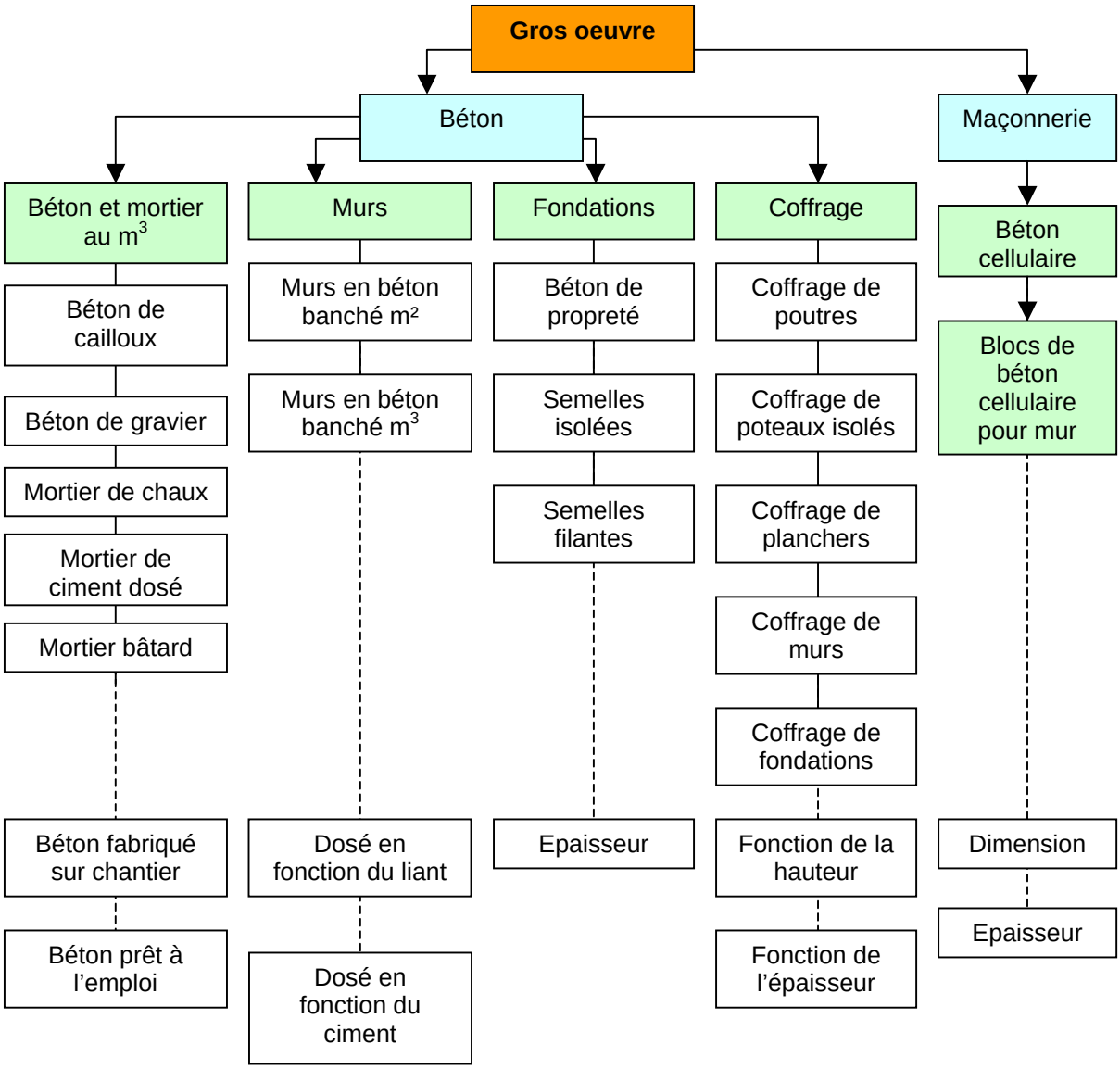


Figure 131 : Principaux postes de dépense du lot « gros œuvre » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré.

La couverture de l'ouvrage représente la partie haute et peut être réalisée soit par coffrage (dont le coût varie en fonction de la hauteur) d'un béton banché, soit par la pose de dalles préfabriquées. Le coût de la couverture dépend de la technique retenue. Cette dernière est définie en fonction des contraintes qui lui seront imposées : construction, circulation ou recouvrement de terre ou de gravier.

Les postes de dépense du gros œuvre sont nombreux. Les conditions de réalisation sont imposées par la nature des sites. Ainsi, de très importantes variations de coûts peuvent intervenir :

- *Accessibilité au chantier ;*
- *Eléments géotechniques ;*
- *Niveau d'urbanisation environnant.*

Néanmoins, les éléments de la conception sont souvent invariants en ce qui concerne l'ouvrage. Des coefficients peuvent être appliqués afin de tenir compte de l'évolution des coûts de réalisation en fonction des conditions locales imposées aux chantiers.

1.3.2. Chantiers de la voirie.

Les travaux de voirie correspondent aux travaux de rénovation des bandes de roulement ou à la création de nouvelles voies de circulation. La réalisation de nouvelles chaussées intègre les phases de fouilles et de terrassement déjà présentées. La chaussée se compose de quatre parties distinctes : un revêtement ou bande de roulement, une base, des fondations et une partie de forme qui repose sur les terrassements.

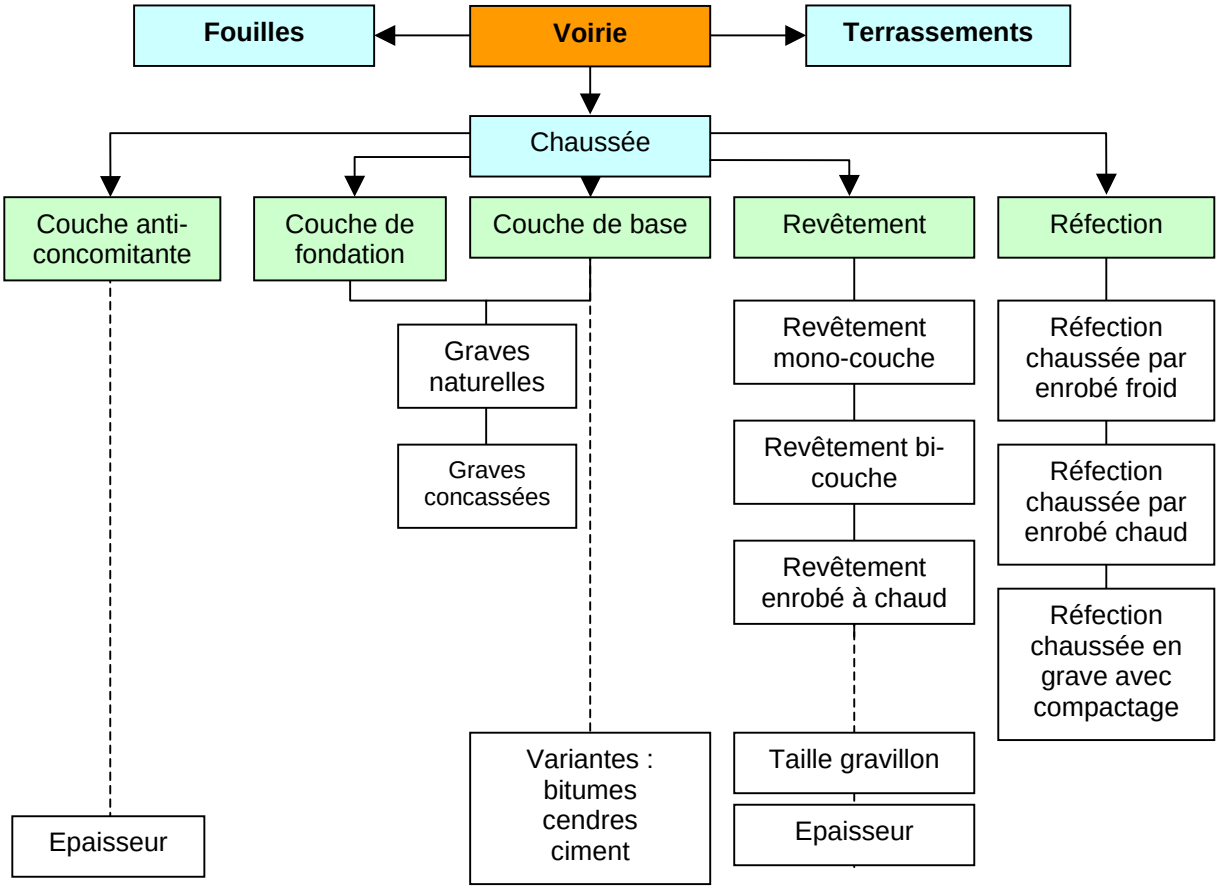


Figure 132 : Principaux postes de dépense des travaux sur voirie.

La partie de roulement se compose de pavés, de béton ou d'enrobés bitumeux. Chacun de ces revêtements offre des caractéristiques mécaniques et hydrauliques (perméable, semi-perméable, imperméable) spécifiques. Les couches de base ainsi que celles des fondations sont généralement constituées de graves. Ces horizons donnent la stabilité à la chaussée.

L'épaisseur de ces couches et la densité des matériaux sont calculées en fonction des contraintes géotechniques, mais aussi de la densité du trafic routier. Les coûts de réalisation de ces travaux dépendent d'une part de la profondeur de la structure et de la surface, et d'autre part des types de matériaux employés pour les différentes couches.
Les travaux de réfection des chaussées permettent la réhabilitation de l'enrobé de surface (revêtement) dont les propriétés mécaniques et hydrauliques s'altèrent, plus ou moins rapidement, selon l'usage. Les coûts d'entretien sont fonction de la surface à rénover et de la fréquence avec laquelle ils doivent être effectués.

1.3.3. Chantiers de réseaux.

La mise en place d'un réseau se compose de trois principales phases. Les deux premières correspondent aux travaux de fouilles et de terrassement déjà présentés. Sur le fond, ces deux étapes ne diffèrent pas de celles réalisées dans le cadre d'ouvrages enterrés en béton. Cependant, en raison de la surface sur laquelle les travaux s'étendent, les problèmes de stabilisation des sols et de nivelage des pentes sont plus importants. La phase de terrassement suppose un suivi précis, afin de s'assurer de la très bonne stabilité des lits de sable sur lesquels les canalisations reposent. Cette étape de positionnement doit être finalisée par le compactage des remblais qui assure la stabilité du réseau et limite ainsi les forces de compression et de distorsion imposées à l'ouvrage. Les coûts de réalisation de ces deux phases sont liés directement aux conditions géotechniques du site et aussi à la dimension des canalisations devant être posées.

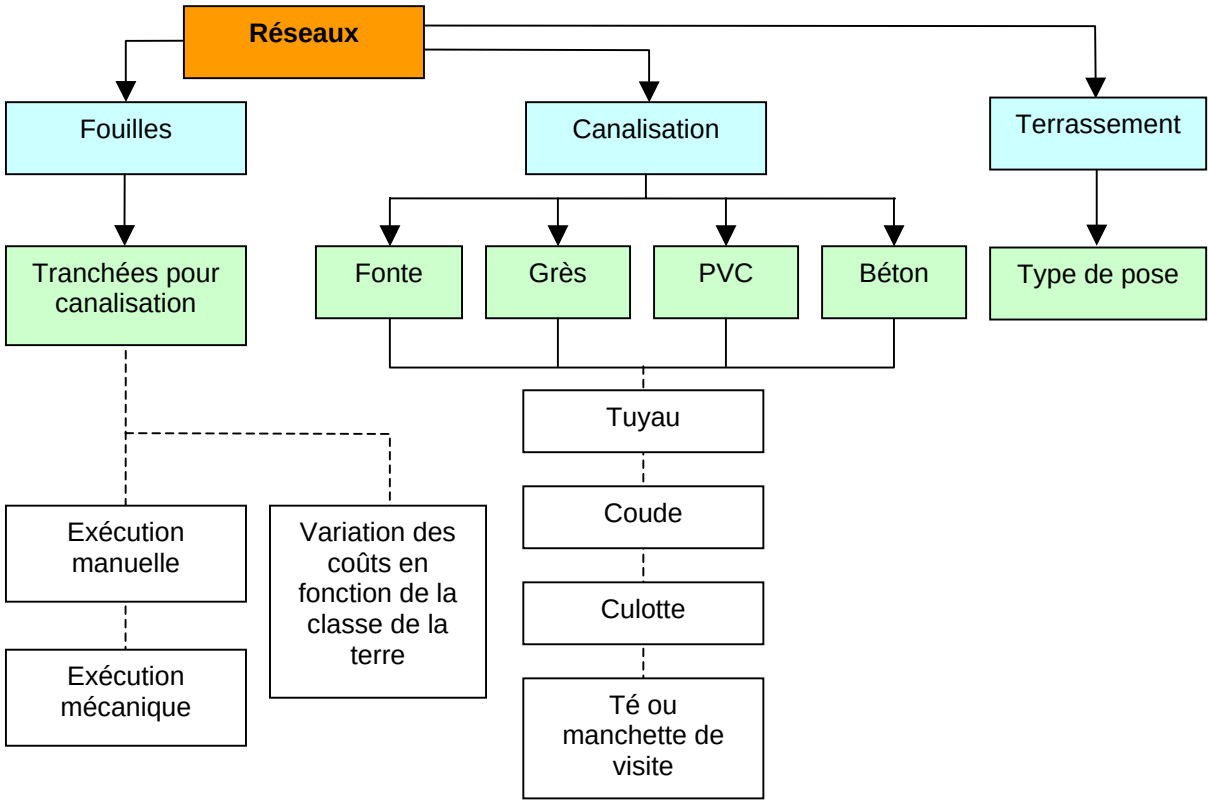


Figure 133 : Principaux postes de dépense des travaux sur réseaux.

Les coûts liés aux réseaux sont définis à la fois par le diamètre, la longueur, mais aussi par le type de matériau employé (béton, béton armé, P.V.C., fonte, grès). Le choix de ces matériaux dépend des contraintes mécaniques imposées à la canalisation (les conduites en P.V.C. sont limitées en diamètre), mais aussi de leur poids et des conditions d'accessibilité et de stockage sur le chantier. La nature de l'effluent est aussi susceptible de définir le type de conduite, ainsi que les contraintes hydrauliques d'écoulement.

Conclusion §1

L'estimation des coûts de réalisation des ouvrages est une opération délicate au cours de laquelle les erreurs peuvent être importantes. Les estimations disponibles pour les coûts de stockage des eaux pluviales n'échappent pas à cet état de fait. Ainsi, la fourchette des estimations est bien souvent trop vaste pour confronter les différentes techniques alternatives en fonction des coûts de revient (tab. 40).

Tableau 40 : Estimation du coût de stockage des eaux pluviales selon différentes techniques alternatives [CERTU 1998].

Techniques	Coûts minimums	Coûts maximums	Rapport
Tranchées ou fossés drainant	30 €/m²	38 €/m²	1 à 1,25
Puits d'infiltration	3 €/m²		1
Noues	7,5 €/m³	15 €/m³	1 à 2
Bassins en eau	9 €/m³	61 €/m³	1 à 6,6
Bassins en béton	152 €/m³	534 €/m³	1 à 3,5
Bassins à ciel ouvert (sec)	7,5 €/m³	75 €/m³	1 à 10
Structures alvéolaires	152 €/m³	229 €/m³	1 à 1,5

L'absence de données départementales sur les coûts de réalisation des techniques alternatives ne permet pas l'application d'une approche économétrique. Cependant, les données disponibles et fournies par l'O.P.B. offrent une alternative. Ces valeurs correspondent aux coûts des ouvrages élémentaires et peuvent être assimilées à des postes de dépense.

L'identification de ces postes pour les différentes techniques alternatives est donc indispensable. La décomposition des principales phases par type de travaux correspond à la première étape de cette démarche d'estimation des coûts.

Cette méthode n'est pas en mesure d'intégrer les particularités propres à chaque site, mais doit cependant aboutir à l'estimation de valeurs moyennes permettant la confrontation des coûts de stockage relatifs aux différentes techniques applicables. L'implication de conditions de réalisations identiques représente la première source d'erreur. En effet, chaque ouvrage supporte des surcoûts définis par les contraintes particulières à chaque site. Les économies réalisées pour les grosses opérations proviennent aussi, mais en partie seulement, de la réduction des marges consentie par les entreprises afin d'obtenir un contrat. En terme de prix de revient, les efforts des entreprises sont bien souvent fonction de l'état du marché du bâtiment. Cette variable évolue alors selon l'époque et les régions.

La seconde source d'erreur connue correspond à la part des équipements spécifiques pouvant être rattachée à un projet. Des estimations précisent que le montant des équipements peut atteindre 30% du prix pour certains bassins [CERTU 1998]*. Les infrastructures permettant l'auto-curage, la vidange du bassin lorsqu'elle n'est pas gravitaire, sont des éléments impossibles à identifier et à quantifier dans le cadre d'une approche globale. L'intégration de valeurs moyennes, calculées sur la base des différents cas de figure, semble être une solution afin d'approcher au mieux des valeurs représentatives et comparables.*

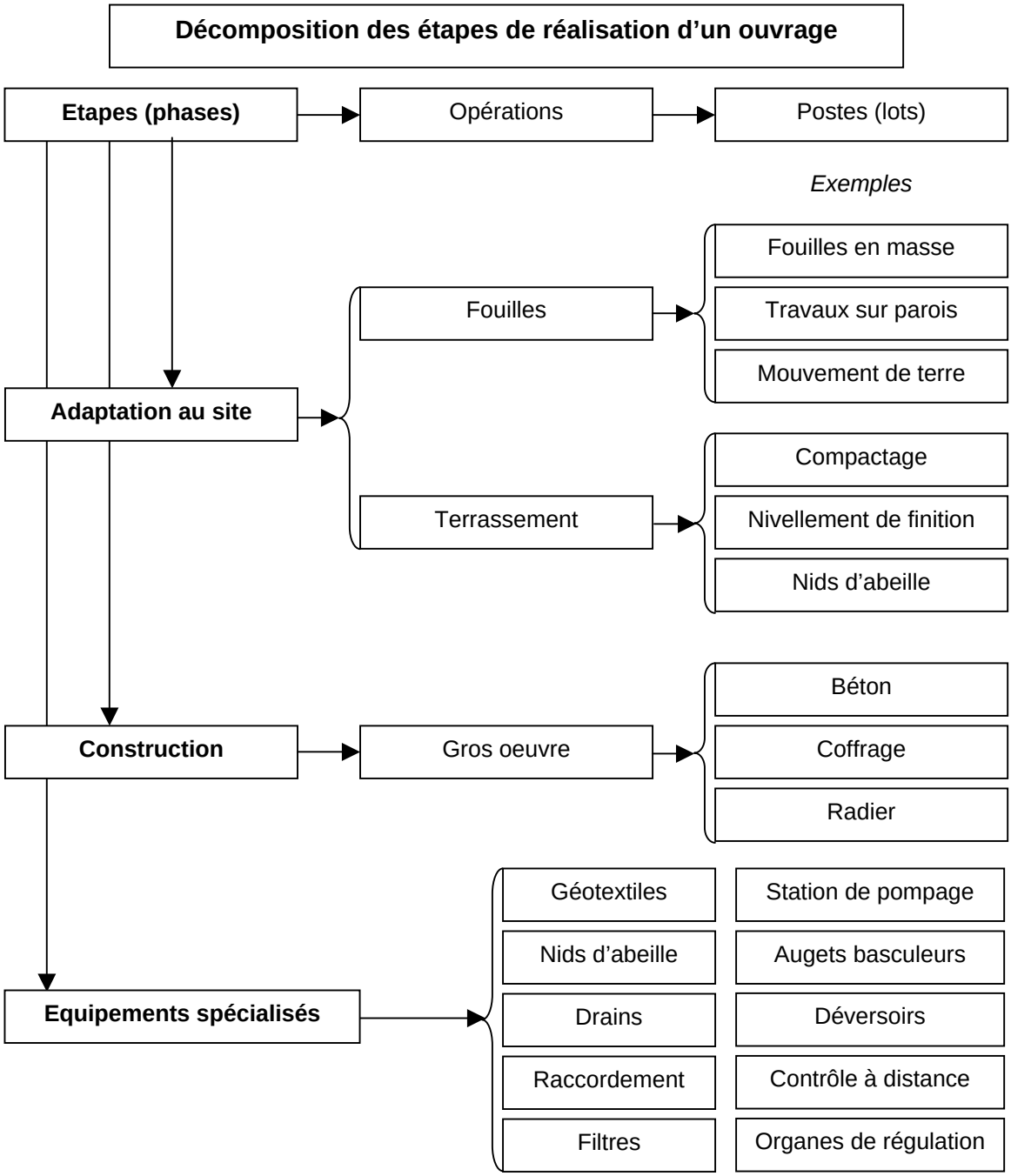


Figure 134 : Détails des étapes et opérations pouvant être rencontrées lors de la réalisation d'une technique alternative.

2.Définition des postes de dépense des techniques alternatives.

La connaissance précise des phases de construction des types de techniques alternatives doit permettre d'identifier les différents postes de dépense de chacune. Une application partielle de la méthodologie économétrique, associée aux données disponibles offertes par l'Office des Prix du Bâtiment, aboutit à une estimation des coûts de réalisation des différentes techniques. Cette estimation n'a pas pour objectif de fournir le juste prix, comme pour les projets soumis à des appels d'offres, mais d'approcher les coûts pour chaque type de technique et de montrer leur évolution en fonction de la dimension des projets. Evidement, le coût de chaque projet est fortement soumis aux conditions propres à chaque site (contraintes géotechniques et d'accessibilité).

Une approche globale n'est pas, par définition, en mesure d'intégrer la variabilité des coûts induite par le contexte propre à chaque site. Cette variable peut donc être définie comme une valeur moyenne et considérée à diverses échelles spatiales (départements, communes, quartiers).

L'analyse détaillée des postes de dépense doit bien sûr intégrer les spécificités liées à la fonction de l'ouvrage ainsi qu'à sa dimension. La part des appareillages d'ingénierie (augets basculants, pompes etc.) est particulièrement difficile à appréhender et à intégrer dans le cadre d'une approche globale. L'emprise foncière des ouvrages est aussi une variable délicate à estimer. Cette donne est soumise à des mécanismes spéculatifs et varie fortement dans l'espace. L'application d'une valeur unique à l'ensemble d'un domaine d'étude est donc objectivement fausse.

2.1. Postes de dépense des bassins de rétention curatifs.

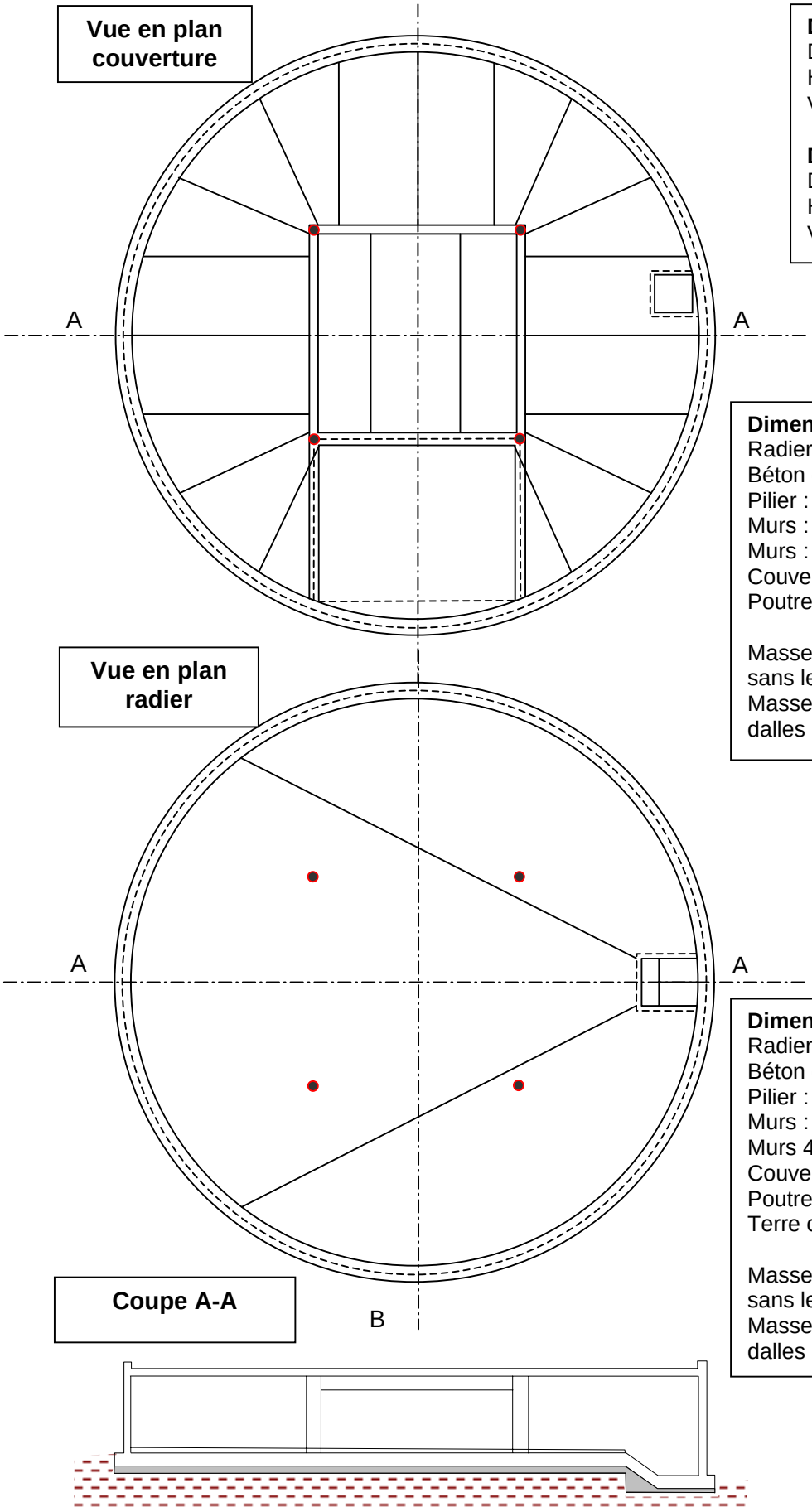
Les grands bassins de rétention enterrés impliquent des chantiers de taille importante. La difficulté de réalisation de ces ouvrages est, dans des sites peu accessibles, liée à leur dimension. Les différentes étapes de fouilles et de terrassement sont alors une épreuve technique pour le maître d'œuvre : conditions de livraison et de stockage des matériaux, normes de sécurité renforcées, contraintes horaires, etc. Le savoir-faire, demandé pour la réalisation de ces types d'ouvrages, nécessite des entreprises d'expérience possédant les compétences techniques et les ressources suffisantes pour respecter les délais imposés. La récente et douloureuse expérience, vécue par les habitants de Valdoie (région Franche-Comté), le 30 décembre 1999, après la rupture d'un bassin de rétention à ciel ouvert de Grosmagny, montre la rigueur technique qu'impose ce type d'ouvrage.

2.1.1. Bassins de rétention enterrés.

Les bassins de rétention enterrés sont les ouvrages les plus répandus sur le littoral azuréen. Ces solutions techniques offrent une importante capacité de stockage vertical, ce qui limite l'emprise au sol et permet leur implantation en milieu urbain. Ces ouvrages autorisent un remplissage ponctuel et sont donc bien adaptés au stockage des eaux pluviales afin de limiter la mise en charge des réseaux et les débordements sur les zones urbaines sensibles.

Les coûts de réalisation sont fonction des dimensions et des contraintes de sites (foncières, géologiques et hydrauliques) qui déterminent la géométrie de l'ouvrage.

La part des différents postes de dépense varie en fonction de la géométrie de l'ouvrage. La définition de ces postes implique que ceux-ci soient communs à tous les types d'ouvrages. Cette approche n'est donc pas en mesure d'inclure les particularismes propres à chaque bassin de rétention enterré.



Dimension ouvrage A
Diamètre : 17,35 m
Hauteur : 2,70 m
Volume : 500 m^3

Dimension ouvrage B
Diamètre : 17,35 m
Hauteur : 4,35 m
Volume : 900 m^3

Dimension ouvrage A
Radier : 40 cm
Béton de propreté : 10 cm
Pilier : 35 cm de coté
Murs : 25 cm largeur
Murs : 2,70 m hauteur
Couvert : 25 cm
Poutres : 40 cm

Masse totale acier : 11 281 kg sans les pré-dalles
Masse totale acier des pré-dalles : 3 174 kg

Dimension ouvrage B
Radier : 40 cm
Béton de propreté : 10 cm
Pilier : 35 cm de coté
Murs : 25 cm
Murs 4,35 m hauteur
Couvert : 25 cm
Poutres : 40 cm
Terre compactée : 30 cm

Masse totale acier : 12 029 kg sans les pré-dalles
Masse totale acier des pré-dalles : 3 319 kg

Figure 135 : Schéma d'un bassin de rétention circulaire de grande dimension (500 mPP^3) [B.A.B.E.T. 2001].

La géométrie des bassins de rétention enterrés en béton se décline essentiellement en deux catégories : les bassins rectangulaires et les bassins circulaires. La géométrie de l'ouvrage peut être imposée par l'espace offert par le site de construction. Cependant, la profondeur de l'ouvrage régule mécaniquement sa géométrie. Ainsi, en raison des forces qui s'exercent sur les parois profondes, à la fois par la terre à l'extérieur, mais aussi par l'eau lors de son remplissage, les bassins profonds ont une forme circulaire (fig. 135). Lorsque les ouvrages sont peu profonds, la réalisation d'ouvrages de forme rectangulaire est plus simple.

Tableau 41 : Coûts des postes de dépense des fouilles et terrassement dans les Alpes-Maritimes [O.P.B. 2001].

Phases	Unités	Coûts				Paramètres
Fouilles		Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	
En pleine masse	m^3	36,19 €	46,84 €	89,45 €	139,55 €	**manuel**
Conditions spéciales d'adaptation au site, prix du chargement dans camion compris						
Etais		46,64 €	66,53 €	114,39 €	224,22 €	
Eau		53,07 €	79,81 €	128,04 €	227,32 €	
Eau et étais		69,95 €	101,11 €	157,00 €	271,65 €	
xxxx

remblais est supposé nul, d'une part, parce qu'il est faible lorsque le terrain est plat, d'autre part parce que les déblais des fouilles fournissent généralement les matériaux nécessaires.

Tableau 42 : Coûts du poste de dépense gros oeuvre [O.P.B. 2001].

Gros oeuvre	**Unités**	**Coûts**				**Paramètres**
Acier	mm	6 à 8	10 à 12	14 à 16	20	**Diamètre**
Acier doux tor	kg	2,49 €	2,01 €	1,66 €	1,52 €	
Acier doux lisse		2,59 €	1,9 €	1,74 €	1,57 €	
statistiques		4%	88,50%	6,30%	1,20%	
Prix moyen	kg	1,95 €				
xxxx

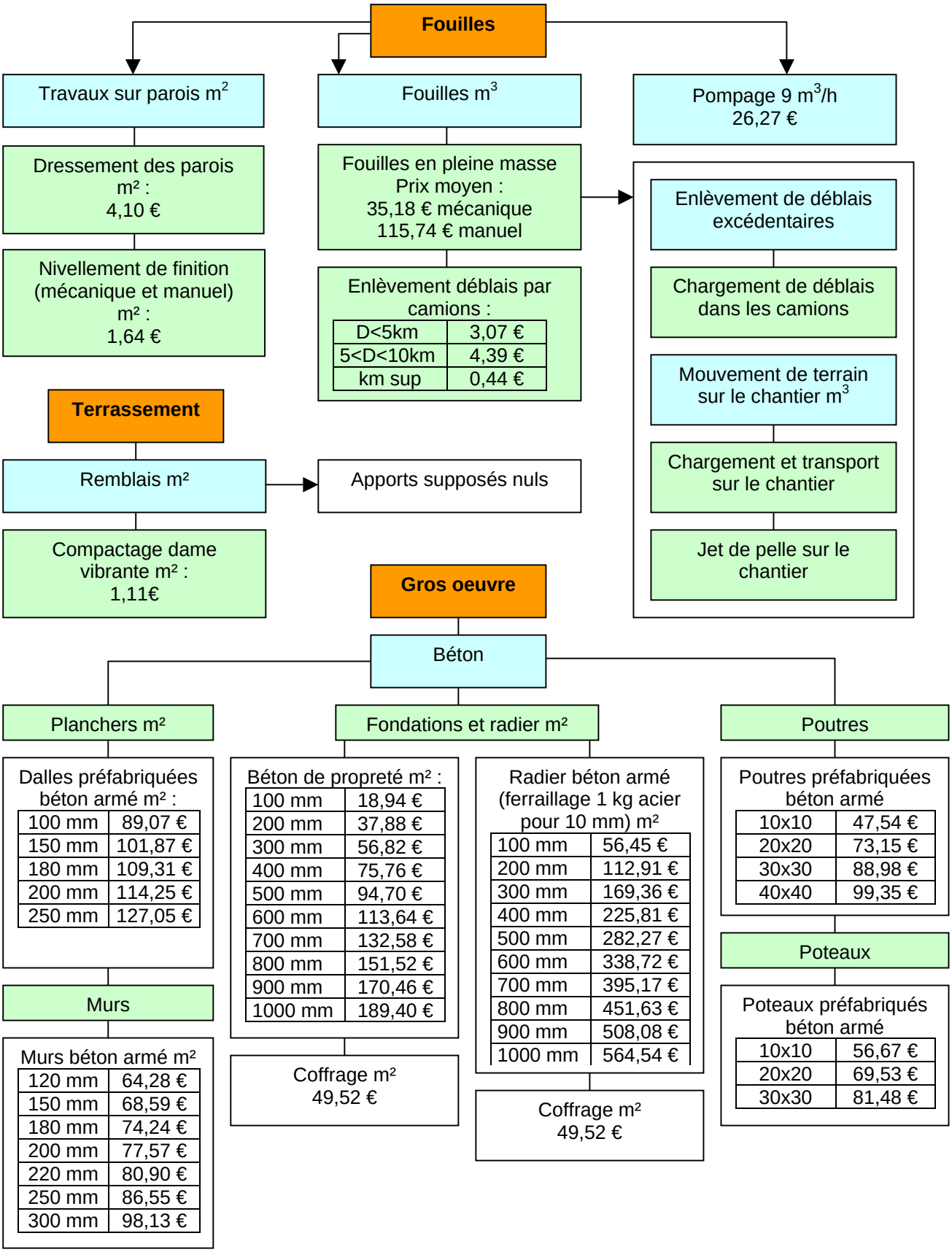


Figure 136 : Estimation des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles, de terrassement et de gros œuvre intégrés aux calculs des coûts de construction des bassins de rétention enterrés en béton.

En l'absence de données géotechniques permettant de caractériser de façon systématique la qualité des types de sols (propriétés mécaniques), les postes de dépense correspondant aux phases de fouilles et de terrassement sont des valeurs moyennes calculées à partir des différentes catégories de sols. Les différents matériaux retenus, pour réaliser les murs et les dalles, sont des éléments préfabriqués en béton armé. Ce choix est le plus couramment entrepris lors de la réalisation de ces ouvrages. Il facilite grandement l'estimation des coûts puisqu'il évite un calcul laborieux des densités de béton et d'acier à pourvoir. Le nombre et la dimension des poteaux et poutres sont calculés en fonction des données géométriques de l'ouvrage ainsi qu'en fonction des contraintes mécaniques qui agissent sur l'ouvrage.

Tableau 43 : Economies d'échelle réalisées sur le coût de stockage en fonction de la taille des bassins de rétention enterrés.

Profondeur maximale autorisée	**Volume (m^3)**						
	500	**1 000**	**2 000**	**3 000**	**4 000**	**5 000**	**10 000**
Z = 5 m	193 €	-7%	-12%	-14%	-15%	-16%	-18%
Z = 4 m	215 €	-6%	-10%	-11%	-12%	-13%	-15%
Z = 3 m	253 €	-4%	-7%	-9%	-9%	-10%	-11%
Z = 2 m	332 €	-3%	-5%	-6%	-6%	-7%	-8%

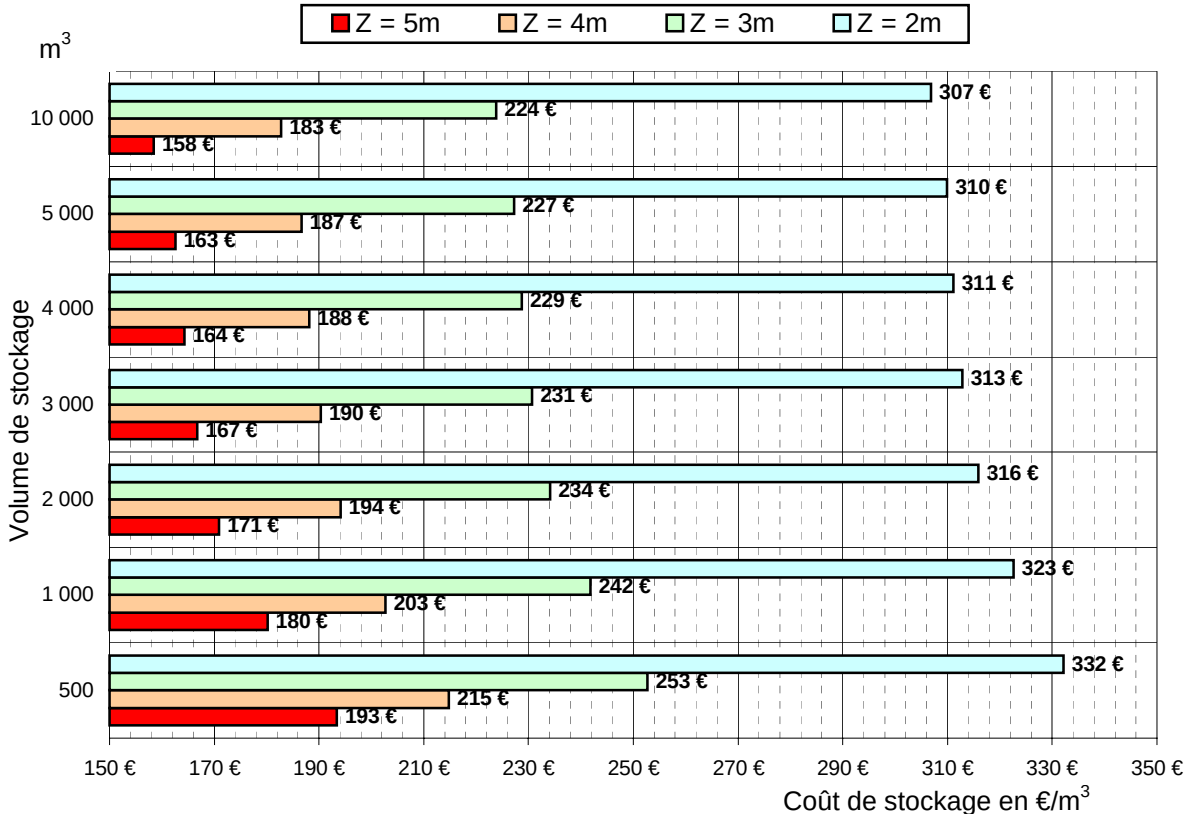


Figure 137 : Estimation de l'évolution du coût de stockage par m^3 d'eau pluviale en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée pour des bassins de rétention enterrés en béton.

Les estimations réalisées montrent que la dimension du projet et la profondeur maximale autorisée sont les deux paramètres qui influencent fortement la variation des coûts de stockage (fig. 137 et tab. 44).
En effet, les économies d'échelle sont d'autant plus fortes que l'écart de dimension entre les ouvrages est important. Ainsi, en terme de coûts de stockage, les gains varient entre 8 et 18% lorsque les volumes totaux passent de 500 m^3 à 10 000 m^3 si les contraintes de

développement vertical sont les mêmes. L'amplitude de ces écarts est d'autant plus forte que la profondeur maximale autorisée est importante.
En effet, le paramètre de profondeur a une influence prépondérante à l'intérieur de chaque classe de dimension de bassins. Les écarts de prix observés sont de l'ordre du simple au double pour des profondeurs variant entre 2 et 5 m.

Tableau 44 : Evolution du surcoût en fonction de la profondeur et de la taille des bassins de rétention enterrés.

Volume (m^3)	Profondeur maximale autorisée			
	Z = 5m	Z = 4m	Z = 3m	Z = 2m
500	193 €/m^3	11%	31%	72%
1 000	180 €/m^3	13%	34%	79%
2 000	171 €/m^3	14%	37%	85%
3 000	167 €/m^3	14%	38%	88%
4 000	164 €/m^3	15%	39%	89%
5 000	163 €/m^3	15%	40%	91%
10 000	158 €/m^3	15%	41%	94%

La combinaison de la dimension des projets (pour des bassins d'un volume total de 500 à 10 000 m^3) et de la profondeur maximale autorisée (de 2 à 5 m) est susceptible de faire varier les coûts de réalisation du simple au double. Ces estimations ne correspondent qu'à des valeurs théoriques, mais elles montrent que la combinaison entre la dimension de l'ouvrage et sa profondeur est en mesure de multiplier par deux le volume de stockage pouvant être créé avec un même budget. Dans la pratique, les conditions géotechniques et hydrauliques spécifiques à chaque site ne permettent que rarement d'optimiser les coûts de construction.

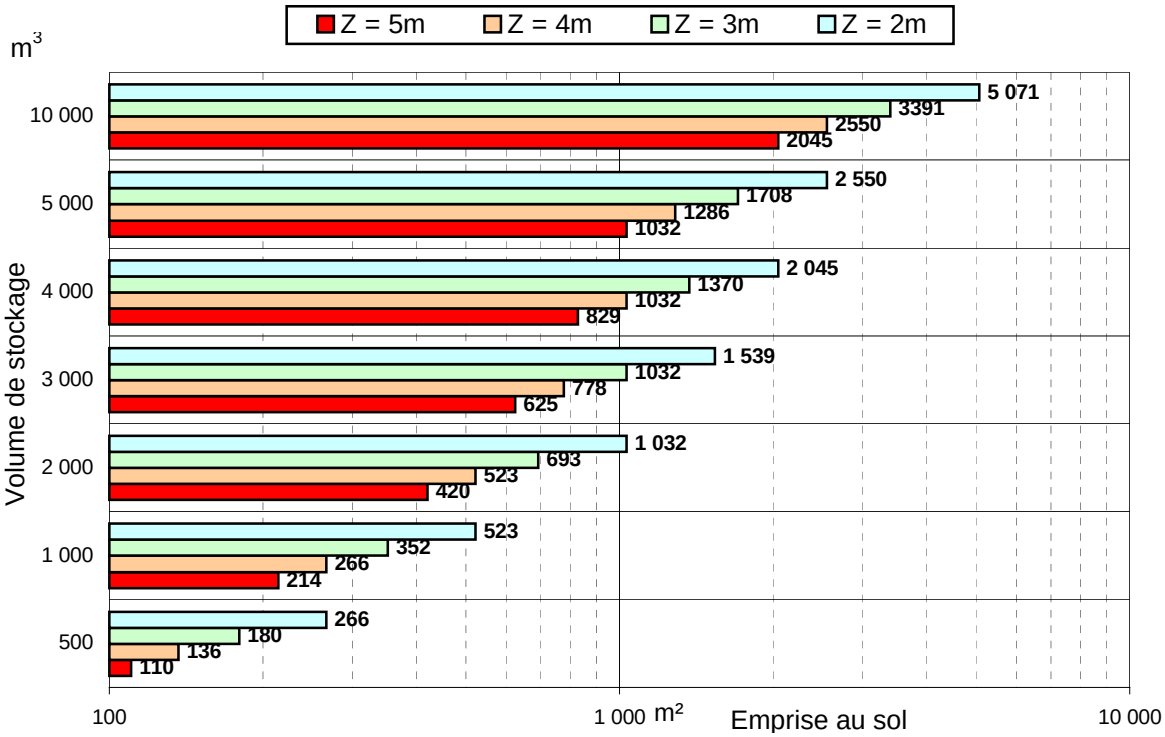


Figure 138 : Estimation de l'emprise foncière nécessaire à la réalisation des bassins de rétention enterrés, en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée.

La capacité de stockage et la profondeur déterminent l'emprise foncière nécessaire à la réalisation de l'ouvrage. Les résultats obtenus indiquent un rapport équivalent entre la verticalité et l'emprise au sol (entre 2,50 / 2,42 et 2,50 / 2,48).

2.1.2. Bassins de rétention à ciel ouvert à sec et en eau.

De très nombreuses variantes de bassins à ciel ouvert existent : à sec ou en eau, accessible ou non au public, enherbé ou en béton, ou encore plurifonctionnel. L'expérience montre que la réalisation de simples bassins en béton est de moins en moins fréquente du fait de leur mauvaise intégration paysagère dans le tissu urbain. Ainsi, l'estimation des coûts de réalisation de ces types d'ouvrages est facilitée par l'élimination de l'étape correspondant aux gros œuvres. La totalité des dépenses correspond alors à la somme des coûts impliqués par les phases de fouilles et de terrassement.
Cependant, si la part des coûts liés à la réalisation du chantier est plus faible, la part des coûts liés aux acquisitions foncières est-elle plus élevée.

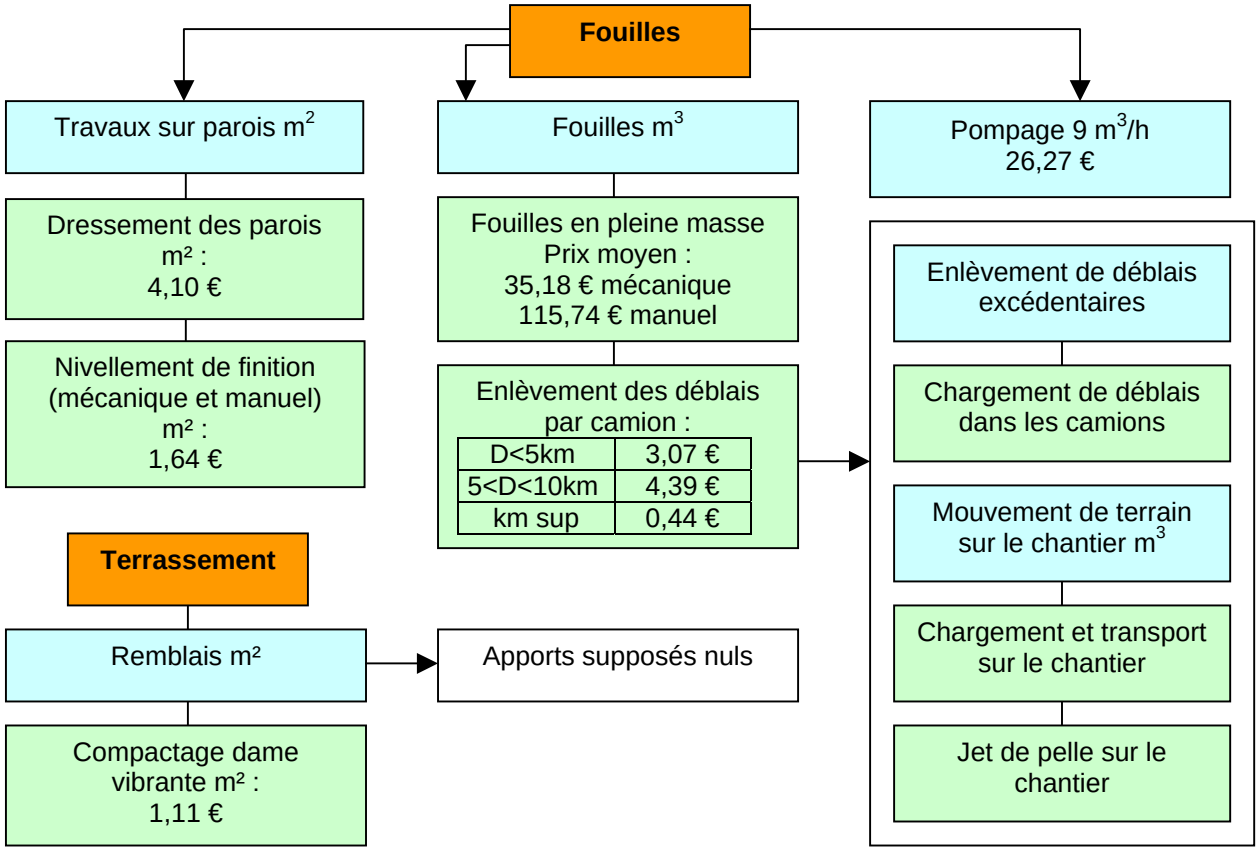


Figure 139 : Estimations des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles et de terrassement intégrés aux calculs des coûts de construction des bassins de rétention à ciel ouvert.

Les conditions de fouilles et de terrassement sont quasiment analogues à celles des bassins de rétention enterrés. Les volumes traités diffèrent cependant en fonction de la profondeur et des conditions d'accessibilité désirées. En effet, les pentes des berges de l'ouvrage sont diminuées sensiblement lorsque l'ouvrage est ouvert au public, ce qui augmente l'emprise foncière pour un même volume de stockage. Afin de simplifier l'étude de ces types de bassins, seuls les coûts de réalisation des bassins de rétention à ciel ouvert de type sec ont été modélisés. Ce choix repose sur l'inadaptation locale des bassins de rétention en eau aux conditions hydrologiques observées, principalement, l'absence d'écoulement permanent suffisant dans les vallons des communes du littoral. De plus, l'emprise foncière excessive de ce type de bassin limite fortement les sites susceptibles de pouvoir les accueillir en milieu urbain dense.

L'analyse des coûts de réalisation des bassins de rétention à ciel ouvert porte sur des ouvrages de dimensions analogues à celles des bassins enterrés en béton, et ce, afin de pouvoir comparer les estimations.
Les résultats obtenus montrent que le coût du m^3 d'eau pluviale stockée est nettement inférieur à celui atteint avec des ouvrages de type bassins de rétention enterrés. Les prix les plus élevés correspondent aux ouvrages de dimension moyenne (500 m^3) et de profondeur importante (5 m). Les prix les plus faibles sont atteints pour les grands ouvrages de profondeur 5 m. L'écart des prix est compris entre 70 €/m^3 et 114 €/m^3. L'économie susceptible d'être réalisée est de l'ordre de 40%.

Tableau 45 : Economies d'échelle réalisées pour des bassins de rétention à ciel ouvert (sec) en fonction de leur taille et de leur profondeur.

Profondeur maximale autorisée	**Volume (m^3)**						
	500	**1 000**	**2 000**	**3 000**	**4 000**	**5 000**	**10 000**
Z = 5m	114 €/m^3	16%	26%	30%	33%	35%	38%
Z = 4m	106 €/m^3	13%	21%	24%	26%	28%	31%
Z = 3m	104 €/m^3	9%	15%	18%	20%	21%	23%
Z = 2m	112 €/m^3	6%	10%	11%	12%	13%	15%

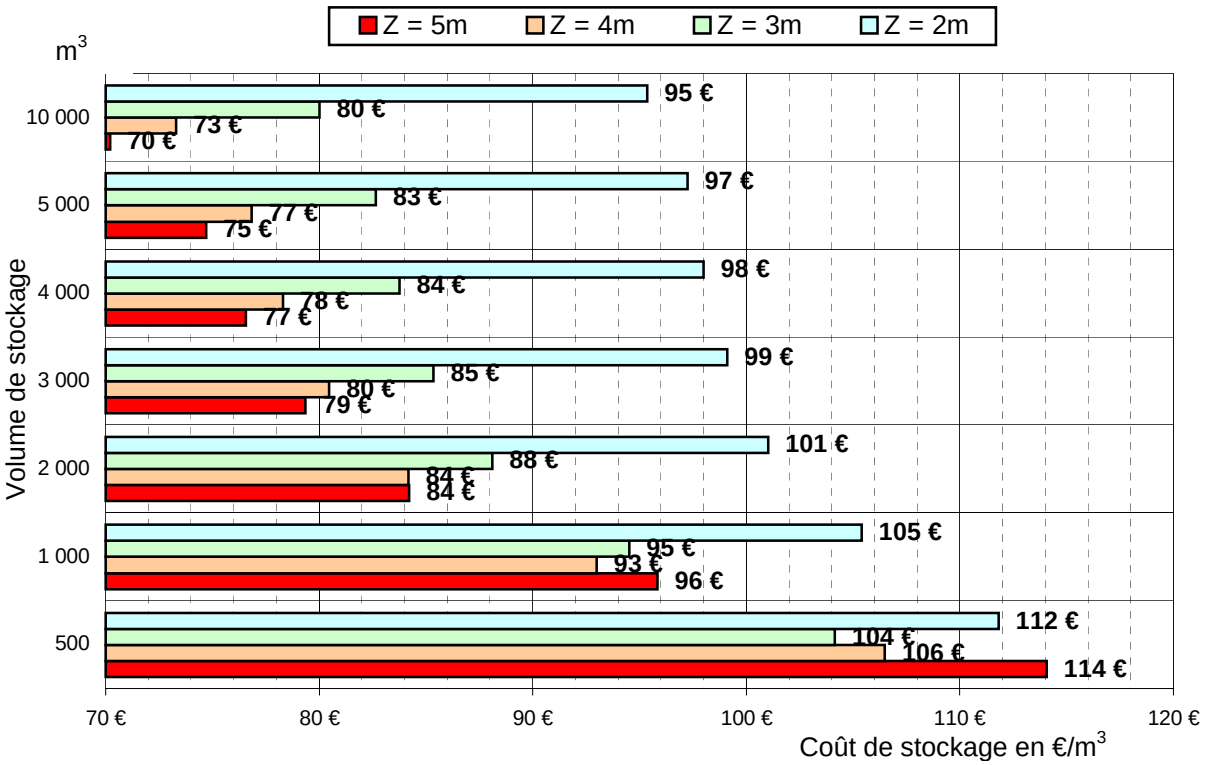


Figure 140 : Estimation de l'évolution du coût de stockage par m^3 d'eau pluviale en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée pour des bassins de rétention enterrés en béton.

Globalement, les coûts de réalisation diminuent avec la taille de l'ouvrage. Le développement vertical des bassins ne permet une économie que lorsque leur dimension est suffisante. Ainsi, les coûts de construction sont minimums pour V = 500 m^3 lorsque Z = 3 m et pour V = 10 000 m^3 lorsque Z = 5 m.

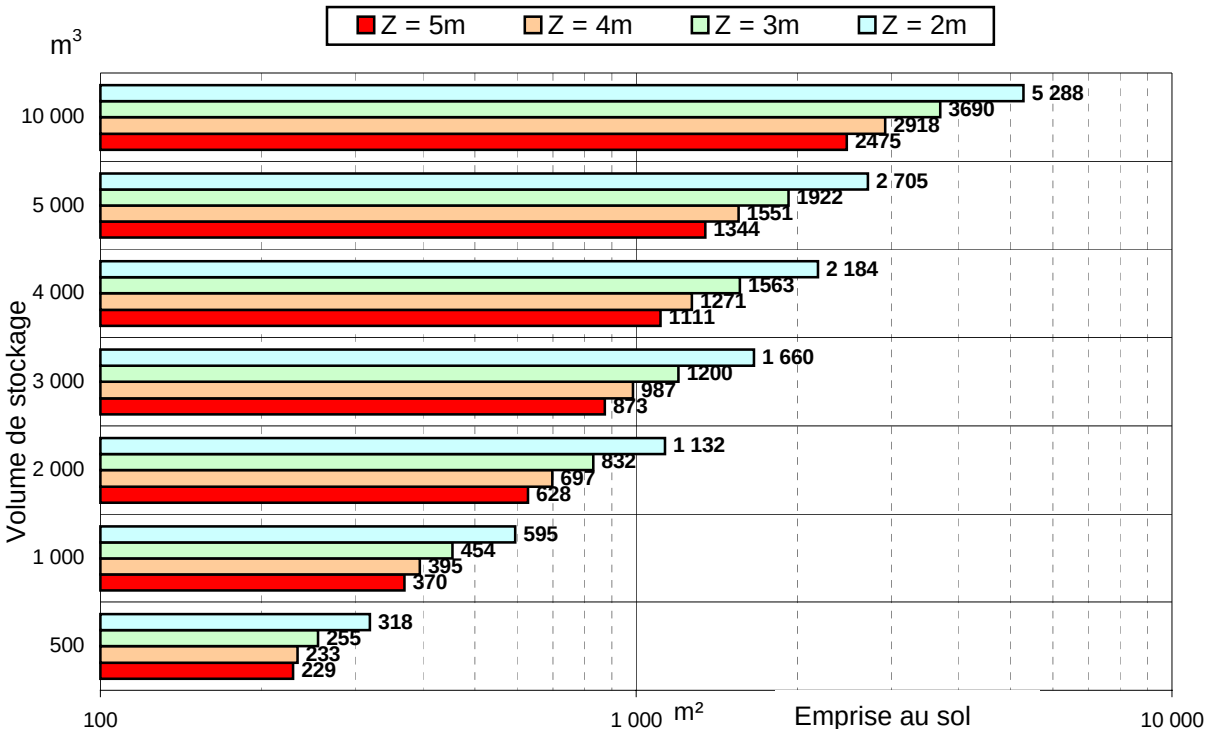


Figure 141 : Estimation de l'emprise foncière nécessaire à la réalisation des bassins de rétention à ciel ouvert, en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée.

L'emprise foncière des bassins à ciel ouvert croît avec la capacité de stockage, mais peut être compensée en partie par le développement vertical de l'ouvrage. La profondeur du bassin n'aboutit à une réduction relative de l'emprise foncière que lorsque le volume de stockage de ces ouvrages dépasse les 2 000 m³. Ainsi, pour un ouvrage de 500 m³ l'économie de surface possible en fonction de la profondeur est de 27,7%, mais atteint 53,2% pour un bassin de 10 000 m³.

2.1.3. Construction des réseaux des eaux pluviales.

La création d'un réseau ou son redimensionnement sont des opérations très coûteuses. Le prix de ces opérations varie selon plusieurs éléments : la longueur du réseau, la dimension des collecteurs et le site. Le site définit les contraintes d'accessibilité et impose les conditions de stockage. La topographie et la géologie des sols sont, plus que tout autre facteur, responsables de la variabilité des coûts.
Dresser une comparaison des coûts entre un réseau et un type de technique alternative est impossible en dehors des projets dans lesquels tous les paramètres techniques sont définis : pentes, types de sols, accessibilité, etc. Néanmoins, la connaissance des coûts de pose d'un réseau s'apparente aux coûts de raccordement des techniques alternatives, notamment les bassins de rétention. Les coûts de réalisation d'un réseau dépendent de trois facteurs distincts, mais interdépendants :

- Les types de canalisations employées ;
- Les contraintes mécaniques imposées à l'ouvrage ;
- Les caractéristiques de la topographie.

Les contraintes mécaniques regroupent l'ensemble des forces de pression (composantes horizontales), mais aussi les forces liées aux poids et charges (composantes verticales). La topographie définit en partie la capacité hydraulique des canalisations et la dimension de l'ouvrage (diamètre). Enfin, ces deux facteurs caractérisent le type de pose dont doit bénéficier le réseau afin d'assurer sa stabilité. Le choix du matériau constituant la canalisation résulte de l'adéquation entre le débit maximum à évacuer, les forces extérieures qui s'exercent sur les parois et les éléments de la topographie qui rendent le terrain plus ou moins difficile à aménager.

Le diamètre des canalisations est choisi en fonction des débits. Ce dernier est calculé à partir de l'application de la méthode superficielle de Caquot, préconisée par l'INST 77-284 qui permet d'obtenir la valeur du débit maximum. Le choix des matériaux employés est souvent le résultat du meilleur compromis entre les propriétés mécaniques et le coût. La valeur des canalisations est précisée en mètre linéaire pour des éléments dont la dimension tourne autour de 3 mètres de longueur. Quatre types de matériaux sont les plus fréquemment employés pour les collecteurs :

- Les canalisations en P.V.C. : leurs propriétés mécaniques ne sont pas suffisantes pour des ouvrages de grande dimension, mais leur coût est peu élevé et leurs propriétés hydrauliques sont supérieures aux autres produits. Elles sont fréquemment utilisées pour des diamètres nominaux inférieurs à 300 mm.
- Les canalisations en fonte : possèdent d'excellentes propriétés mécaniques et leur durée de vie est supérieure à tous les autres types. Malgré cette importante durée de vie, leur emploi reste moins fréquent que les autres types, plus économiques lors de l'investissement.
- Les canalisations en grès : correspondent à un produit intermédiaire positionné entre le P.V.C. et la fonte au niveau des coûts et des propriétés mécaniques. Malgré une gamme de diamètre plus importante, elles sont de moins en moins employées.
- Les canalisations en béton se subdivisent en deux catégories :
    - Les canalisations en béton : possèdent des propriétés mécaniques qui restent médiocres, mais leur coût, particulièrement faible, en font les types de canalisations les plus employées pour les diamètres nominaux inférieurs à 600 mm.
    - Les canalisations en béton armé : leur coût est proportionnellement bien plus élevé que celui des canalisations en béton simple, mais elles permettent d'atteindre des diamètres très importants et sont donc fréquemment utilisées.

Les tranchées sont définies par leur largeur, leur profondeur, le drainage qu'elles nécessitent et enfin par le lit de pose à réaliser en fonction du type de sol. La largeur des tranchées doit être suffisante afin d'une part de poser la canalisation, d'autre part de permettre la manipulation des canalisations pour réaliser la pose des joints d'étanchéité et effectuer convenablement le remblaiement. La distance entre les blindages et la canalisation doit être au moins égale au rayon de la canalisation. La facilité d'assemblage permet, en l'absence de blindage, de réduire la largeur de la tranchée et donc de diminuer les coûts liés aux fouilles et remblaiement.

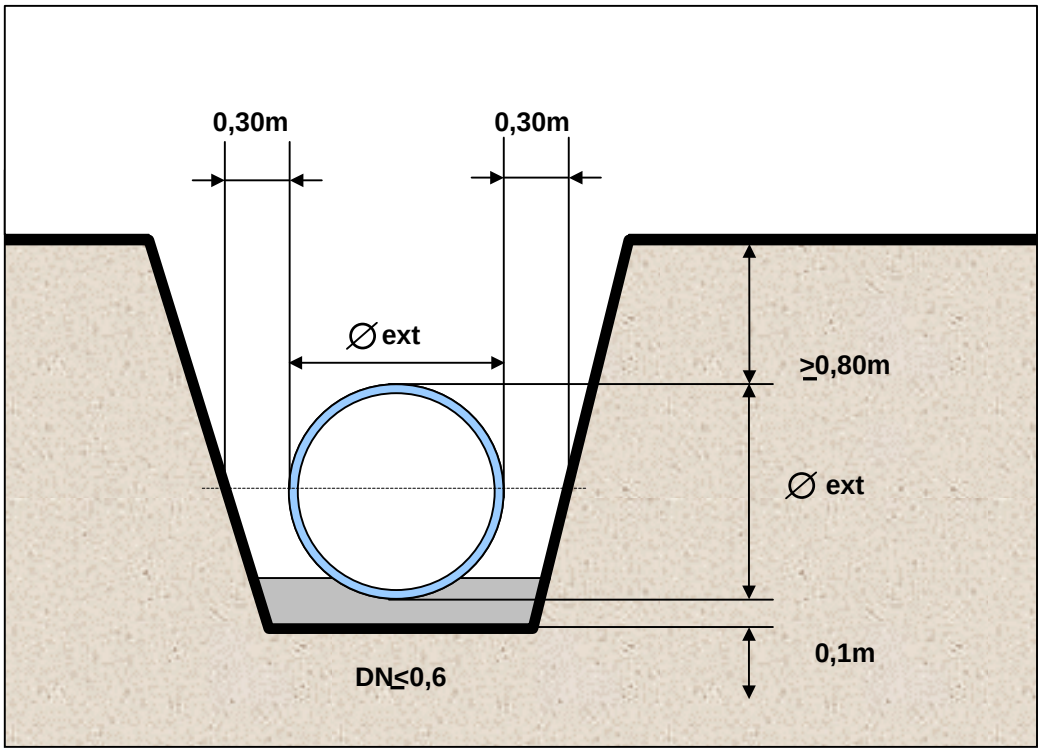


Figure 142 : Définition de la largeur et de la profondeur des tranchées en fonction du diamètre des canalisations [PONT-A-MOUSSON 1999].

La profondeur des tranchées est directement liée au diamètre des canalisations posées. Un recouvrement d'une hauteur minimale de 0,8 m est recommandé afin de limiter les contraintes mécaniques. Le fond des tranchées doit intégrer des niches pour accueillir les points de jonction des canalisations et maintenir de façon uniforme le linéaire. Les fouilles doivent être réalisées hors d'eau. Cette condition est indispensable au compactage des remblais et suppose donc un pompage permanent en cas d'infiltration.

La pose des canalisations des réseaux se décline essentiellement en 3 types, faisant appel à des traitements plus ou moins soignés (fig. 143) : la pose rustique, la pose standard et la pose dite soignée.

La pose rustique est la plus élémentaire, elle se réalise par le nivellement du fond des fouilles. L'exécution de l'assise et du remblai de protection se fait à partir de matériaux purgés de roches et légèrement damés (arc d'appui d'origine de 60°). Il s'agit donc d'une pose compactée, réalisée traditionnellement dans des sols composés d'argile à silex, d'éboulis, de moraines ou d'alluvions grossières avec des pourcentages de fines élevés. Le retrait des blindages des parois se fait après le remblaiement total de la tranchée.

La pose standard se caractérise par un arc d'appui de 90° avec un lit de pose de sable. L'exécution de l'assise et du remblai se fait à partir de matériaux purgés de roches et compactés jusqu'au sommet de la canalisation. C'est une pose dite compactée et contrôlée, traditionnellement employée pour des sols composés de sables et de graves silteux ou moyennement argileux. Le retrait des blindages se fait couche par couche, après compactage.

La pose dite soignée se compose d'un lit de pose de sables et de graviers, avec un arc d'appui de 120°, assuré par le compactage successif des différentes couches jusqu'à une hauteur de 10 cm au-dessus de la génératrice du tuyau. Cette pose correspond à une application compactée, contrôlée et vérifiée (Optimum Proctor Normal) dans un sol de sables et de graves propres ou légèrement silteux (éléments fins inférieurs à 50 mm). Le retrait des blindages s'effectue couche par couche, avant leur compactage.

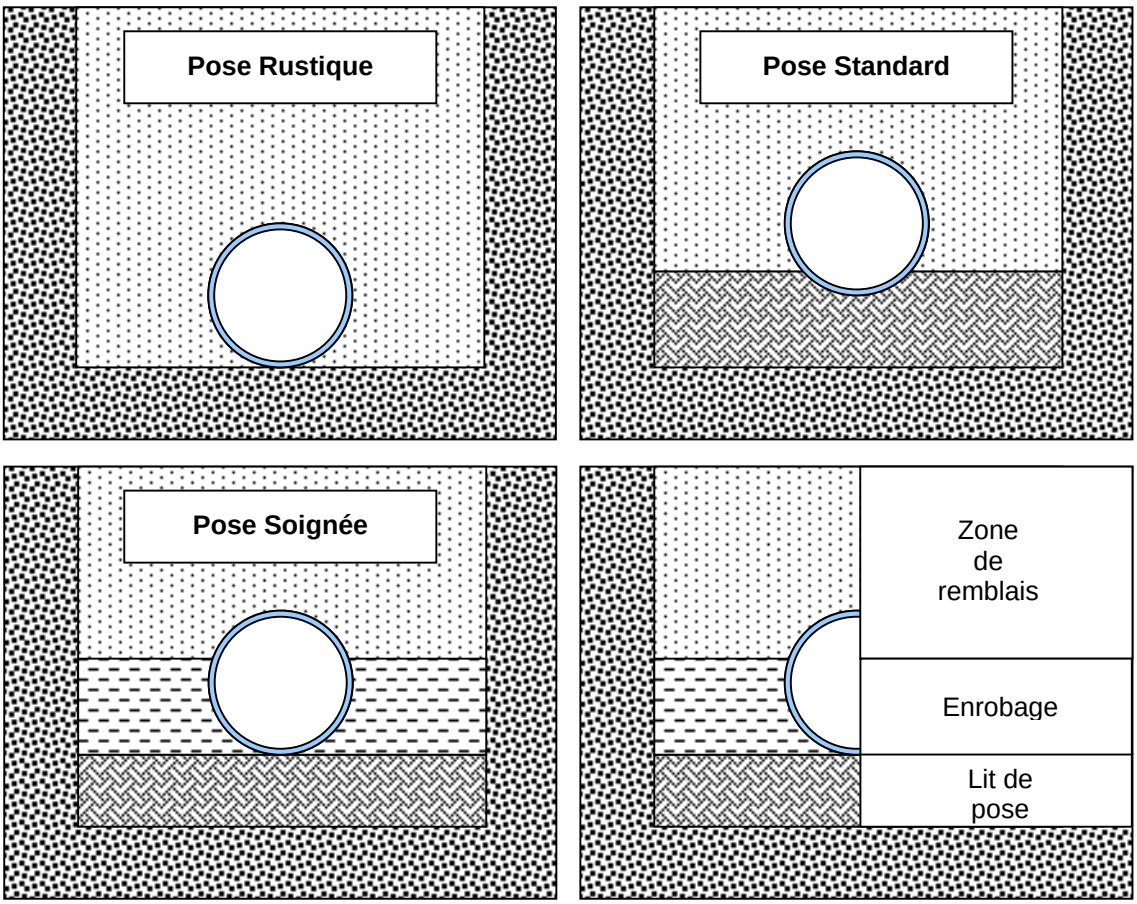


Figure 143 : Présentation des trois types de poses de canalisations les plus couramment employées [PONT-A-MOUSSON 1999].

La réalisation de la pose est directement définie par les propriétés du sol. Ainsi, pour les sols sans cohésion (grain < 20 mm, graviers fins ou sablonneux), la canalisation peut être posée directement sur les sols si ceux-ci ont été uniformisés. Pour les sols compactables et cohérents, la canalisation peut aussi être posée à même le sol avec un bourrage du sol permettant d'obtenir l'angle d'appui nécessaire. Pour les sols composés de gros graviers, la pose sur un lit de graviers tiré « in situ » est possible si leur grosseur reste inférieure au cinquième de la hauteur du lit de pose. Les sols hétérogènes lorsqu'ils ne peuvent fournir le matériel du lit de pose, doivent être accommodés d'un lit de pose en gravillons ou de sables tout venant d'une épaisseur de 10 cm.

Tableau 46 : Prix des canalisations par mètre linéaire (frais inclus, fouilles, terrassement, pose et compactage) [O.P.B. 2001].

Diamètre (mm)	Béton armé	Béton	PVC	Grès	Fonte	Coût/m	Matériaux
50					33,65 €	33,65 €	Fontes
60			9,30 €			9,30 €	PVC
70			14,03 €		42,51 €	14,03 €	PVC
80			10,67 €			10,67 €	PVC
90			15,70 €			15,70 €	PVC
100			19,21 €	22,41 €	52,84 €	19,21 €	PVC
125			20,28 €	24,85 €	70,03 €	20,28 €	PVC
150			26,22 €	27,44 €	87,49 €	26,22 €	PVC
200			33,08 €	40,51 €	141,75 €	33,08 €	PVC
250			34,76 €	58,24 €		34,76 €	PVC
300	62,15 €	51,49 €		73,64 €		51,49 €	Béton
400	83,72 €	64,15 €		119,87 €		64,15 €	Béton
500	111,71 €	86,04 €				86,04 €	Béton
600	146,57 €	109,15 €				109,15 €	Béton
700	188,72 €					188,72 €	Béton armé
800	222,79 €					222,79 €	Béton armé
900	281,87 €					281,87 €	Béton armé
1 000	320,27 €					320,27 €	Béton armé
1 100	375,39 €					375,39 €	Béton armé
1 200	410,44 €					410,44 €	Béton armé
1 400	520,58 €					520,58 €	Béton armé
1 500	577,97 €					577,97 €	Béton armé
1 600	634,49 €	Valeur modélisée				634,49 €	Béton armé
1 800	742,25 €	Valeur modélisée				742,25 €	Béton armé
2 000	863,27 €	Valeur modélisée				863,27 €	Béton armé
2 200	989,65 €	Valeur modélisée				989,65 €	Béton armé
2 400	1121,12 €	Valeur modélisée				1121,12 €	Béton armé
2 600	1257,43 €	Valeur modélisée				1257,43 €	Béton armé
2 800	1398,37 €	Valeur modélisée				1398,37 €	Béton armé
3 000	1543,74 €	Valeur modélisée				1543,74 €	Béton armé
3 200	1693,37 €	Valeur modélisée				1693,37 €	Béton armé
3 500	1925,49 €	Valeur modélisée				1925,49 €	Béton armé

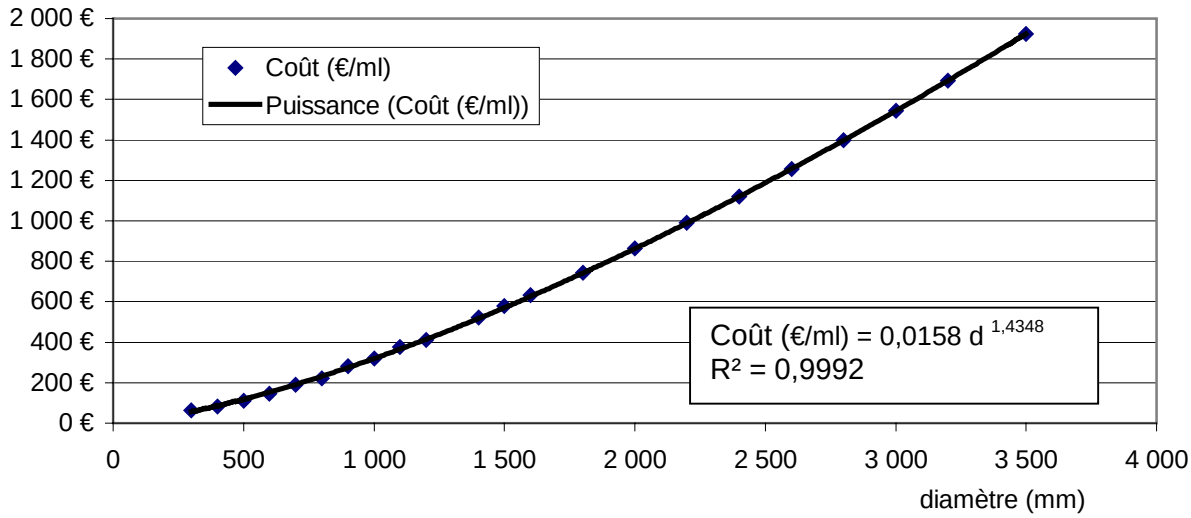


Figure 144 : Evolution des coûts des canalisations en béton en fonction du diamètre.

Le tableau 46 résume le coût par mètre linéaire des canalisations en fonction de leur diamètre et du type de matériau qui les composent. Ces estimations intègrent une valeur moyenne des coûts induits par les techniques de pose. Cette valeur comprend les coûts imputables aux fouilles, terrassement et lit de pose ainsi qu'au compactage des remblais.

Le prix des canalisations en béton armé, pour des diamètres allant de 1 800 mm à 3 500 mm, est approché par une fonction exponentielle d'équation : $y=0,016d^{1,435}$ avec d : diamètre de la canalisation.

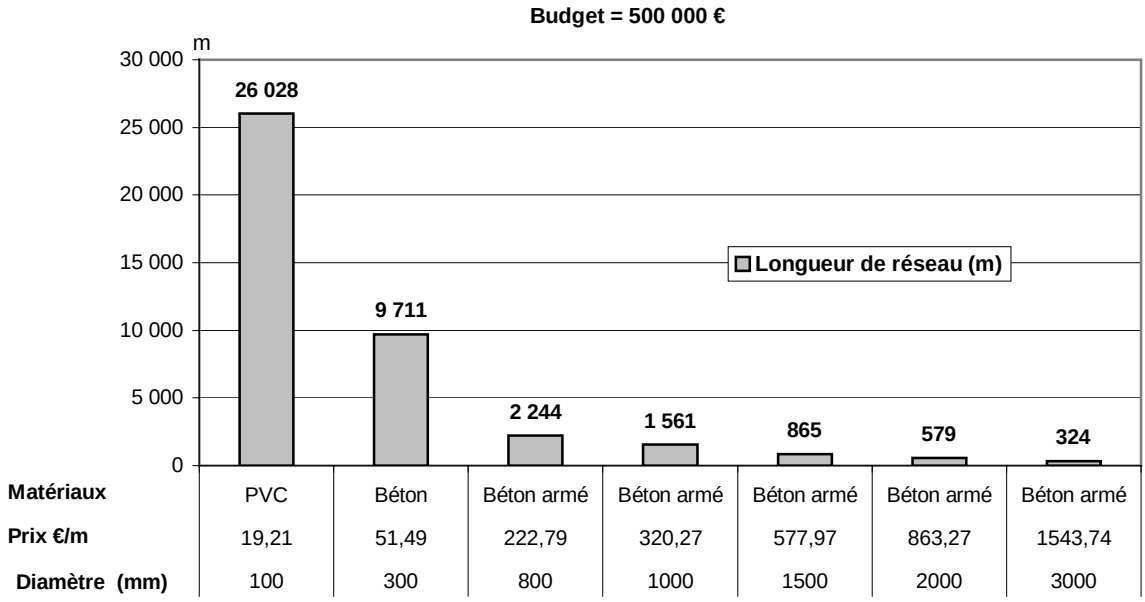


Figure 145 : Longueur de réseaux pouvant être réalisées en fonction du diamètre des canalisations avec un budget de 500 000 €.

Les résultats présentés dans la figure 145 montrent à quel point les coûts de réalisation d'un réseau sont élevés lorsque le diamètre des collecteurs est important. Ainsi, un budget de 500 000 € ne permet pas de réaliser 1 000 m linéaire de réseau lorsque le diamètre est égal ou supérieur à 1 500 mm. Or, le redimentionnement des réseaux intervient le plus souvent pour la pose de collecteur de grande capacité notamment lorsqu'il s'agit de prévenir les risques d'inondation.

Conclusion §2.1

Les estimations réalisées pour les bassins curatifs montrent clairement que les prix de revient des bassins de rétention enterrés en béton sont beaucoup plus élevés que ceux des bassins à ciel ouvert. Le rapport de prix varie entre 2 et 3 (fig. 146) en fonction de la profondeur autorisée. En d'autres termes, le budget nécessaire à la réalisation de 1 000 m^3 de stockage avec un bassin de rétention enterré permet de créer entre 2 000 m^3 et 3 000 m^3 de stockage avec un bassin à ciel ouvert. Ces écarts sont considérables, mais correspondent aux observations déjà réalisées sur le territoire national.

En terme d'emprise foncière, les bassins à ciel ouvert sont plus pénalisants, mais l'écart avec les bassins enterrés en béton tend à se réduire pour les ouvrages de grande capacité de stockage (fig. 146). En effet, les rapports maximaux entre les emprises foncières passent de 107% pour des ouvrages de 500 m^3 à 21% pour des ouvrages de 10 000 m^3 .

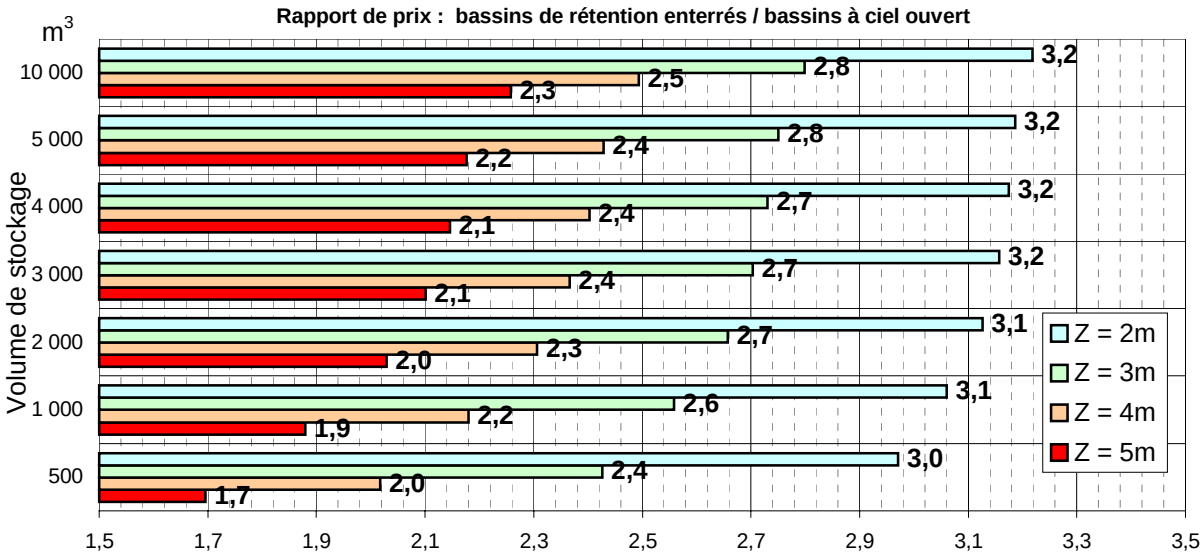


Figure 146 : Rapport de prix entre les bassins de rétention enterrés et les bassins à ciel ouvert (fonction de la dimension du projet et de la profondeur maximale autorisée).

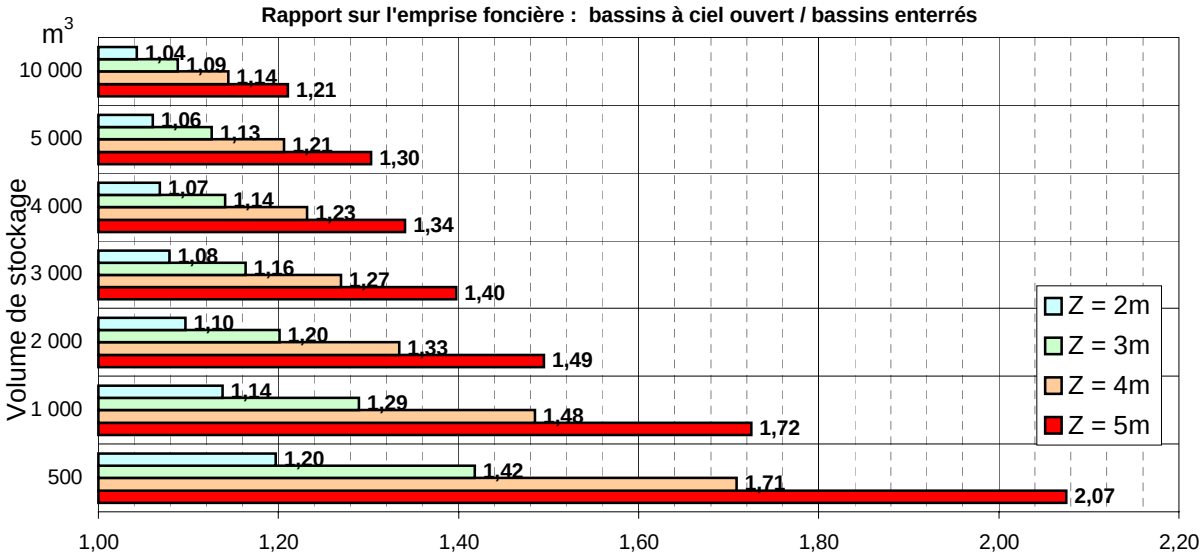


Figure 147 : Rapport entre l'emprise foncière des bassins de rétention à ciel ouvert et celle des bassins de rétention enterrés (fonction de la dimension du projet et de la profondeur maximale autorisée).

2.2. Postes de dépense des différentes techniques alternatives préventives.

La connaissance du coût exact des techniques alternatives préventives se heurte aux mêmes difficultés que celles rencontrées avec les techniques curatives et en particulier à l'absence de données économiques. A cette difficulté, viennent s'en ajouter deux autres qui rendent ce travail encore plus délicat :

- La diversité des types de techniques ;
- La part plus importante des éléments techniques par rapport aux coûts totaux.

La méthode usitée avec les techniques alternatives curatives permet de prendre en compte la dimension et la géométrie des ouvrages. Dans le cas des techniques préventives, la principale interrogation porte aussi sur l'importance des économies d'échelle. Une réponse à ce sujet permettrait peut être de préciser le bien fondé ou non de la réalisation quasi-systématique de ces ouvrages pour tout nouveau projet d'urbanisme. Dans la pratique, les informations fournies par la Mairie d'Antibes ont montré que la dimension des ouvrages réalisés à l'échelle de la parcelle varie de 10 m^3 à plus de 2 000 m^3. La prédominance avérée des bassins de rétention enterrés comme solution technique rend cette méthode attractive au moins sur trois points :

- Préciser si les économies d'échelle interviennent pour des ouvrages dont la capacité est comprise entre 10 m^3 et 200 m^3 ;
- Confronter les différentes techniques alternatives en fonction de leur coût ;
- Comparer le coût de stockage des mesures préventives et curatives afin de voir les avantages que pourraient trouver investisseurs privés et pouvoirs publics à cofinancer la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales.

2.2.1. Bassins de rétention enterrés.

La dimension, le niveau de technicité et la qualité de réalisation de ces bassins sont très hétérogènes. Le large éventail de dimensions, avec de nombreuses techniques de construction, donne des coûts de réalisation très disparates. Les postes de dépense des fouilles et terrassement ne diffèrent pas réellement de ceux des bassins de rétention curatifs déjà présentés. Par contre, les coûts liés au gros œuvre peuvent être très différents.

Le volume de stockage total de l'ouvrage peut être retenu comme l'élément déterminant les techniques de réalisation. Paradoxalement, si les coûts totaux sont bien inférieurs pour les ouvrages de petite dimension, leurs coûts ramenés au mètre cube de stockage sont plus élevés. Cette décroissance relative des coûts est liée au passage progressif d'un traitement manuel à un traitement mécanique des opérations sur les chantiers. Ces économies d'échelle sont assez importantes pour permettre des gains proches de 50% entre des structures de 10 m^3 et de 200 m^3.

Le calcul de ces coûts de construction n'intègre pas la valeur de l'emprise foncière. En effet, rien n'indique que l'usage du terrain soit perdu avec des ouvrages enterrés. L'occupation du tréfonds est quant à lui difficile à prendre en compte et ne peut être raisonnablement estimé. Sans l'intégration du foncier, le prix du m^3 de stockage, des ouvrages préventifs reste supérieur à celui des bassins curatifs.
Pour les ouvrages préventifs réalisés à l'échelle de la parcelle, les coûts de stockage varient de 750 €/m^3 pour des petits bassins de 10 m^3 à moins de 400 €/m^3 pour des ouvrages de plus de 60 m^3.

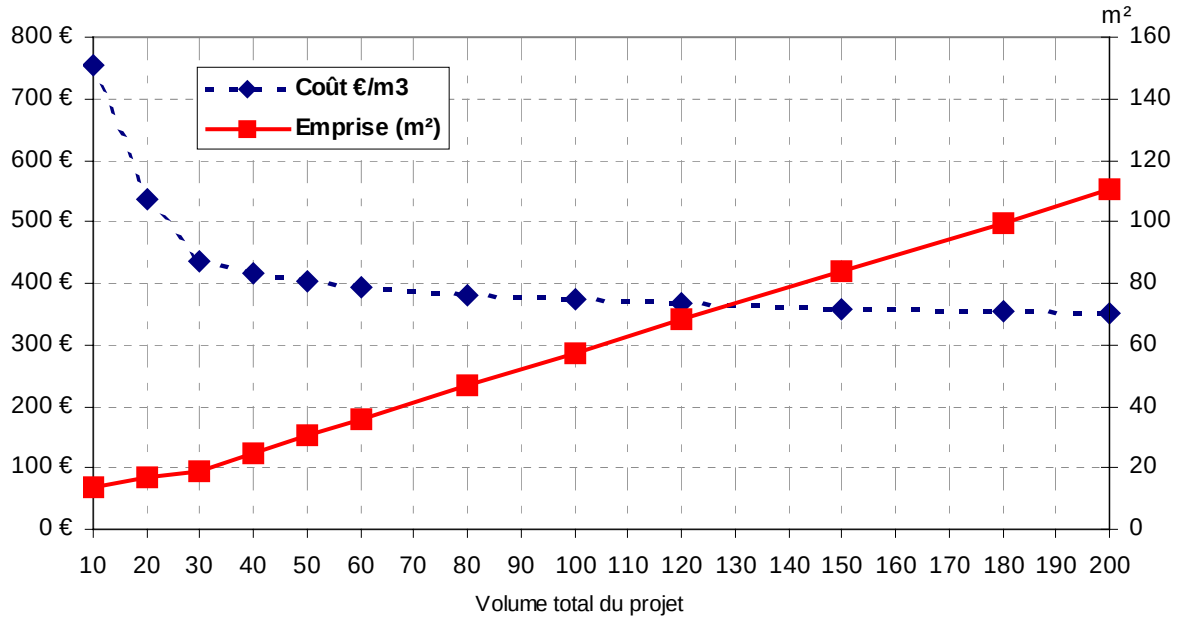
Tableau 47 : Prix des postes de dépense des travaux de gros œuvre pour les bassins de rétention réalisés à l'échelle de la parcelle [O.P.B. 2001].

Gros œuvre des volumes de stockage des bassins de rétention enterrés				
Dimension	10 m^3<BR<50 m^3	Coûts	50 m^3<BR<200 m^3	Coûts
Fouilles				
Manuelles	Moins de 3 jours de fouilles m^3	115,74 €		
Mécaniques			3 jours de location minimum m^3	35,18 €
Terrassement				
Compactage	Prix moyen m²	1,11 €	Prix moyen m²	1,11 €
Béton				
Fondations	Béton de propreté m^3	189,4 €	Béton de propreté m^3	189,40 €
Coffrage			Coffrage de poutres m²	60,61 €
			Coffrage de poteaux isolés m²	59,27 €
	Coffrage de planchers m²	1,92 €	Coffrage de planchers m²	1,92 €
			Coffrage de murs m²	41,93 €
	Coffrage de fondations m²	49,52 €	Coffrage de fondations m²	49,52 €
Murs			Murs béton banché m²	77,57 €
Maçonnerie				
Murs	Briques m²	78.49 €		
	Béton de gravier m^3	156,00 €		

Tableau 48 : Tableau des coûts de construction des bassins de rétention enterrés en béton réalisés à l'échelle de la parcelle (coût de l'emprise foncière supposé nul).

Volume (m^3)	**Emprise (m²)**	**Coût (€)**	**Profondeur (m)**	**Coût (€/m^3)**	**Economie (%/m^3)**
10	13	7 536	1	754	
20	17	10 741	1,5	537	-28,7%
30	19	13 028	2	434	-19,1%
40	25	16 639	2	416	-4,2%
50	30	20 176	2	404	-3%
60	36	23 662	2	394	-2,3%
80	47	30 523	2	382	-1,6%
100	57	37 281	2	373	-1,1%
120	68	43 966	2	366	-0,9%
150	84	53 892	2	359	-0,6%
180	100	63 728	2	354	-0,5%
200	110	70 246	2	351	-0,4%

Les estimations de prix portent sur des ouvrages dont la profondeur est fixée à 2 m. Cette profondeur correspond aux observations réalisées sur le terrain et s'explique par l'évacuation gravitaire des eaux stockées dans les réseaux. La réduction du coût moyen de stockage est, dans ce cas, uniquement due aux économies d'échelle. Le coût moyen de stockage tend à diminuer en fonction de la taille du bassin. Les coûts se réduisent fortement pour des bassins de petite taille : -28,7% entre des bassins de 10 m^3 et de 20 m^3. Par contre, leur dégression est plus faible au-delà de 50 m^3.



Coût de l'emprise foncière des ouvrages supposé nul.
Bassin de 10 m^3 : profondeur 1 m, bassin de 20 m^3 : 1,5 m, bassin > 20 m^3 : 2 m.

Figure 148 : Evolution du coût de stockage des eaux pluviales et de la surface nécessaire pour des bassins de rétention enterrés en béton réalisés à l'échelle de la parcelle.

Dans la pratique, les bassins de rétention enterrés apparaissent encore comme des solutions adaptées car elles ne pénalisent pas foncièrement les propriétaires, mais les coûts de réalisation restent particulièrement élevés. Les coûts de construction décroissent fortement entre 10 m^3et 30 m^3 (environ -45%). Pour des volumes de stockage compris entre 50 m^3et 200 m^3, les économies d'échelle évoluent plus lentement (-15%).
Certaines économies d'échelle semblent donc facilement réalisables pour ce type d'ouvrage. Malheureusement, il n'est pas possible d'étendre, dans le contexte réglementaire actuel, les surfaces contributives des structures préventives et donc d'assurer un volume de stockage minimal.

2.2.2. Procédés de stockage alimentés par infiltration et drainage.

Peu développées dans les communes du département des Alpes-Maritimes, les procédés de stockage alimentés par infiltration et drainage possèdent pourtant des avantages indéniables. Ils permettent un stockage des eaux de pluie dans le sol et lorsque les conditions géologiques sont favorables, l'infiltration des eaux dans des horizons perméables. L'infiltration évite alors le raccordement de ces structures aux réseaux.

La mise en œuvre de ces techniques est simple puisque dans l'absolu, il s'agit de créer sur une surface donnée un volume dans le sol qui sera comblé dans sa partie supérieure par un matériau filtrant, puis par un matériau de stockage dont la proportion de vide permet le stockage de l'eau. La pose d'un géotextile perméable, semi-perméable ou imperméable permet de réguler l'évacuation de l'eau soit par infiltration dans les sols, soit dans un drain qui raccorde l'ouvrage à un réseau.

Pour les puits d'infiltration, les coûts de réalisation sont faibles car leur élaboration suppose uniquement l'aménagement d'une structure temporaire de transit des eaux vers des horizons perméables. Cette structure est composée de graviers et de concassés. Les coûts sont de l'ordre de 6 €/m².

La réalisation de tranchées ou fossés drainants est plus complexe et nécessite un organigramme de chantier précis (fig. 149).

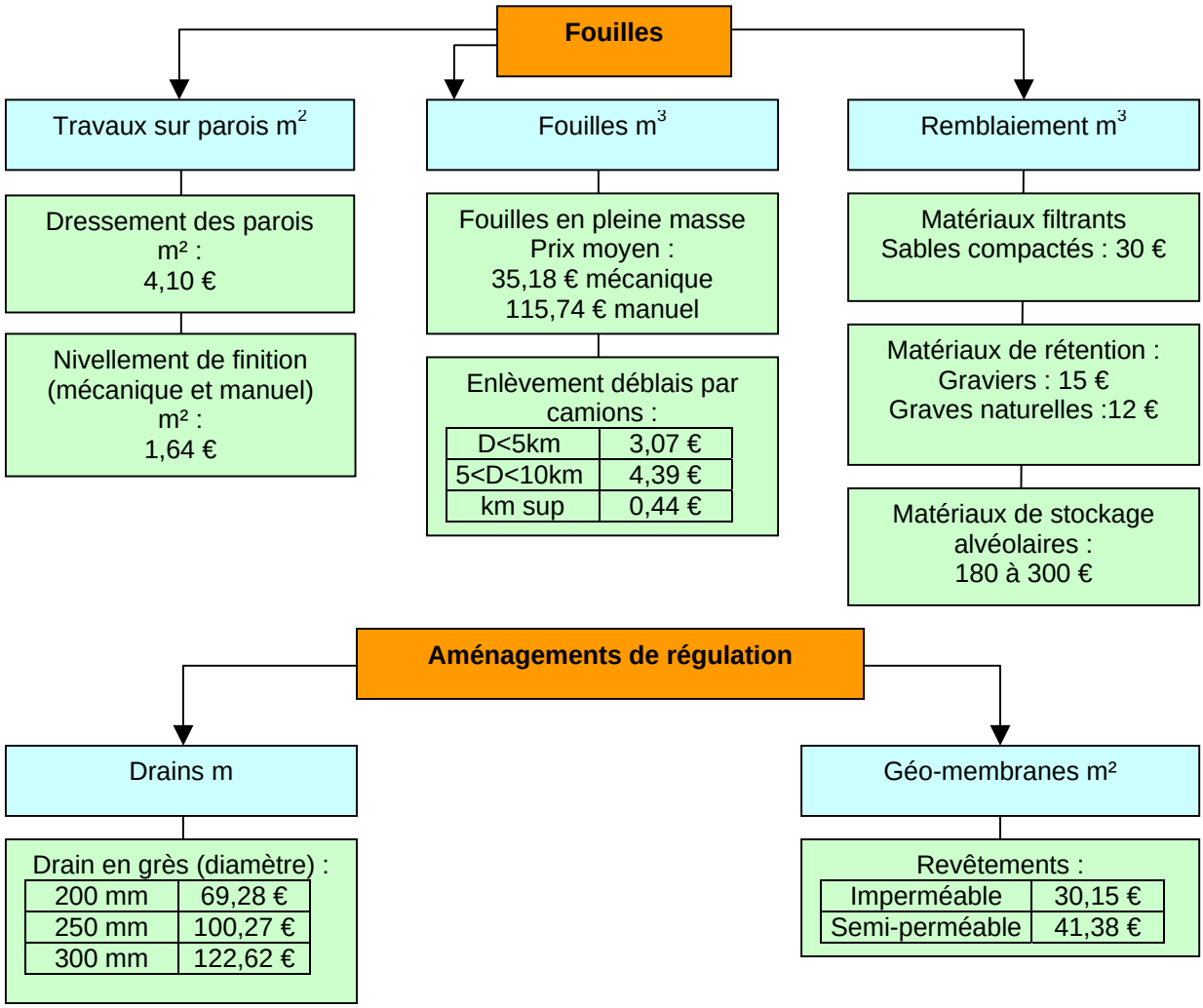


Figure 149 : Estimation des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles et de terrassement intégrés aux calculs des coûts de construction pour des tranchées, fossés drainant et structures de stockage poreuses.

La composition des matériaux constituant le corps de l'horizon de stockage influe fortement sur les coûts. La proportion de vide des matériaux définit le volume alloué au stockage et donc aussi celui des fouilles. Ainsi, pour un volume équivalent de 200 m^3 d'eau pluviale traitée, 220 m^3 seront nécessaires pour une structure alvéolaire à 90% de vide, plus de 570 m^3 pour une structure composée de matériaux à 35% de vide et 800 m^3 si les matériaux employés offrent 25% de vide.

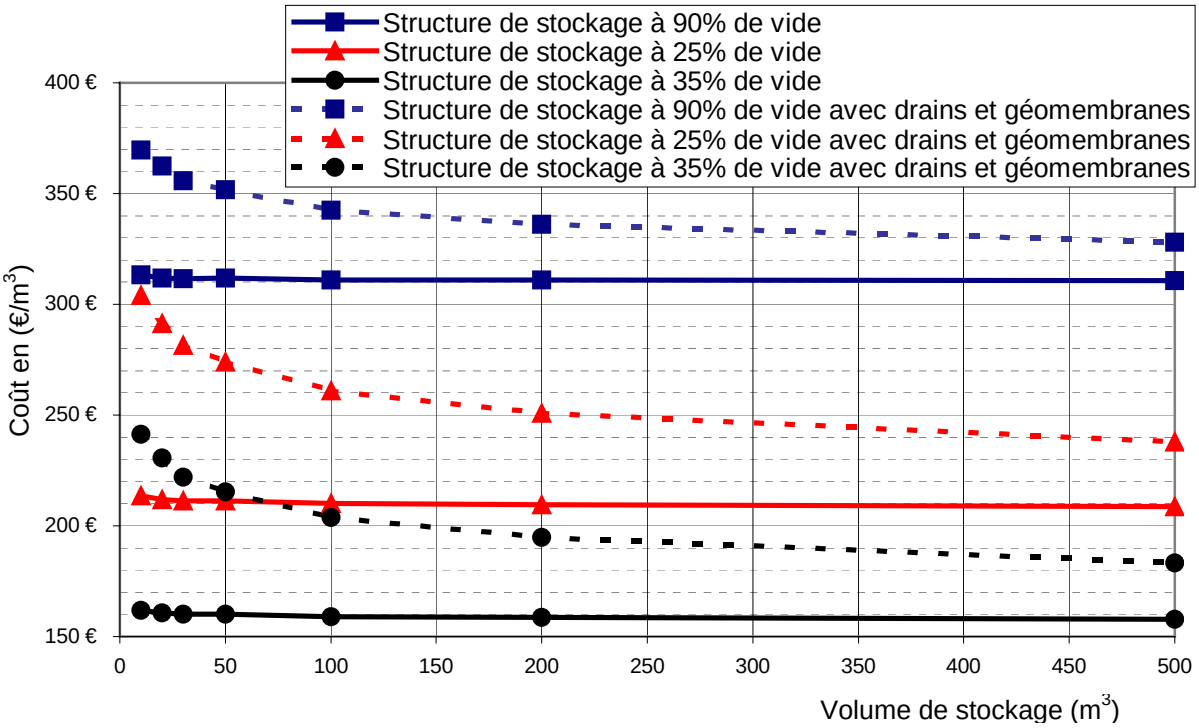


Figure 150 : Evolution du coût du traitement des eaux pluviales en fonction du volume total du projet (technique : chaussées drainantes).

Le coût moyen du m^3 d'eau pluviale traité, avec des matériaux à 35%, de vide est sensiblement inférieur à 160 €. Le même équipement raccordé au réseau par un drain en grès et équipé de géomembranes (perméables et semi-perméables) reste inférieur à 200 €/m^3 traités.

2.2.3. Chaussées poreuses et structures de stockage.

Les chaussées poreuses permettent d'utiliser des espaces imperméabilisés traditionnellement inexploités afin de stocker les eaux pluviales. Les chaussées poreuses améliorent de manière sensible les conditions de roulement (aquaplaning) et diminuent aussi les bruits. Le coût de stockage correspond en fait à la différence de prix entre une route traditionnelle et une route équipée pour drainer les eaux de pluie. En effet, ces aménagements sont essentiellement développés pour les axes autoroutiers afin d'augmenter le confort et la sécurité routière.

D'un point de vue technique, une chaussée poreuse se décompose en deux parties. La première constitue le revêtement de la bande de roulement. Cet enrobé doit être perméable afin que les eaux de pluie puissent s'infiltrer. La seconde partie est une structure de stockage constituée de matériaux avec une proportion de vide plus ou moins importante. La proportion de vide est fonction du volume d'eau de pluie à stocker, mais aussi des contraintes mécaniques de roulement qui s'exercent sur l'ouvrage.

Les coûts d'une chaussée poreuse sont environ 10% supérieurs à ceux d'une chaussée normale. Le surcoût dépend essentiellement de l'épaisseur de l'enrobé drainant. Cette épaisseur est fonction de l'intensité et de la charge du trafic supportées par l'enrobé.

L'épaisseur peut aussi être calculée en fonction des améliorations voulant être apportées aux conditions sonores. Le gain en terme de gène sonore croît avec l'augmentation de l'épaisseur de l'enrobé.
La dimension de la structure de stockage est un compromis entre les contraintes mécaniques imposées par le trafic et l'optimisation du pourcentage de vide utile. L'épaisseur totale des structures de stockage ne peut dépasser 50 cm [CERTU 1999]. Le choix des matériaux est défini par les contraintes du trafic et régule la capacité de stockage pouvant être réalisée au m².

Tableau 49 : Classification des chaussées urbaines en fonction de la densité et de l'intensité du trafic supportées par les voies [CERTU 1999].

Nature de la voie		MJA-PL/J	CAM	R%	T %	Capacité de stockage m²	NE sur 10 ans	NE sur 15 ans	NE sur 20 ans
A	Parkings et voies de lotissement Rues piétonnes et voies de desserte Voies de desserte intra-muros	12	0.1	25	1	0,15 m^3	4 600	7 000	9 600
B	Voies de distribution locales Voies à trafic principal intra-muros Voies de distribution principales	100	0.2	25	1	0,05 m^3	76 500	116 000	161 000
C	Dessertes ZI voies TC chargées	5 000	0.5	5	1	0,06 m^3	960 000	1 500 000	2 100 000

MJA : moyenne journalière annuelle.
PL/J : Poids Lourds (P>3,5T) Journaliers
CAM : coefficient d'agressivité moyen (fonction de trafic et de la nature du matériau de l'enrobé).
NE : nombre équivalent essieux.
R% : risque inhérent aux erreurs de calcul.
T% : taux moyen d'accroissement annuel du trafic.

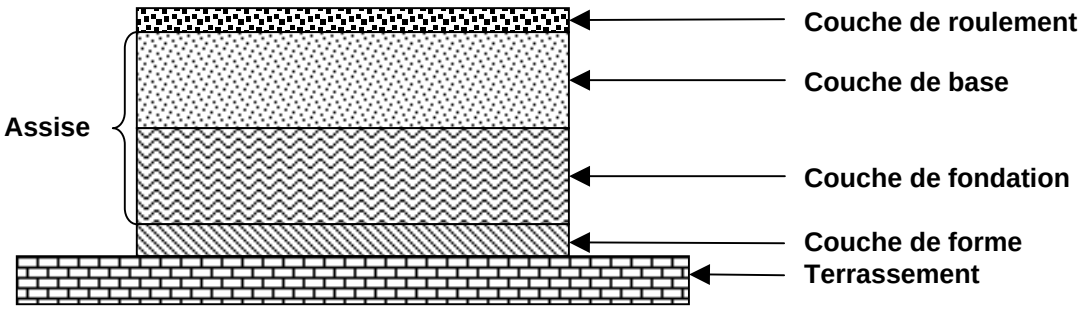


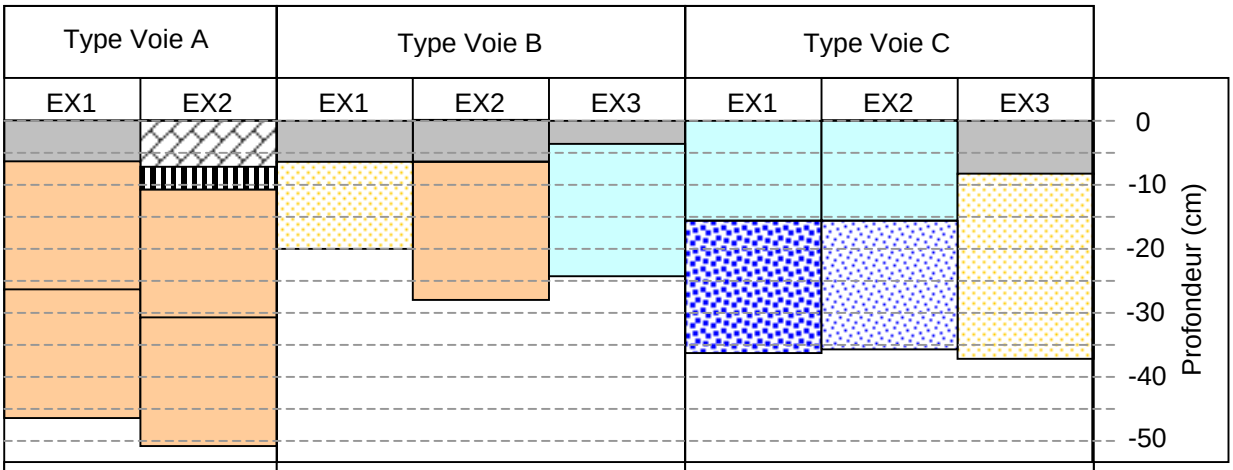
Figure 151 : Composition verticale des chaussées traditionnelles et poreuses.

La chaussée poreuse et ses structures de stockage n'occasionnent pas de volume supplémentaire pour les fouilles. La taille réduite de la hauteur maximale des structures de stockage en est responsable. Les coûts supplémentaires se situent dans l'emploi de matériaux aux performances mécaniques élevées. Le fort pourcentage de volume utile au stockage est obtenu après traitement et enlèvement des fines et sables succeptibles de bloquer le processus de drainage. Les surcoûts, pour ces types de produits, sont de l'ordre de 15% par rapport aux matériaux d'origine (granulats et concassés bien calibrés, bonne résistance au polissage pour les constituants d'enrobés, maxalge très homogène des mélanges, bon dosage en liant et en eau pour les ciments).

Tableau 50 : Estimations des coûts de réalisation des types de chaussées drainantes stockantes pouvant être adaptés aux différentes conditions du trafic intra-urbain.

	Exemple	Coût m²/€	Epaisseur en cm	Surcoût/chaussée standard	Volume de stockage m^3/m^2	Coût réel du m^3 de stockage (Coûts-coût standard)
Type Voie A	Ex 1	79,62 €	0,56	29%	0,1150	153,83 €
	Ex 2	97,12 €	0,61	57%	0,1076	327,04 €
Type Voie B	Ex 1	72,45 €	0,30	17%	0,0440	239,09 €
	Ex 2	68,33 €	0,38	10%	0,0640	100,00 €
	Ex 3	66,15 €	0,36	7%	0,0495	85,25 €
Type Voie C	Ex 1	68,94 €	0,46	11%	0,0530	132,26 €
	Ex 2	66,38 €	0,46	7%	0,0520	85,58 €
	Ex 3	107,61 €	0,48	74%	0,0468	976,07 €
Voirie standard		61,93 €	0,56	-	-	-

Prix estimé pour une route de 10 mètres de large, avec un drain de 200 mm de diamètre et une couche de sable anti-concomitant de 10 cm d'épaisseur.



Type Voie A	Type Voie B	Type Voie C
EX1 : BBDr , 6cm GNTP , 20cm GNTP , 20cm	**EX1 :** BBDr , 6cm GPB , 14cm	**EX1 :** BCP1 , 16cm BCP3 , 21cm
EX2 : GPB , 8cm Lit de pose : 3cm GNTP , 20cm GNTP . 20cm	**EX2 :** BBDr , 6cm GNTP , 22cm	**EX2 :** BCP1 , 16cm BCP2 , 20cm
	EX3 : BBDr , 4cm BCP1 , 21cm	**EX3 :** BBDr , 8cm GPB , 29cm

BCP : Béton Ciment Poreux. BBDr : Béton Bitumeux Drainant.
GNTP : Grave Non Traité Poreuse GBP : Grave Bitume Poreuse

Figure 152 : Exemple de chaussées poreuses en fonction des catégories A, B et C [CERTU 1999].

Deux autres éléments spécifiques viennent ajouter un surcoût par rapport aux chaussées traditionnelles. Le premier est l'usage de géomembranes et géotextiles. L'emploi de ces matériaux limite les risques de pollution par infiltration. Ces filtres agissent au niveau des fines, des hydrocarbures ou encore des métaux lourds. Ces différents éléments peuvent en effet être transportés dans les horizons inférieurs de la structure, par les eaux qui lessivent les chaussées. Le second est la mise en place d'un système de drainage et de

raccordement à un réseau lorsque l'infiltration n'est pas possible. Le réseau de drainage est souvent composé de canalisations en grès poreux raccordées au réseau d'évacuation.

Le tableau 50 donne les estimations de prix des différentes techniques de chaussées drainantes pouvant être réalisées et permettant de s'adapter aux différentes conditions imposées par le trafic. La capacité de stockage des eaux pluviales est dans l'ensemble faible. En effet, les surfaces de voirie nécessaires pour stocker 1 m^3 d'eau varient de 8,5 m^2 à plus de 20 m^2. Les coûts de stockage diffèrent (de 85 à 976 € le m^3) selon les techniques employées. Les propriétés attribuées à la bande de roulement (drainage, aquaplaning, amortissement des bruits) constituent le principal facteur d'augmentation des prix. Les coûts moyens peuvent être admis à 240 €/m^3 pour les voies de faible trafic, 140 €/m^3 pour les voies à trafic moyennement dense et à 110 €/m^3 pour les voies à trafic très dense (sans compter les prix de l'exemple 3).

2.2.4. Toits stockant.

Le principe de stockage sur toit permet une interception initiale des eaux de pluie. La conception de ces structures repose sur la création d'une hauteur de retenue sur les toits. Le stockage des eaux sur un toit nécessite la pose d'un imperméable de grande qualité afin de limiter les risques d'infiltration et de ne pas exposer les propriétaires à des dégâts des eaux. Un lit de graviers afin de constituer le corps de stockage des eaux permet de réguler les débits. Cette couche protége l'imperméable et pare au problème des eaux stagnantes.
La capacité de stockage de ces structures est limitée par leur surface d'application, mais aussi par la hauteur d'eau pouvant être stockée (celle-ci est bien sur limitée par les intensités de pluie).

Tableau 51 : Estimation des coûts de réalisation d'une structure de stockage sur toiture.

Eléments du dispositif de stockage sur toit des eaux pluviales	**Précisions**	**Prix**	**Unités**
Acrotère	Surélévation 20 cm	15,08 €	m
Protection lourde	5 cm gravier (20% vide)	4,74 €	m²
Etanchéité	ECA Bitume Bac acier, feutre Enduit d'application a froid	12,79 €	m²
Isolant	Polyuréthane 80 mm	34,17 €	m²
	Polystyrène 80 mm	31,22 €	
Film pare vapeur	Enduit d'application à chaud Feutre bitume Polyuréthane 60 mm	35,02 €	m²
Coût total du traitement		117,94 €+ x% Acrotère	m²

Le tableau 51 précise les coûts des différents éléments constitutifs d'une structure de stockage sur toiture. Le coût moyen de traitement est de l'ordre de 120 à 130 € par m². Il est difficile de donner une estimation du coût de stockage d'1m^3 d'eau pluviale par ces structures car la probabilité de remplissage est seulement fonction de l'intensité des averses (de l'ordre de 600 € /m^3 avec une surverse placée à 20 cm au dessus du niveau du toit).

Dans la réalité, les conditions d'étanchéité, appliquées avec ou sans structure de stockage, impliquent des coûts presque similaires. La mise en place d'une protection lourde (gravier) s'avère être le seul élément indispensable au stockage de l'eau et ce dans le but de ralentir le processus d'évacuation des eaux et d'éviter la présence de nappe sur le toit. Le coût de traitement des eaux pluviales en toiture se situe donc entre 4 € et 5 € par m². Ce qui porte le coût de stockage à 25 € et 30 € le m^3 selon la hauteur de retenue.

Conclusion §2.2

L'estimation des coûts de stockage des différentes techniques alternatives montre des écarts de prix importants (tab. 52 et fig. 153). La solution technique la plus pertinente n'est pas forcément la moins chère et les mesures qui permettent de s'adapter aux contraintes, sont que rarement favorables aux économies. La généralisation des bassins de rétention enterrés en béton pour le stockage des eaux pluviales à l'échelle de la parcelle résulte de la combinaison de deux facteurs :

- *Une faible emprise foncière pour un volume de stockage conséquent ;*
- *Une meilleure connaissance de la part des architectes et des maîtres d'ouvrage de ce type d'ouvrage.*

En terme de coûts, les techniques de stockage sur toiture sont de loin les moins coûteuses. Mais dans la pratique, ces structures doivent être accompagnées de techniques de rétention qui collectent les eaux de ruissellement produites au niveau du sol. De fait, les aménageurs préfèrent généralement ne créer qu'une seule structure qui collecte directement les eaux provenant des toits et des sols.

Tableau 52 : Récapitulatif des coûts de stockage pour les principales techniques alternatives pouvant être réalisées à l'échelle de la parcelle.

	Projet 50 m^3		**Projet 100 m^3**		**Projet 200 m^3**	
Techniques Préventives	**Coût**	**Emprise au sol**	**Coût**	**Emprise au sol**	**Coût**	**Emprise au sol**
Bassin de rétention enterré en béton						
	459 €/m^3	45 m²	430 €/m^3	76 m²	379 €/m^3	133 m²
Stockage avec drainage et étanchéité						
Porosité						
25%	352 €/m^3	100 m²	343 €/m^3	200 m²	336 €/m^3	400 m²
35%	274 €/m^3	71,5 m²	261 €/m^3	143 m²	251 €/m^3	286 m²
90%	215 €/m^3	28 m²	204 €/m^3	56 m²	195 €/m^3	112 m²
Stockage et infiltrations directes						
Porosité						
25%	160 €/m^3					
35%	211 €/m^3					
90%	312 €/m^3					
Stockage par chaussées poreuses						
Coûts de réalisation	**Surcoût de l'ouvrage**					
153 €/m^3	Inconnu					
Stockage en toitures						
Coûts de réalisation	**Surcoût de l'ouvrage**					
600 €/m^3	28 €/m^3					

La mise en œuvre de chaussées poreuses est délicate d'un point de vue opérationnel. Les volumes de stockage à réaliser sont bien souvent supérieurs aux capacités de stockage pouvant être mises en œuvre avec ces techniques (application à l'échelle de la parcelle). Le niveau de technicité important que requièrent ces chaussées, rend difficile leur réalisation pour de petites dimensions. Pour des projets plus importants, comme des lotissements ou certain projet du domaine public, la mise en œuvre de ces techniques se heurte à l'espace disponible et à la fréquence élevée des travaux susceptibles de les endommager. En milieu urbain, la pression de plus en plus forte exercée par les réseaux enterrés (E.D.F., G.D.F., Télécom, etc) augmente l'attrait pour le contrôle des tréfonds et limite le développement de ces techniques.

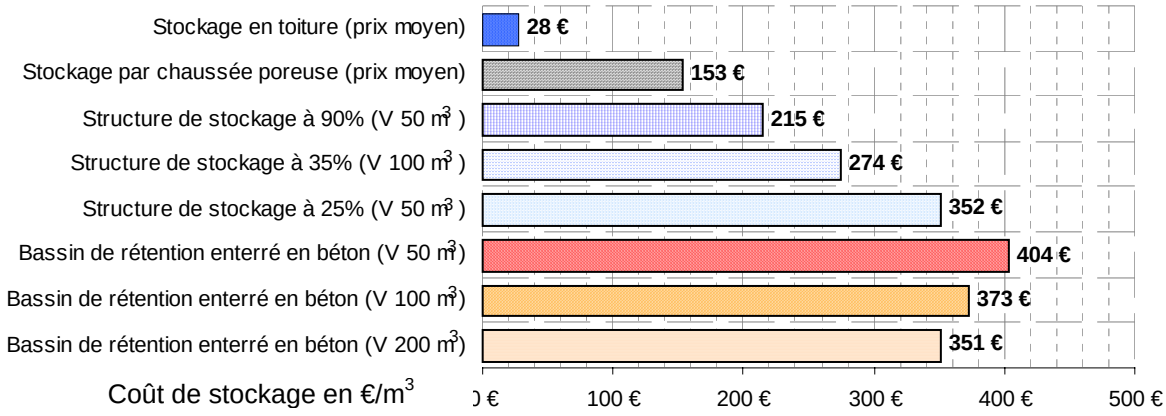


Figure 153 : Comparaison des coûts de stockage par m^3 d'eau pluviale des principales techniques alternatives pouvant être mises en œuvre à l'échelle de la parcelle (coût du foncier supposé nul).

Les procédés de stockage par infiltration et drainage sont moins coûteux, mais mobilisent des surfaces importantes. Ces surfaces varient en fonction des matériaux de stockage employés et de leur capacité de rétention en eau. Ces techniques performantes et meilleur marché ne sont pas suffisamment développées. D'autre part, l'avantage financier de ces procédés est encore renforcé si les coûts de raccordement au réseau sont pris en compte dans le calcul des coûts. En effet, les coûts estimés n'intègrent pas ceux de la pose des canalisations pour rattacher les bassins de rétention enterrés aux réseaux. Dans ce cas, et surtout avec les procédés qui permettent une infiltration diffuse des eaux dans le sol, les procédés de stockage offrent des coûts inférieurs de 70% à ceux des bassins de rétention enterrés.

Conclusion §2

L'analyse des estimations financières en terme de stockage des eaux pluviales révèle que les ouvrages de grande dimension sont proportionnellement moins chers. A l'heure actuelle, les financements des ouvrages réalisés à l'échelle de la parcelle proviennent des investisseurs privés. En terme de capacité de stockage, les ouvrages préventifs représentent, à ce jour, des volumes conséquents. Pour la ville d'Antibes, les investissements consacrés à la réalisation des 31 000 m^3 de stockage (avec des bassins de dimension moyenne de l'ordre de 116 m^3) représentent un budget de plus de 11 millions d'euros. Sans remettre en cause l'efficacité de ces ouvrages, dont la pérennité apparaît déjà aléatoire aux yeux des responsables locaux, la capacité de stockage obtenue est nettement inférieure à celle pouvant être atteinte par des ouvrages plus importants en taille (tab. 53).

Tableau 53 : Estimation du nombre d'ouvrages et de la dimension de stockage réalisables à partir des investissements supposés des investisseurs privés entre 1988 et 2000 sur la commune d'Antibes Juan-Les-Pins (budget approximatif : 11 681 000 €).

Volume total du projet (m^3)	**Type de bassin de rétention**					
	Bassins de rétention enterrés de grande dimension			**Bassins de rétention à ciel ouvert (à sec) de grande dimension**		
	Volume de stockage réalisables (m^3)	Nombre d'ouvrages réalisables	Profondeur maximale autorisée (m)	Volume de stockage réalisables (m^3)	Nombre d'ouvrages réalisables	Profondeur maximale autorisée (m)
500	60 412	120,8	5	102 409	204,8	3
1 000	64 837	64,8	5	121 874	121,9	4
2 000	68 369	34,2	5	138 731	69,4	5
3 000	70 057	23,4	5	147 194	49,1	5
4 000	71 103	17,8	5	152 565	38,1	5
5 000	71 834	14,4	5	156 380	31,3	5
10 000	73 714	7,4	5	166 404	16,6	5

Le rendement établi entre le coût et la capacité de stockage est bien plus faible pour les ouvrages préventifs que pour les ouvrages curatifs. Pour les bassins de rétention enterrés en béton (technique qui représente l'immense majorité des cas), ce faible rendement est lié à deux facteurs :

- *Les bassins sont de petite dimension (absence d'économie d'échelle) ;*
- *Le développement vertical du stockage ne peut pas être exploité.*

Les économies d'échelle permettent une réduction des coûts proche de 55% entre des structures de 10 m^3 et de 200 m^3 c'est-à-dire pour la plupart des ouvrages réalisés à l'échelle de la parcelle.

Conclusion Chapitre VI

L'estimation des coûts de construction des techniques alternatives peut être approchée en intégrant les diverses étapes d'élaboration des ouvrages. Les prix de revient au m³ ont ainsi été calculés en fonction des types de techniques et de leur dimension totale. Cependant, de nombreux facteurs entrent en compte. Le prix de revient de ces ouvrages est donc dans la pratique supérieur à celui qui peut être estimé à partir des différentes étapes de construction. Aucune méthode ne peut précisément anticiper les surcoûts liés aux contraintes techniques et environnementales propres à chaque site. Les techniques alternatives curatives sont plus exposées à de fortes variations de prix. En effet, ces ouvrages doivent être réalisés sur des sites dont l'emplacement est défini par les problèmes hydrauliques à résoudre. Certains facteurs peuvent gonfler sérieusement le montant de la facture :

- *Difficultés d'accessibilité au site ;*
- *Manque de place pour le stockage des matériaux ;*
- *Acquisition foncière soumise à des effets spéculatifs ;*
- *Retards des chantiers ;*
- *Problèmes techniques non anticipés, etc.*

De plus, la nature même du code des marchés publics est en mesure de modifier fortement les coûts de réalisation car les procédures intègrent implicitement les conditions locales du marché du bâtiment. Une forte hausse des constructions entraîne immanquablement une hausse des tarifs qui peut être dans certain cas irrationnelle. Au contraire, une baisse de la demande s'accompagne invariablement d'une baisse des tarifs. Spécifions que ce marché n'offre pas forcément des conditions de concurrence pures et parfaites et que la nature parfois très technique des ouvrages limite le nombre d'intervenants possibles. Toutefois, les estimations établies sur la base des procédures de construction permettent d'aboutir à certaines conclusions.

Les bassins de rétention enterrés sont les techniques les plus répandues, mais aussi les plus coûteuses. Les coûts de réalisation de ces structures évoluent fortement en fonction de leur dimension ainsi que de leur géométrie. Si aucune contrainte géométrique n'est imposée par le site ou les conditions géotechniques, alors le coût du m³ d'eau pluviale stocké diminue avec la taille de l'ouvrage. Le prix de construction varie de 330 €/m³ pour un bassin d'une capacité de 500 m³ à 150 €/m³ pour un bassin de 10 000 m³.

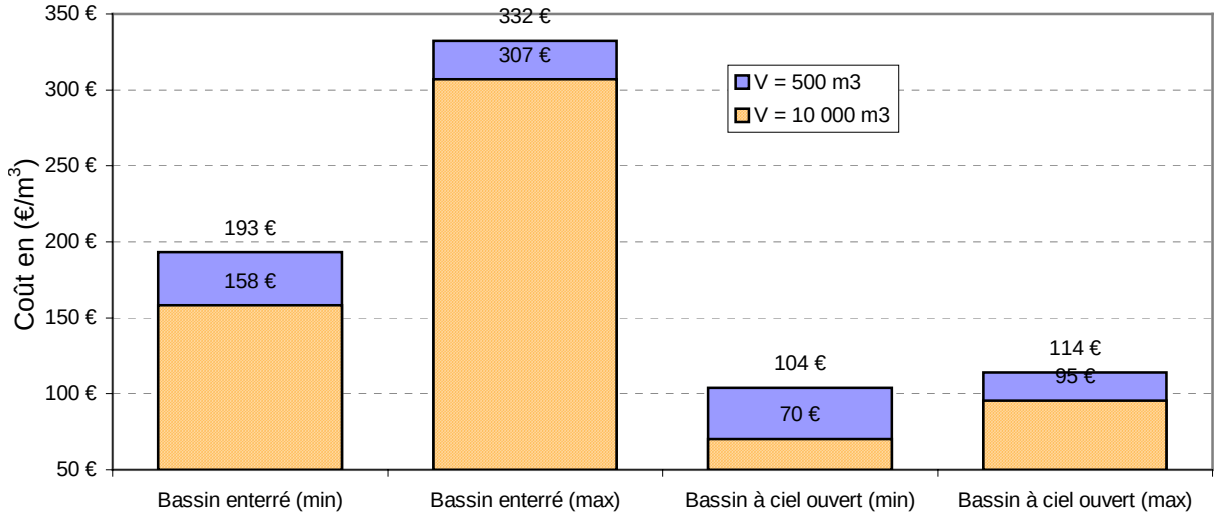
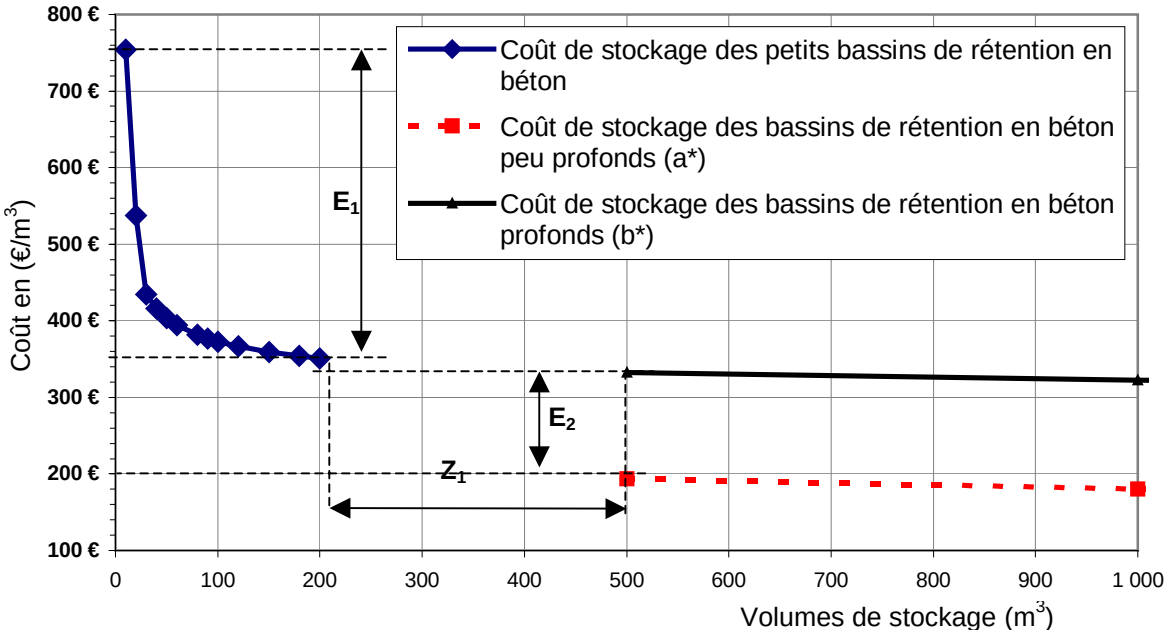


Figure 154 : Fourchettes des estimations des coûts de stockage en fonction du type de bassin et de sa taille.

Les bassins de rétention à ciel ouvert sont des ouvrages bon marché. Cependant, les contraintes foncières du littoral ne favorisent pas leur réalisation. Les coûts de construction varient aussi en fonction du volume de stockage de l'ouvrage. Les écarts de prix sont dans un rapport de 1 à 2 pour des ouvrages de 500 m^3 à 10 000 m^3. Les bassins de petite taille peuvent avoir des coûts de réalisation très faibles lorsque l'aménagement se limite aux opérations de fouille. Des ouvrages de ce type existent sur la commune d'Antibes, mais leur fonctionnalité semble se dégrader particulièrement rapidement.

Des économies d'échelle peuvent certainement être effectuées si aucune contrainte de réalisation n'intervient. Or, si les économies d'échelle augmentent avec la taille de l'ouvrage, il en va de même des contraintes. Aussi, il n'est pas possible d'affirmer que des économies peuvent être accomplies en agrandissant la dimension des bassins. Les ouvrages de dimensions moyennes, compris entre 500 et 2 000 m^3, offrent certainement les meilleures conditions pour obtenir les coûts de stockage au m^3 les plus avantageux.

Le poids des économies d'échelle apparaît plus important pour les ouvrages préventifs. En effet, la diminution des coûts de stockage est très sensible entre 10 m^3 et 200 m^3. Les prix de revient au m^3 sont divisés par deux, passant de 750 €/m^3 à 330 €/m^3. Et contrairement aux ouvrages curatifs, les coûts de réalisation de ces bassins sont moins sensibles aux contraintes des sites.



E_1 : Economie d'échelle pour les techniques préventives (*profondeur 2m).
E_2 : Ecart des coûts pour les techniques curatives en fonction de la profondeur (a*2m= fourchette haute, b*5m = fourchette basse).
Z_1 : Zone de transition entre les projets préventifs et curatifs.

Figure 155 : Estimation de l'évolution du coût de stockage en fonction de la taille et de la profondeur de l'ouvrage.

En tenant compte de ces observations, il apparaît que les investissements privés devraient permettre de concevoir des volumes de stockage plus importants qu'à l'heure actuelle. Evidemment, ces ouvrages ne seraient plus seulement destinés à être des mesures compensatoires réalisées à l'échelle de la parcelle. Cependant, la réglementation actuellement en vigueur ne permet pas, à l'exception des P.A.E. et ZAC, de collecter ces fonds afin de réaliser des structures combinant des fonctions préventives et curatives.

Ces conclusions doivent ici être nuancées. En effet, les estimations réalisées ne reposent que sur l'intégration détaillée des coûts de construction. Bon nombre d'inconnus et d'impondérables susceptibles de modifier fortement la facture finale n'y sont pas intégrés. Ces incertitudes sont dues aux particularités de chaque site et aux conditions de déroulement des chantiers. Ces éléments ne peuvent être intégrés que si le site de construction est défini. Encore faut-il dans ce cas avoir à disposition de multiples études (géotechniques, foncières, d'accessibilité) afin d'espérer préciser ces valeurs. Dans la pratique, ces estimations sont encore délicates et bien souvent imprécises. Ainsi, dans de nombreux cas, les coûts de construction de certains projets ne sont réellement connus qu'une fois le chantier terminé.

Conclusion Partie II

Les communes du département des Alpes-Maritimes sont fortement exposées aux risques d'inondation. Les inondations par ruissellement urbain et torrentielles sont les deux types de crues qui touchent le département. Les risques d'inondation par ruissellement ne concernent que les communes fortement urbanisées du littoral. La vulnérabilité de ces communes est due à deux éléments. Le premier est la présence de nombreux vallons secs plus ou moins encaissés. Ces vallons se définissent par des bassins versants de petites dimensions avec de fortes pentes en amont qui accentuent les processus de ruissellement et de faibles pentes en aval qui limitent la capacité d'écoulement et favorisent le débordement des réseaux. Le second est lié à l'urbanisation. L'extension spatiale des villes agit à deux niveaux : l'occupation des zones inondables augmente les risques encourus lors des débordements et l'imperméabilisation des sols accélère les processus de ruissellement et limite l'infiltration des eaux. Ces formes d'inondation augmentent aussi les risques de pollution du milieu récepteur.

Les mesures préventives sont imposées par les prescriptions associées aux P.P.R.. Le rythme de créations des P.P.R. s'est accéléré depuis 5 ans et traduit la prise de conscience générale des risques existants. Parmi les principales directives imposées, la délimitation des zones exposées aux inondations (zones rouges et bleues) réglemente strictement les conditions d'aménagements. Au niveau des mesures préventives, les directives visent essentiellement à limiter l'imperméabilisation des sols, mais aussi à mettre en œuvre des techniques compensatoires au ruissellement des eaux pluviales : infiltration ou stockage temporaire.

Ce dernier volet se traduit essentiellement dans la pratique par la réalisation d'ouvrages de rétention à l'échelle de la parcelle. Le nombre de ces ouvrages a considérablement augmenté depuis 1995. Cette évolution spectaculaire est le résultat de la mise en application systématique des prescriptions de maîtrise du ruissellement et d'une activité dynamique du secteur du B.T.P..

Le nombre de bassins réalisés est aujourd'hui d'environ 360 sur la commune d'Antibes et de plus de 1 000 sur Nice. Les communes s'interrogent sur l'état de fonctionnement du parc de bassins, mais aussi sur leur impact lors des crues. En effet, actuellement, les communes ne disposent pas d'effectifs suffisants pour assurer le contrôle de ces ouvrages.

Ces ouvrages sont majoritairement des bassins de rétention enterrés en domaine privé, ce qui limite leur accès aux techniciens locaux. La méconnaissance des techniques d'infiltration combinée à des conditions géologiques défavorables fait que la totalité des eaux de ruissellement stockées est réinjectée dans les réseaux. Personne ne connaît l'impact de ces rejets lors des phases de crue. Les études menées sur Paris, Bordeaux, mais aussi en Australie, et confortées par les observations réalisées sur Antibes montrent que la pérennité de ces ouvrages n'est pas assurée lorsque les conditions d'entretien ne sont pas respectées.

Tableau 54 : Profil type des techniques alternatives préventives développées sur la commune d'Antibes.

Type de technique alternative préventive	Bassin de rétention enterré en béton
Volume de stockage moyen	116 m^3
Estimation du coût de construction	43 000 €
Condition de rejet des eaux stockées	Raccordement aux réseaux ou aux vallons
Mode de vidange	Gravitaire

Les mesures curatives sont coûteuses. Le nombre de grands bassins est encore limité pour deux raisons : les coûts et la faiblesse des subventions, mais aussi la méconnaissance encore importante du fonctionnement des réseaux qui pénalise les estimations de dimensionnement des projets structurants.

Les coûts de construction varient en fonction des techniques et de la taille des projets (notions d'économies d'échelle). De plus, les contraintes imposées lors de la réalisation de l'ouvrage peuvent sensiblement aggraver la facture finale. Ces contraintes sont propres à chaque site et ne peuvent être précisées qu'au cas par cas.

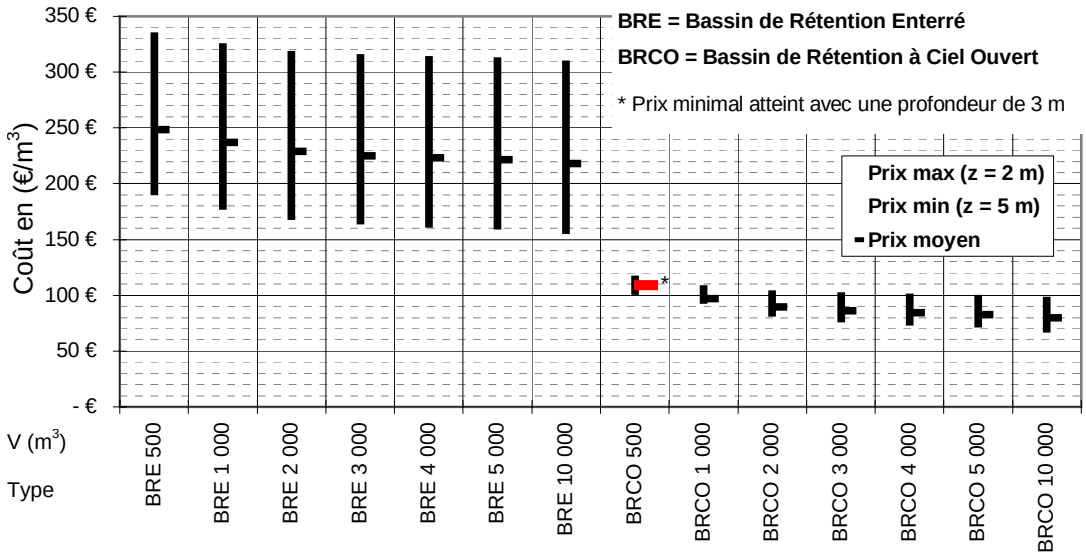


Figure 156 : Variabilité des coûts de stockage des eaux pluviales au m^3 en fonction du type de bassin, de la dimension totale de l'ouvrage et de la profondeur maximale autorisée.

A titre d'exemple et afin de montrer l'implication économique que représente l'utilisation des techniques alternatives curatives, le tableau 54 présente le volume de stockage pouvant être réalisé en fonction de la dimension des projets et des différentes profondeurs autorisées (valeurs comprises entre 2 et 5 m) avec un budget global de 500 000 €.

Tableau 55 : Volume de stockage pouvant être réalisé avec un budget de 500 000 €.

Bassins de rétention enterrés en béton				**Bassins de rétention à ciel ouvert**			
Dimension de l'ouvrage de référence(m^3)	Volume de stockage pouvant être financé(m^3)	Nombre de bassins pouvant être réalisés	Profondeur maximale autorisée (m)	Dimension de l'ouvrage de référence(m^3)	Volume de stockage pouvant être financé(m^3)	Nombre de bassins pouvant être réalisés	Profondeur maximale autorisée (m)
500	2 585,9	5,2	5	**500**	4 383,5	8,8	3
1 000	2 775,3	2,8	5	**1 000**	5 216,7	5,2	4
2 000	2 926,5	1,5	5	**2 000**	5 938,3	3,0	5
3 000	2 998,7	1,0	5	**3 000**	6 300,5	2,1	5
4 000	3 043,5	0,8	5	**4 000**	6 530,4	1,6	5
5 000	3 074,8	0,6	5	**5 000**	6 693,7	1,3	5
10 000	3 155,3	0,3	5	**10 000**	7 122,8	0,7	5

PARTIE III

PERFORMANCES DES TECHNIQUES ALTERNATIVES : APPROCHE HYDROLOGIQUE DISTRIBUEE SUR LES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES DE VALLONS URBAINS

Les techniques alternatives préventives ont pour mission de compenser, à une échelle spatiale restreinte, les effets de l'imperméabilisation des sols. Dans l'absolu, ces ouvrages ne devraient avoir aucun impact sur le fonctionnement des réseaux puisqu'ils permettent de préserver les conditions initiales, en d'autres termes, d'assurer une continuité entre les débits de ruissellement rejetés dans les réseaux avant et après les aménagements. Cette logique peut être acceptée lorsque ces mesures s'inscrivent dans le développement de nouvelles zones d'urbanisme. Cependant, lorsqu'elles s'appliquent à un milieu déjà urbanisé, elles modifient certainement les conditions de rejet et donc le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales et plus particulièrement en temps de crise (période de crue).
Ainsi, l'intégration lente et progressive des techniques alternatives préventives correspond implicitement à la mise en œuvre de mesures curatives positionnées non pas en fonction des défaillances hydrauliques des réseaux mais, distribuées géographiquement selon les projets urbains. Ainsi tout au long de cette dernière partie, le souci de mettre en évidence les rapports entre les investissements, les volumes de stockage et les résultats obtenus en matière de protection face aux crues sera gardé en vue.

Un modèle hydrologique spatialement distribué est réalisé afin de mettre en évidence l'impact de ces deux types de stratégies sur le fonctionnement des réseaux. Le principe de ce modèle est d'intégrer l'évolution spatiale des caractéristiques physiques dans l'espace, des contraintes topographiques et des spécificités des modes d'occupation des sols. Le traitement des caractéristiques morphométriques des vallons urbains est élaboré à partir d'un Modèle Numérique de Terrain (M.N.T.) de la commune d'Antibes. Cette analyse porte sur la définition des principaux bassins versants et sous-bassins et sur la description détaillée des surfaces perméables et imperméables. Les vallons urbains du littoral se composent d'espaces fortement urbanisés et de zones peu développées dont certains terrains sont encore agricoles ou bien boisés. Un des objectifs de l'étude hydrologique des vallons est d'estimer la contribution des sols naturels en fonction de la couverture végétale et de l'intensité des pluies. Les coefficients volumétriques de ces bassins-versants peuvent donc être estimés selon plusieurs méthodes. La comparaison des résultats obtenus à partir de fonctions de production classiques en milieu urbain (coefficients de ruissellement ou bien d'imperméabilisation) avec des fonctions d'infiltration de type hortonienne doit permettre de définir la part du risque liée aux surfaces dites « naturelles ».
Différentes fonctions de transfert sont aussi employées afin de démontrer l'importance du choix des fonctions de production sur l'estimation des débits de pointe.

Le fonctionnement des réseaux hydrauliques est modélisé à partir d'un modèle filaire unidimensionnel dans lequel les écoulements sont supposés unidirectionnels. Les phénomènes de diffusion, mais aussi d'amortissement des ondes de crues sont approchés par un modèle mathématique utilisant un schéma de différences finies des équations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT (modèle dynamique de Mouse 2001) en régime varié. Les résultats de cette première phase d'étude précisent les temps de réponse et de concentration des réseaux du Laval et du Madé. Ce modèle permet d'identifier les zones exposées aux risques d'inondation ainsi que de mesurer l'évolution des risques en fonction de la fréquence des crues. Un premier scénario d'aménagement est réalisé à partir de ce modèle afin d'estimer les volumes de stockage actuellement nécessaires au contrôle des débordements. Plusieurs bassins de rétention curatifs sont alors placés aux points sensibles des réseaux. Ces ouvrages sont utilisés à la fois pour quantifier les volumes à créer en fonction des points de débordement, mais aussi comme des stations de jaugeage qui mesurent l'évolution des besoins en fonction de la fréquence des événements. Ces bassins permettent aussi, en stockant les débordements, de respecter les conditions d'écoulement unidirectionnel.

Un second scénario d'aménagement simule, selon les contraintes actuellement imposées par le POS, un développement maximal des surfaces imperméabilisables. Dans ce scénario,

seules les caractéristiques hydrologiques des bassins versants sont modifiées. Les ouvrages curatifs permettent alors de mesurer l'évolution des besoins de stockage et donc d'estimer quelle peut être l'aggravation des risques d'inondation liée au développement de la commune.

Un troisième scénario est créé pour simuler la généralisation des mesures préventives à l'ensemble des parcelles de ces vallons. Ce dernier scénario intègre les types de techniques développés sur la commune d'Antibes, c'est-à-dire essentiellement des bassins de rétention enterrés. Ce scénario offre ainsi une vision sur le long terme de l'impact des techniques compensatoires sur le risque d'inondation selon le schéma de prévention actuellement en vigueur.

Le modèle développé et les différents scénarios créés offrent une lecture inédite des rendements des stratégies préventives et curatives. Une estimation des coûts de construction et de mise en œuvre permet de préciser les limites d'application de chacune de ces méthodes. Certaines réflexions sont alors apportées sur les modifications qui peuvent être entreprises afin de rationaliser les investissements. L'objectif final de cette étude étant évidemment de promouvoir les aménagements les plus efficaces et les plus rationnels afin de lutter contre les inondations en milieu urbain.

CHAPITRE VII

OUTILS ET PROCEDURES DE MODELISATION DES CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DES BASSINS VERSANTS URBANISES : QUELLES APPROCHES RETENIR ?

L'identification des risques d'inondation, et plus précisément l'analyse de la fréquence des dysfonctionnements et des débordements des réseaux, reposent en grande partie sur la capacité des responsables à évaluer correctement les mécanismes hydrologiques qui régissent les processus de ruissellement.
La quantification des volumes qui doivent transiter par les réseaux, dépend de très nombreux paramètres. Les modèles permettant d'estimer ces volumes, en l'absence de mesures, reposent sur un nombre variable de données plus ou moins difficiles à acquérir. En milieu urbain, la mixité des types de surface qui composent les systèmes hydrologiques, impose aux aménageurs de simplifier leur représentation. Ainsi, les surfaces contributives au ruissellement des eaux de pluie sont accommodées de coefficients synthétiques (d'imperméabilisation ou de ruissellement) préconisés par l'INST 77-284 dont la valeur est fonction des types d'habitat. Faciles d'utilisation et peu coûteux en terme d'investissement, ces coefficients sont très largement employés par les aménageurs aussi bien en milieu urbain que rural. Cependant, leur usage ne permet pas de tenir compte des effets de saturation et de ruissellement pouvant se produire lors d'averses d'intensité exceptionnelle. La part des volumes produit par ces surfaces est évidemment faible pour les bassins fortement urbanisés, mais qu'en est-il pour les bassins où la proportion des surfaces dites naturelles est plus forte ? Dans ce cas, la directive de l'INST 77-284 autorise l'application de la méthode superficielle pour des espaces où la valeur des coefficients d'imperméabilisation reste comprise entre 0,2 et 1. Un modèle de type hortonien est employé afin de mesurer la contribution de ces surfaces au ruissellement. La perméabilité des sols naturels d'Antibes a été estimée grâce aux résultats de la campagne de sondages, effectuée lors de l'étude d'assainissement autonome par l'entreprise ERG, pour le compte de la commune au cours de l'été 2000. L'impact de la capacité d'infiltration des sols sur les débits et volumes de ruissellement est testé selon plusieurs scénarios. Les conditions climatiques locales sont représentées par des pluies de projet de forme et d'occurrence variables élaborées à partir des données du poste climatologique de Nice-Aéroport.
Les propriétés hydrologiques des sols sont par la suite ventilées et intégrées à une modélisation détaillée des deux principaux vallons secs de la commune d'Antibes : le Laval et le Madé. La répartition des différents types de surface est assurée par la correspondance entre le modèle d'occupation des sols et un modèle hydrologique réalisé à partir du Modèle Numérique de Terrain (M.N.T.) de la commune. Ce M.N.T., de maille carrée de 1 m de côté, est construit avec les données produites et fournies par les services techniques de la Mairie. La grande précision de ce modèle permet non seulement, la définition automatique des principaux paramètres physiques des bassins des deux vallons, mais aussi la réalisation d'une approche distribuée. Cette méthode repose sur la définition des sous-bassins qui composent les vallons et de leur hydrogramme. La multiplication des points d'entrée dans les modèles hydrauliques facilite la modélisation des écoulements. D'autre part, la définition des sous-bassins permet de mieux appréhender la contribution au ruissellement de chaque sous-système. Sur le plan hydraulique, ce type d'approche facilite la connaissance des temps de réponse et de montée de chaque sous-bassin et précise l'analyse de propagation et de déformation des ondes de crue dans les réseaux.

1.Traitement et intégration de l'information pour les modèles hydrologiques.

L'information nécessaire à la représentation des processus hydrologiques varie en qualité et en quantité en fonction des modèles employés (fonctions de production et de transfert). Dans la pratique, la synthèse et le traitement de ces informations sont encore bien souvent manuels. La qualité des données obtenues est généralement fonction des sources mises à la disposition des ingénieurs. L'informatisation croissante des opérations de calcul a été accompagnée du développement d'outils de traitement de l'information morphométrique en trois dimensions.

Les Systèmes d'Informations Géographiques (S.I.G.) offrent une gamme assez large d'outils de traitement automatique qui permettent de déterminer les principaux paramètres physiques des bassins versants à différentes échelles spatiales. La mise en place d'une approche distribuée implique la création d'une importante base de données composée en grande partie par les paramètres physiques des bassins versants.

Le bassin versant représente l'ensemble des surfaces contributives au ruissellement pour un cours d'eau défini. La délimitation de cette surface s'opère par l'identification des lignes de crête qui représentent le sommet des versants. L'eau ruisselle et converge en un point unique appelé exutoire. La définition de ces limites est, quelle que soit la méthode, rendue plus ou moins complexe en fonction des contrastes topographiques, de la qualité et de la précision des données disponibles. L'adéquation entre les objectifs et les ressources est une problématique commune à toute recherche, et en particulier, dans le milieu universitaire où les moyens financiers font parfois défaut. L'utilisation de traitement automatisé de l'information topographique n'échappe pas à cette règle. La remarquable complexité des systèmes hydrologiques en milieu urbain renforce encore cet état de fait (raccordements à contre pente, densité des réseaux secondaires, etc.).

1.1. Traitements automatisés des Modèles Numériques de Terrain (M.N.T.) pour la définition des bassins versants.

Le bassin versant est une entité hydrograhique délimitée dans l'espace dont l'exutoire est le point le plus bas et de sortie du système. Le bassin versant en tant que système hydrologique est composé de sous-systèmes, appelés sous-bassins. Leur dimension et leur nombre peuvent varier en fonction du degré de précision voulu ou pouvant être atteint. Cette décomposition du bassin en sous-systèmes permet notamment de tendre, lorsque cela est possible, vers des ensembles homogènes afin de répondre aux contraintes propres à l'utilisation de certains modèles hydrologiques. La détermination des sous-bassins est une étape indispensable à l'application de l'INST 77-284 qui préconise des bassins de superficie inférieure à 200 hectares et si possible homogènes en terme de mode d'occupation des sols.

1.1.1. Systèmes d'Informations Géographiques (S.I.G.) : intérêts et principes de fonctionnement.

L'analyse et la description du fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales en milieu urbain sont en grande partie tributaire de la connaissance et de la description des processus hydrologiques qui régissent les écoulements. Jusqu'à l'apparition et la généralisation des Systèmes d'Informations Géographiques (S.I.G.), au début des années 1990, l'essentiel des informations résultait d'un traitement manuel des données disponibles (support papier, photographies, cartes, etc.). La force des S.I.G. est de permettre une représentation géo-référencée sous une forme vectorielle ou raster de différents documents (couches) pouvant être superposés et couplés à des bases (ou tables) de données interactives (consultables et renseignables).

Les couches vectorielles sont composées d'objets : points, lignes, polygones ouverts ou fermés. Chaque objet est géoréférencé dans un plan et possède un identifiant auquel est rattaché une base de données (table). Ce type de données est adapté aux informations que traitent fréquemment les collectivités locales (références cadastrales, zonages des POS, P.L.U., P.P.R., etc.).
A l'opposé, les couches raster permettent de couvrir un espace continu par le biais d'un maillage (généralement carré). La précision de ces couches est fonction de la dimension du maillage qui détermine la surface d'un élément. Celui-ci est géo-référencé par un couple de coordonnées (X,Y) auquel est rattaché une information supplémentaire. Cette information est une altitude (Z) dans le cas des M.N.T., mais peut aussi correspondre à un encodage de couleur pour des images de format raster (TIFF, GIF, etc.).

raster		vectorielle	
S	Z	S	Z
c^2	1	0	1
$6c^2$	6	0	2
$36c^2$	36	$36c^2$	4

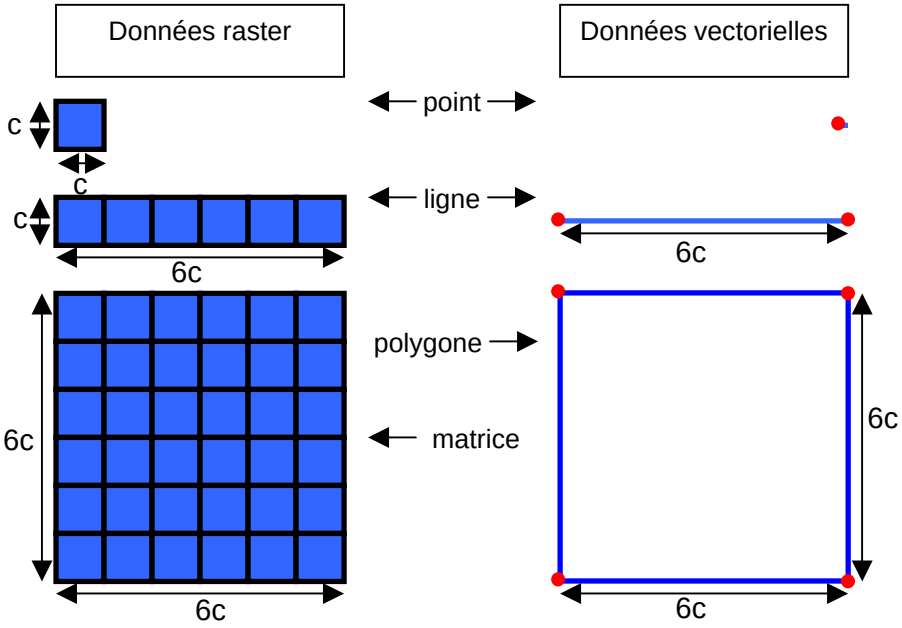


Figure 157 : Données rasters et vectorielles des S.I.G..

Le S.I.G. ArcView dans sa version 3.1 permet le traitement simultané de données vectorielles et rasters géo-référencées auxquelles sont associées des tables de données. L'utilisation d'un S.I.G., pour la définition et la représentation des entités hydrologiques, est un atout. Le développement permanent de nouveaux outils (script en langage avenue) et de modules d'extensions (programmes généralement développés en langage machine) autorise une grande variété de traitements. Plus que la création de nouvelles données indispensables à l'appréhension des mécanismes, le S.I.G. permet de coupler, de compléter et/ou d'associer l'information hydrologique aux modes d'occupation des sols ou bien encore aux règles d'urbanisme. Outils de synthèse par excellence, les S.I.G. sont d'ores et déjà couplés à certains modèles hydrauliques (1D, 2D ou 3D) très exigeants en données spatiales.

Cependant, l'avantage que procure les S.I.G. est tributaire des informations disponibles. A ce sujet, si la plupart des collectivités territoriales disposent de S.I.G. performants, une majorité d'entre elles se heurte encore aux coûts élevés d'acquisition des données, ainsi qu'aux problèmes juridiques que pose leur diffusion au public.

1.1.2. Principes et méthodes de traitement de l'information topographique.

La définition automatique des limites des bassins versants a été réalisée à partir des modèles Hydrologic modeling (08/08/1996) et Basin 1 (11/04/2000) » sous ArcView 3.1. Ces deux modèles appartiennent au domaine public et sont libres de droit. Ces outils, programmés en langage avenue, imposent à l'utilisateur un nombre important de manipulations dont l'aspect peut paraître encore artisanal. Leur principe de fonctionnement repose sur le traitement des données morphométriques d'un M.N.T.. La production des données physiques qui caractérisent les bassins versants, implique des étapes successives et complémentaires. Parmi les premières opérations devant être réalisées, retenons l'identification des points bas ou endoréismes (fill sink), la définition de la direction des écoulements (flow direction) et le calcul réseaux hydrographiques (flow accumulation). Ces trois étapes fondamentales permettent d'aboutir à une représentation raster des axes de drainage.

Tableau 56 : Couches produites par Hydrologic modeling vs 1.1.

Types de cartes	Sortie raster	Sortie vectorielle	Table des attributs
Cartes des directions des pentes et des écoulements	oui	non	non
Cartes des réseaux hydrographiques	oui	non	non
Cartes de limites des bassins versants	oui	oui	oui
Cartes du réseau hydrologique naturel	oui	oui	oui
Cartes des pentes moyennes	oui	oui	non

Tableau 57 : Informations extraites du traitement des données topographiques.

Données produites	Direct	Indirect	Outil
Surfaces bassins	oui	non	Hydrologic modeling 1.1
Périmètres bassins	oui	non	Hydrologic modeling 1.1
Distance du plus long talweg	non	oui	Basin 1
Pente moyenne du bassin	oui	non	Hydrologic modeling 1.1
Pente moyenne du plus long talweg	non	oui	Basin 1
Ordre des axes de drainage	non	oui	Basin 1

Les couches rasters produites permettent de définir les limites des bassins versants (catchment) à partir d'un exutoire donné. Chaque bassin versant ainsi défini peut être ensuite subdivisé en sous-bassins élémentaires (sub-catchment). La dimension des sous-bassins peut être fixée par l'utilisateur. Evidemment, plus la taille préconisée est faible plus le nombre d'entités est important pour un même espace. La précision attribuée aux sous-bassins ne préjuge pas de celle employée lors de la vectorisation du réseau hydrologique naturel (stream network).

Les données complémentaires telles que la surface, la superficie des bassins et sous-bassins, les pentes moyennes des bassins et des axes de drainage et leur longueur, sont obtenues directement ou indirectement par les deux outils Hydrologic Modeling 1.1 et Basin.

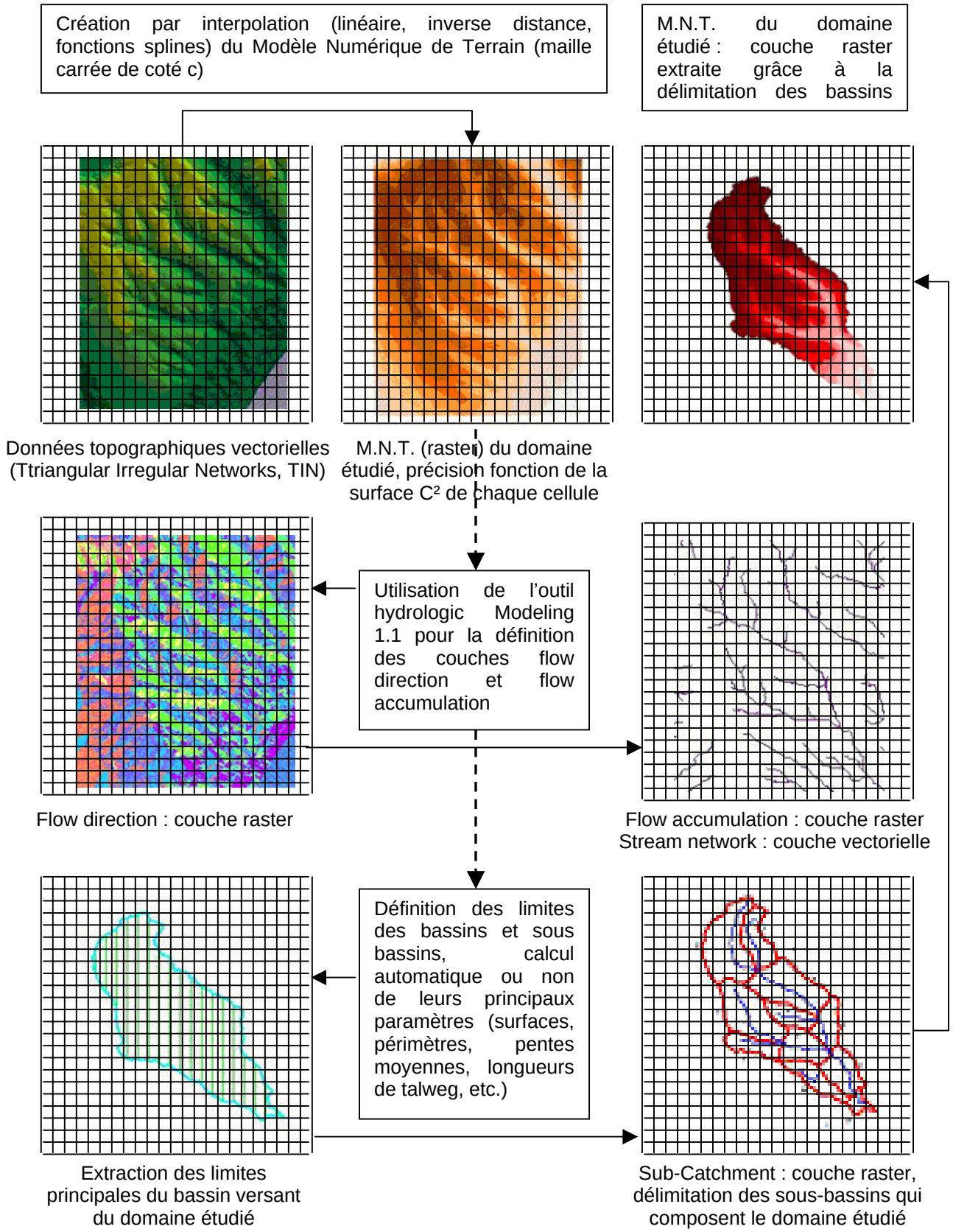


Figure 158 : Représentation des différentes étapes de traitement des données hydrologiques sur la base des informations topographiques.

1.1.3. Estimation des erreurs induites par les données topographiques.

Les erreurs induites par le traitement automatique des données morphométriques (M.N.T.) sont de deux ordres :

- Les erreurs ponctuelles peuvent être le résultat de mauvais relevés topographiques, de mauvaises saisies ou encore transcriptions. Leur nombre varie fortement selon les sources. Ces erreurs sont facilement détectables lorsqu'elles sont importantes et lorsqu'elles sont peu importantes, leur impact est limité.
- Des erreurs d'estimation peuvent être réalisées lors du calcul de certains paramètres physiques lorsque la précision du M.N.T. source n'est pas adaptée. L'inadéquation entre la source de données et les objectifs est rarement perçue. En effet, dans de nombreux cas, les utilisateurs ne disposent pas de plusieurs jeux de données (M.N.T. à des pas différents) pour des raisons économiques, ou bien techniques. De fait, les erreurs générées ne sont presque jamais identifiées car elles ne relèvent pas des données de départ, mais d'approximations trop grandes admises par l'opérateur.

Afin de montrer l'importance de ces approximations, l'outil Hydrologic Modeling 1.1 a été testé sur le vallon à sec de Fabron de la Ville de Nice. Le choix de ce vallon se justifie par ses caractéristiques physiques représentatives des autres vallons secs urbains pouvant être rencontrés sur le littoral du département. Sa superficie totale est de 2,82 km² (282 hectares), son exutoire est au niveau de la mer (altitude 0 m) et son altitude maximale est de 200 m en tête du bassin. Le M.N.T. est établi avec une maille carrée de 5 m de côté. Chaque cellule de cette couche raster possède une surface de 25 m².

Tableau 58 : Valeurs des paramètres caractéristiques du bassin versant de Fabron et de ses sous-bassins.

Bassin versant et sous-bassins	Superficie (hectare)	Pente moyenne (pour mille)	Plus long parcours hydrologique (kilomètre)
Vallon de Fabron	283,720	17	3,512
Sous-bassin 1	22,415	17,31	1,283
Sous-bassin 2	53,392	16,62	0,946
Sous-bassin 3	45,803	22,06	1,185
Sous-bassin 4	16,020	20,05	0,697
Sous-bassin 5	16,825	18,10	0,623
Sous-bassin 6	43,392	18,00	1,253
Sous-bassin 7	15,390	16,05	0,738
Sous-bassin 8	22,802	21,27	0,594
Sous-bassin 9	23,477	11,96	0,714
Sous-bassin 10	18,315	10,70	1,157
Sous-bassin 11	5,793	6,30	0,351

Le M.N.T. de Nice a été réalisé sur la base des cartes I.G.N. au 25 000ème scannées et géoréférencées. Les courbes de niveau équidistantes de 10 m ont été digitalisées et interpolées afin d'obtenir une maille carrée de 5 m de côté. En l'absence de données complémentaires, cette échelle va servir de référence aux tests élaborés. Les limites du vallon de Fabron sont établies à partir de son exutoire en mer. Les limites des sous-bassins sont calculées pour que ceux situés en tête de réseau aient une superficie supérieure ou égale à 12 hectares (à l'exception du sous-bassin situé à l'exutoire).

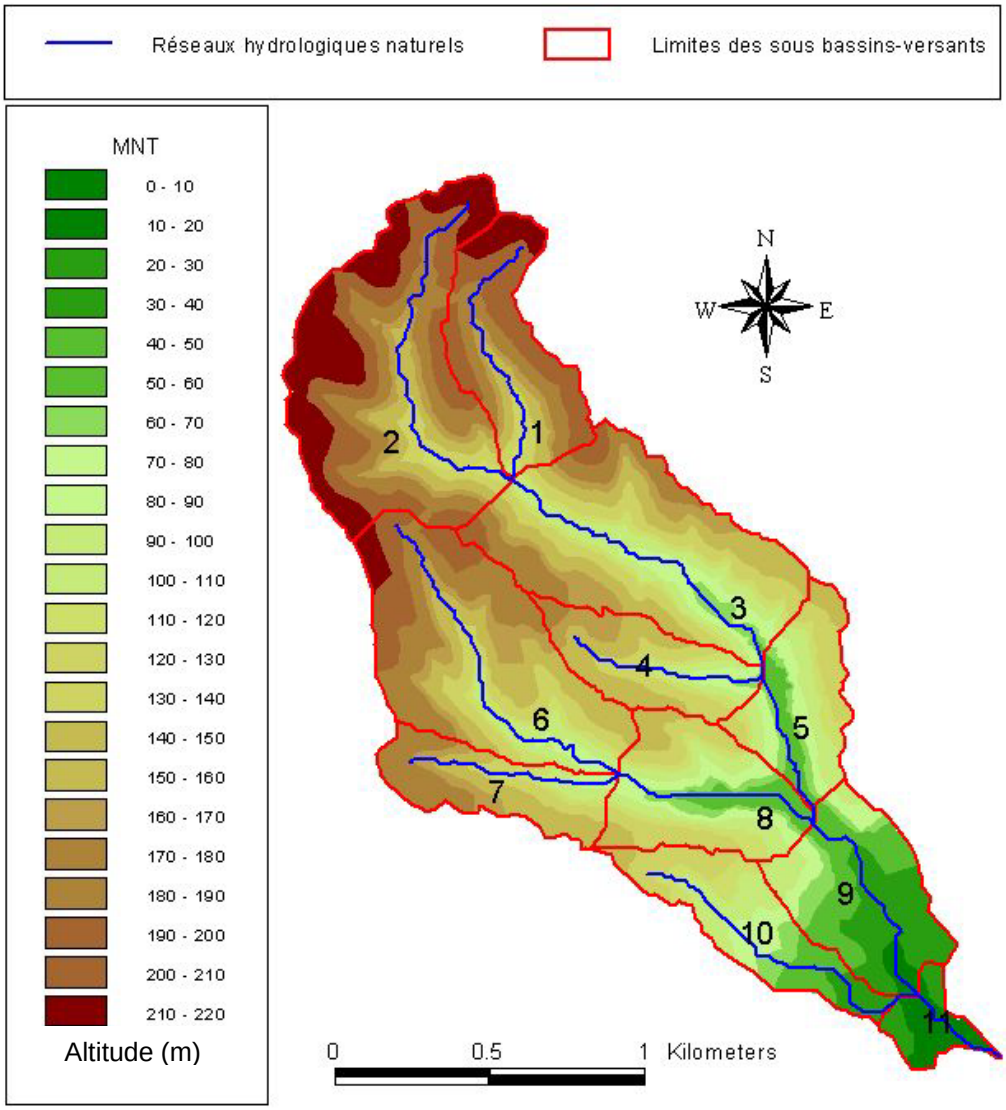


Figure 159 : Bassin versant du vallon urbanisé de Fabron (Ville de Nice), de ses sous-bassins et du réseau hydrographique naturel établis sur la base d'un M.N.T. (maille carrée de 5 m de côté).

Afin de mesurer l'impact de la précision des M.N.T. sur la qualité des estimations, le M.N.T. de Fabron, d'une précision de 5 m, a été ré-échantillonné sur la base de maillages carrés de 20 m, 50 m et 100 m de côté. L'agrandissement de la maille s'accompagne toujours d'une perte d'information et de précision. Cette dégradation volontaire de la qualité des données influence fortement les résultats obtenus par les procédures automatiques de traitement. Les approximations liées à la taille du M.N.T. engendrent des erreurs de délimitation des ensembles (périmètres et surfaces), mais aussi et surtout de calcul des pentes. La valeur des estimations des pentes moyennes tend à se réduire proportionnellement au rapport de précision entre les données sources et celles ré-échantillonnées. Le manque de précision des données topographiques entraîne, dans ce cas précis, une sous-estimation des pentes. De fait, l'utilisation de ce type de résultats dans des modèles de type Q=AIC (A=surface, I=pente, C=coefficient d'imperméabilisation) aboutit forcément à une sous-estimation des débits de pointe ainsi que des volumes ruisselés.

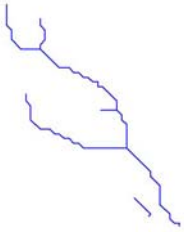
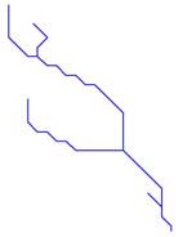
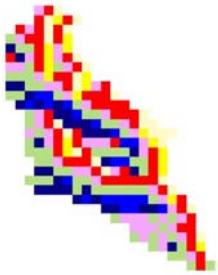
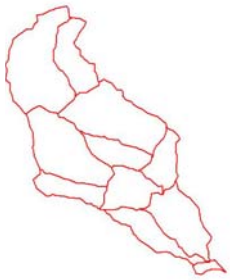
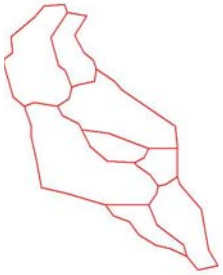
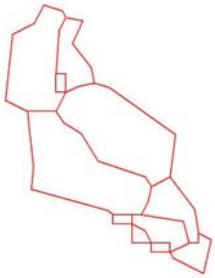
Dimension cellules (côté)	5 m	20 m	50 m	100 m
Surface	25 m²	400 m²	2 500 m²	10 000 m²
Nombre minimum de cellules des bassins en tête	5 000	313	50	13
Surface équivalente en amont (hectares)	12.50	12.52	12.50	13.00
Réseau hydrographique naturel				
Carte d'orientation des pentes				
Délimitation de sous-bassins vers ants				
Modèle Numérique de terrain				

Figure 160 : Evolution des caractéristiques du bassin versant du vallon de Fabron en fonction de la précision du M.N.T..

Tableau 59 : Estimation des pentes moyennes du bassin versant de Fabron et des différents sous-bassins en fonction de la précision de la maille du M.N.T..

Bassins versants ou sous-bassins	Estimation des pentes moyennes ($^0/_{00}$)			
	M.N.T. 5 m	M.N.T. 20 m	M.N.T. 50 m	M.N.T. 100 m
Vallon de Fabron	17	16	13	8
Nombre de sous-bassins	11	10	8	7
Sous bassin 1	17,31	16,88	13,57	8,48
Sous bassin 2	16,62	17,22	12,95	7,92
Sous bassin 3	22,06	20,56	17,35	11,62
Sous bassin 4	20,05	19,08	14,00	
Sous bassin 5	18,10	18,59	16,91	
Sous bassin 6	18,00	16,99	14,61	10,03
Sous bassin 7	16,05	15,89		
Sous bassin 8	21,27	21,13		
Sous bassin 9	11,96	11,02	9,55	7,30
Sous bassin 10	10,70	9,92	7,78	8,60
Sous bassin 11	6,30	-	-	4,36

La figure 160 résume les modifications, enregistrées sur les grilles d'exposition des pentes et écoulement, des données vectorielles représentant le parcours des eaux de ruissellement et des limites des sous-bassins versants. La diminution de précision du M.N.T. s'accompagne d'une perte progressive de l'information. L'élargissement du maillage aboutit à un lissage des valeurs et donc des reliefs. La délimitation des sous-bassins versants est alors grandement modifiée. Les évolutions du tracé des réseaux hydrographiques sont aussi très fortes et jouent principalement sur la direction, mais aussi sur la longueur.

Même si ces constatations ne font pas ressortir un optimum, il apparaît logique que le rapport entre la dimension du domaine d'étude et la précision du M.N.T. doit être le plus grand possible. En milieu urbain, la précision du M.N.T. doit donc être adaptée à la dimension des systèmes hydrologiques étudiés. Ces modèles ne peuvent rendre compte précisément des effets du bâti sur les processus de ruissellement (zones de stockage ponctuel, hétérogénéité des toitures, trottoirs, etc…). Cependant, les paramètres caractéristiques des bassins peuvent être précisés et employés pour mettre en œuvre les fonctions de production et de transfert.

Les S.I.G. révolutionnent les possibilités de traitement des données physiques qui caractérisent les bassins versants. Ces outils procurent en effet une grande souplesse et une rapidité de traitement sans égal. Cependant, les erreurs d'estimation ne sont pas écartées et plus particulièrement lorsque les traitements s'appliquent sur des petits vallons urbains. La qualité des estimations dépend directement de la précision des données de départ. Les M.N.T. disponibles ne proposent pas toujours une échelle adaptée à la dimension du domaine d'étude. De plus, de nombreuses singularités ne peuvent être prises en compte par ces modèles en milieu urbain (routes et autoroutes, voies de chemin de fer, etc…).

D'un point de vue hydrologique, ces approches mettent en évidence les discordances qui peuvent exister entre l'organisation des réseaux naturel et anthropique. Certains raccordements, certains collecteurs peuvent avoir des directions contraires aux pentes ou bien différentes. Ces cas de figure interviennent notamment lorsque les pentes sont faibles et que les aménageurs peuvent se soustraire aux contraintes topographiques.

Ainsi, certains bassins versants peuvent être raccordés autrement que les conditions topographiques le laisseraient supposer. Les résultats fournis par ces modèles doivent donc être contrôlés préalablement avant d'être exploités.

1.2. Définition des propriétés physiques des sols : quelles approches retenir ?

Dans la plupart des études de dimensionnement d'ouvrages en milieu urbain, la définition des propriétés d'infiltration des sols n'est pas réalisée. Pour des raisons techniques, mais aussi réglementaires, les aménageurs appliquent à la lettre les directives prescrites par l'INST 77-284. Ainsi, la part des surfaces contributives au ruissellement est généralement approchée par un coefficient d'imperméabilisation (C_i). Cependant, lorsque les bassins se composent à la fois d'une zone urbaine et d'une zone rurale, la notion de coefficient d'imperméabilisation devient contestable.

L'usage pour les bassins en milieu rural est de substituer les coefficients d'imperméabilisation (C_i) par des coefficients de ruissellement (C_r). Ceux-ci permettent de prendre en compte la contribution des sols perméables. La frontière entre ces deux coefficients reste floue puisqu'ils déterminent tous deux les surfaces de ruissellement. Afin de répondre le plus largement aux nombreux cas de figures, l'INST 77-284 permet l'utilisation de la méthode superficielle pour des bassins versants dont le coefficient d'imperméabilisation est compris entre 0,2 et 1. En l'absence d'observation permettant de valider leurs estimations, les aménageurs substituent fréquemment le coefficient d'imperméabilisation par celui de ruissellement lorsque le bassin est faiblement urbanisé. Cette mesure préventive permet généralement de ne pas sous-estimer les débits de pointe servant au dimensionnement des ouvrages. Ces ajustements soulignent les incertitudes et les difficultés rencontrées pour quantifier et mesurer le rôle des surfaces perméables au cours d'événements exceptionnels.

La contribution des surfaces perméables semble varier selon les saisons, les pluies antérieures, mais aussi selon la nature des sols et donc en fonction des bassins versants. En effet, plusieurs paramètres sont en mesure d'influencer la capacité d'infiltration des sols : texture, saturation en eau au début de l'averse, présence ou non d'une couverture végétale, type de couverture végétale, pente, durée de la période sèche précédant l'averse, intensité de l'averse.

A ce sujet, les études portant sur des bassins expérimentaux montrent que la limitation des crues par le couvert forestier diminue avec l'intensité croissante des averses. La commission d'enquête de l'Assemblée Nationale sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier indique dans son rapport que la catastrophe du 22 septembre 1992 à Vaison la Romaine « s'est produite au débouché du bassin versant de l'Ouvèze boisé à 88% » [MATHOT & MARIANI 1994g]. D. CHARIGNON note ainsi que « le rôle de protection par les forêts est quasi nul dans les cas d'évènements exceptionnels qui sont aussi les plus destructeurs pour les lieux habités en aval » [CHARIGNON 1997].

Ce cas de figure semble se présenter pour certains vallons secs du littoral, fortement urbanisés en aval et encore ruraux en amont. Le vallon du Madé présente ce type de configuration. A l'opposé, celui du Laval est entièrement urbanisé. Ces deux vallons à sec de la commune d'Antibes sont pourtant limitrophes.

La prise en compte de la capacité d'infiltration en eau des sols nécessite une double démarche. Tout d'abord, l'aménageur doit être en mesure de distinguer les surfaces imperméables de surfaces perméables. Cette tâche peut être réalisée à partir de traitement sur des photographies aériennes. Le jeu de clichés fournis par les services techniques de la commune d'Antibes offre la possibilité de mettre en œuvre une définition précise des modes d'occupation des sols. La capacité d'infiltration des sols non imperméabilisés peut, quant à elle, être approchée selon plusieurs méthodes : Soil Conservation Service ou encore celle de type hortonien. Les caractéristiques physiques des sols qui composent l'espace étudié vont être déterminées à partir des sondages effectués dans le cadre de l'établissement des zones d'assainissement autonome. L'association de ces deux bases de données complémentaires va permettre la création d'une cartographie des capacités d'infiltration sur les deux vallons expérimentaux.

1.2.1. Procédures de définition des Modes d'Occupation des Sols (MOS).

La définition des Modes d'Occupation des Sols (MOS) regroupe l'ensemble des procédures visant à établir et à caractériser les types de couverture qui composent un espace donné. Ces travaux peuvent aussi bien être mis en œuvre pour définir le type d'habitat en milieu urbain que la nature des espèces végétales d'un domaine naturel. Leur champ d'application est donc large et requiert des données de nature diverse et de coûts très variables. Afin de répondre à ces besoins, la commune d'Antibes a mis à disposition un jeu de photographies aériennes couleurs au 2 500ème. Ces photographies numériques offrent une résolution de 100 pixels/cm qui convient pour définir les surfaces imperméabilisées. Les données vectorielles du bâti et des voies du domaine public sont utilisées en complément pour préciser la composition de certaines zones. En effet, la détermination des différents types de surface, à partir de photographies, reste encore parfois approximative, notamment dans le domaine visible [CHOCAT & SEGUIN 1986]. Ces clichés ne permettent pas toujours de caractériser avec précision la nature des couvertures végétales ou encore celle des sols. Ces informations seront traitées, dans le chapitre suivant, à partir de sondages géologiques réalisés sur la commune.

Les photographies aériennes, mises à la disposition par la ville d'Antibes, couvrent en totalité le vallon du Laval et plus de 95% du Madé, à l'exception de l'extrémité sud-est du bassin qui se situe sur la commune de Vallauris. Ces photographies permettent de disposer de l'information fournie dans le domaine du visible. Un traitement automatique des surfaces végétales (type et densité) demanderait des images satellitaires multi-couches indépendantes et complémentaires, offrant plusieurs bandes spectrales (0,79 à 0,89 µm pour l'infrarouge proche, 0,61 à 0,68 µm pour le rouge de la lumière visible, 0,50 à 0,59 µm pour la portion verte de la lumière visible).
Afin de délimiter les différents types de surface, les photographies aériennes sont encodées sous un format d'image raster (TIF), puis exportées sous un format de grilles raster (grid). L'information propre à chaque pixel est alors encodée par une seule valeur comprise entre 0 et 255. Paradoxalement, la grande précision de ces photographies rend délicate la définition de zones homogènes. L'information disponible doit donc être filtrée, puis dégradée avant de pouvoir être exploitée.

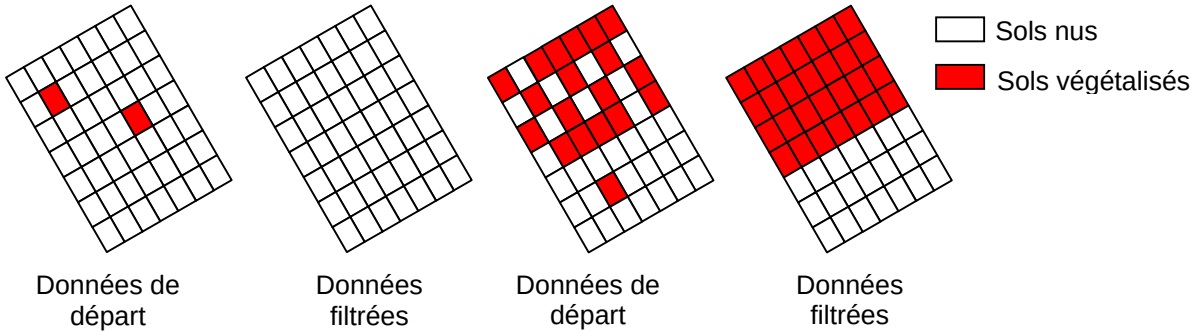
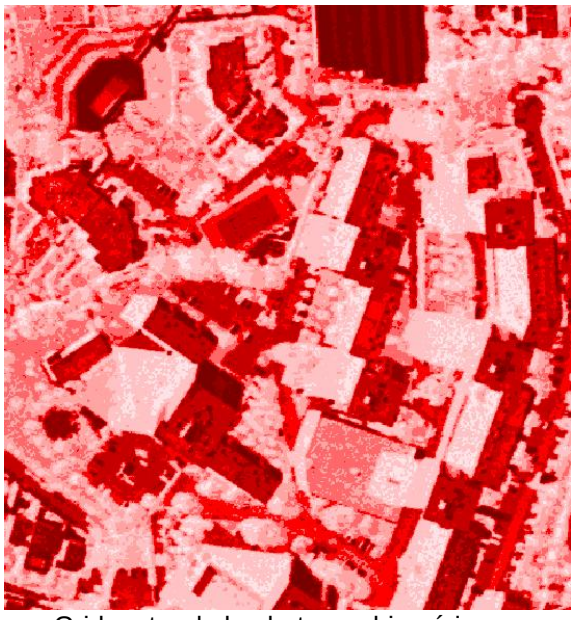


Figure 161 : Procédure de définition de surfaces homogènes.

Le nombre de classes de sols doit être restreint afin de pouvoir utiliser les modèles hydrologiques courants. Les milieux urbains ont une composition très complexe et les espaces sont donc peu homogènes. L'erreur la plus fréquente est induite par les ombres projetées par le bâti et la végétation (essentiellement les strates arbustives). La surface de ces zones est fortement réduite par l'horaire de prise des clichés. Ces zones ont été requalifiées sur la base des surfaces imperméables et perméables concomitantes.



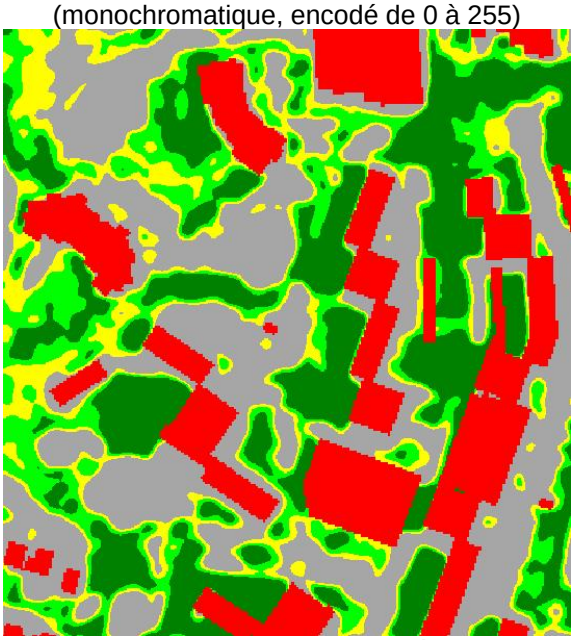
Photographie aérienne au format TIF



Grid raster de la photographie aérienne (monochromatique, encodé de 0 à 255)



Correspondance entre les données du bâti (format raster) et les informations de la photographie aérienne.



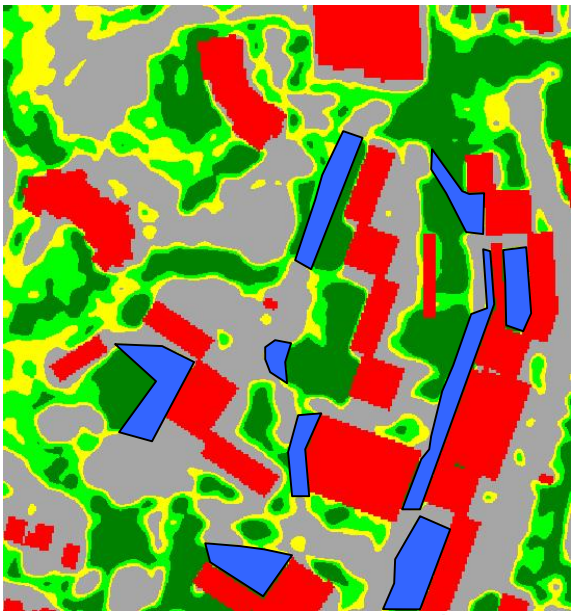
Regroupement automatique et définition de classes homogènes de types de sols

Figure 162 : Processus de définition des catégories de surfaces homogènes.

Les milieux urbains sont fortement hétérogènes. Les surfaces variées et composites se succèdent de façon rapprochée. Le nombre d'éléments identifiés ne permet pas une correction manuelle des données obtenues. Une part importante des erreurs produites par la projection des ombres peut être corrigée à partir des données vectorielles, souvent existantes, du bâti et de la voirie. Ces données peuvent être rastérisées et additionnées aux couches images. Cette procédure limite les erreurs essentiellement lorsque le milieu est fortement urbanisé.



Correspondance entre les données du bâti (format raster) et les informations de la photographie aérienne.



Correction des erreurs de traitement à partir des données vectorielles disponibles rasterisées.

Figure 163 : Identification et correction des erreurs ponctuelles produites par le traitement automatique des photographies aériennes.

Tableau 60 : Définition de 5 classes de sol en fonction de leurs propriétés hydrologiques.

Classe	Définition	Types de surface	Pertes au ruissellement			
			Mouillage en (mm)	Stockage micro-dépressions (mm)	Capacité d'infiltration (mm/h) ou en m/s	Capacité d'infiltration (mm/h) ou en m/s
1	Végétation continue	Forestière	0,50	2,00	Fonction de la composition de l'horizon de surface	
2	Végétation discontinue	Végétation rase, espaces agricoles	0,40	2,00	Fonction de la composition de l'horizon de surface	
3	Sols nus	Espaces agricoles non cultivés, terrains abandonnés	0,30	1,50	Fonction de la composition de l'horizon de surface	
4	Voirie	Route, parkings	0,20	1,00	-	-
5	Bâti	Bâtiments (habitats, zones industrielles et commerciales).	0,10	-	-	-

Une classification, assez simple, de 5 types de surface permet de dissocier les surfaces perméables et imperméables. Les classes 4 et 5, correspondant à la voirie et au bâti, représentent la catégorie des surfaces imperméables. Les surfaces perméables sont subdivisées en trois classes (1, 2 et 3) : les zones forestières, les zones de végétation continue et les zones de sols nus. Ces trois classes de sols perméables identifiés ne préjugent pas, à ce stade, de leur capacité d'infiltration qui dépend de la nature des sols des horizons supérieurs. Ces éléments permettent cependant de corriger les propriétés d'infiltration selon l'importance de la couverture végétale.

Pour les surfaces imperméables de la classe 5, les pertes au ruissellement au cours d'une averse se limitent à l'humectation (mouillage) des surfaces (l'étape préalable au

ruissellement). Cette première phase nécessite une lame d'eau dont la hauteur peut être estimée entre 0,1 et 0,5 mm selon les types de surface.
Les surfaces de la classe 4 engendrent, en plus des pertes liées aux mouillages, des pertes dues au remplissage des micros-dépressions dont l'importance est fonction des irrégularités des sols. Ces pertes au ruissellement peuvent être estimées entre 0,5 et 2 mm.
Les surfaces des classes 1, 2 et 3 (sols perméables) intègrent, en plus des pertes liées aux mouillages et au stockage en surface, des pertes au ruissellement liées aux processus d'infiltration. La capacité d'infiltration varie en fonction du type de sol, mais aussi du type de couverture ainsi que du niveau de saturation initiale en eau. La texture de la matrice définit sa porosité et ainsi sa capacité d'infiltration. La présence d'une couverture végétale influence positivement l'infiltration en ralentissant l'écoulement de l'eau à la surface, lui donnant ainsi plus de temps pour pénétrer dans le sol. D'autre part, le système radiculaire (racinaire) améliore la perméabilité du sol. Enfin, le feuillage protège le sol en diminuant le phénomène de battance qui correspond à un compactage de la surface du sol dû à l'impact des gouttes de pluie ou à d'autres effets (thermiques et anthropiques).

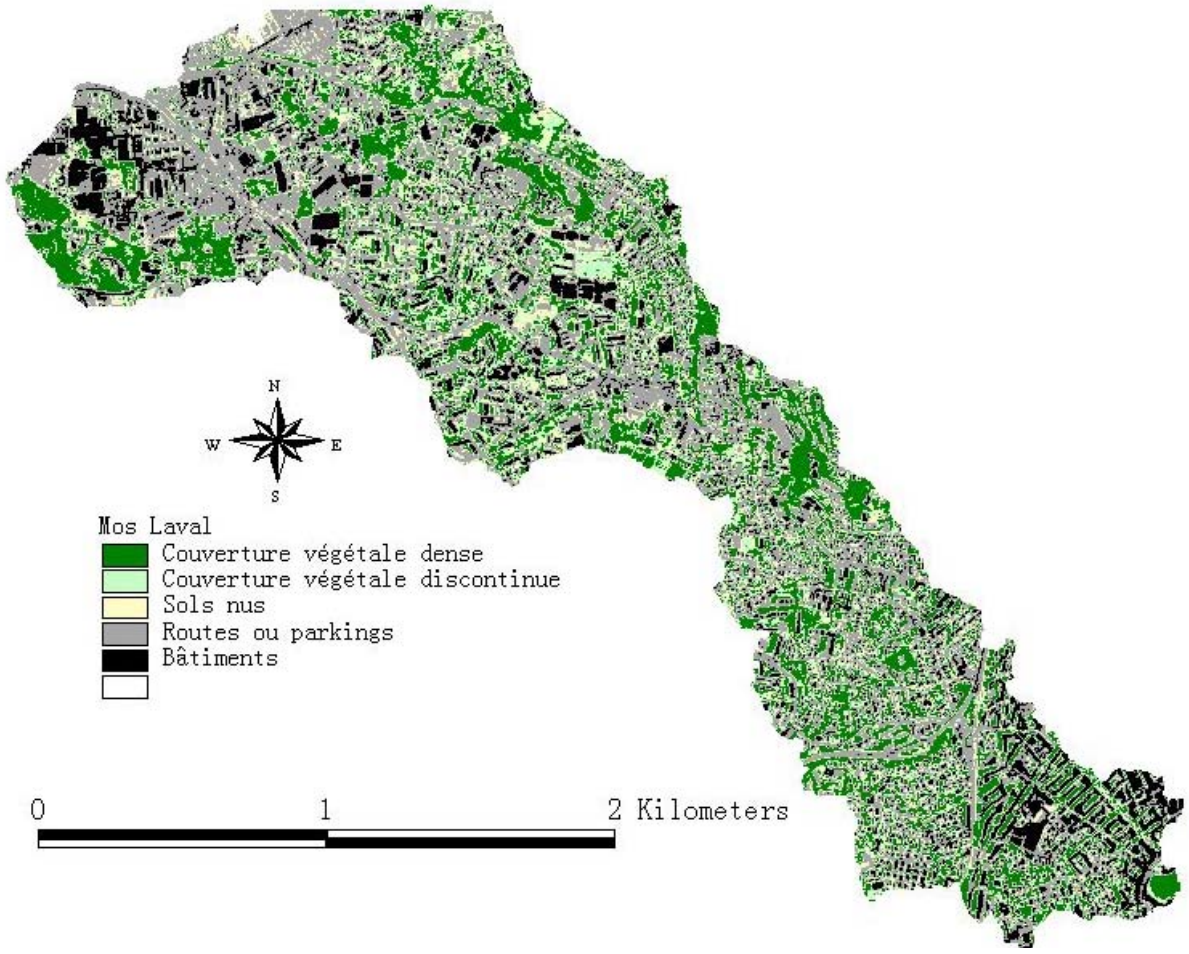


Figure 164 : Cartographie des Modes d'Occupation des Sols du vallon du Laval.

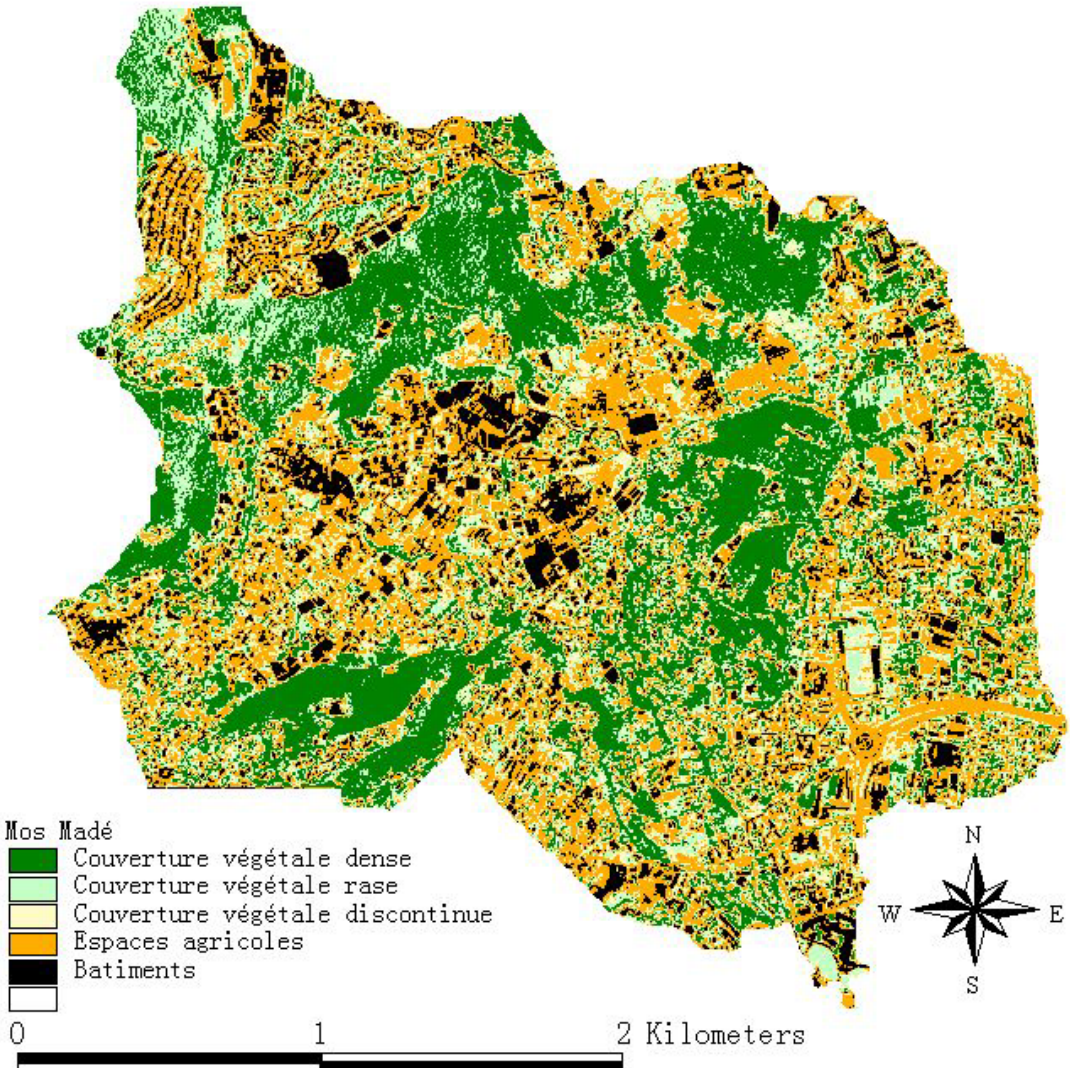


Figure 165 : Cartographie des Modes d'Occupation des Sols du vallon du Madé.

Tableau 61 : Répartition des types de surface des vallons du Laval et du Madé (situation de 1999).

	Surfaces perméables			Surfaces imperméables	
	Couverture forestière	Couverture végétale	Sols nus	Voirie	Bâti
Classes	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Laval %	21%	19%	1%	39%	21%
Laval (ha)	85	75	4	155	83
Madé %	32%	42%	6%	8%	12%
Madé (ha)	229	297	42	58	74

Le degré d'imperméabilisation du vallon du Laval est donc beaucoup plus fort (60%) que celui du Madé (20%). Les surfaces de voirie représentent près de 40% de la surface du Laval soit près du double de celle des bâtiments. A l'opposé, sur le Madé, les surfaces « naturelles » représentent plus de 80% des surfaces. Les zones forestières sont très importantes et représentent près du tiers du bassin. Le Laval et le Madé sont donc très différents même s'ils possèdent le même qualificatif de vallon « urbain ».

De nombreuses approximations sont apparues dans le traitement des surfaces non-couvertes (sols cultivés non enherbés et voiries). Cependant, en dehors des surfaces ombrées, les zones de bâti et celles recouvertes de végétaux apparaissent clairement et sont correctement dissociées.

Deux types de Modes d'Occupation des Sols ont été créés afin de limiter la part des erreurs :

- *Un Mode d'Occupation des Sols de zone urbaine ;*
- *Un Mode d'Occupation des Sols de zone rurale.*

La différence entre ces deux catégories de MOS réside dans la définition des surfaces non recouvertes. Le MOS urbain intègre une classe voirie (parking et route) et néglige la part des zones agricoles très minoritaires. A l'opposé, le MOS rural néglige les surfaces de voirie au profit des surfaces agricoles non recouvertes largement majoritaires. Cette simplification indispensable apporte un travail supplémentaire de vérification et de correction lors de l'élaboration des caractéristiques propres à chaque sous-bassin. Les données vectorielles de la voirie permettent cependant de corriger la plupart des erreurs.

Cette classification constitue une première étape et nécessite des données précises et complémentaires. L'étape suivante doit permettre de caractériser la capacité d'infiltration des sols perméables et donc de compléter l'étude des mécanismes hydrologiques des vallons du Laval et du Madé.

1.2.2. Estimation de la perméabilité des sols de la commune d'Antibes.

La capacité d'infiltration des sols dépend de leur nature, mais aussi de leur niveau de saturation ainsi que de la présence ou non d'une couverture végétale. Parmi ces paramètres, le type de couverture végétale a pu être défini grâce aux photographies aériennes. Le niveau de saturation des sols varie dans le temps et ne peut être déterminé précisément en l'absence de mesures continues. Les potentiels d'infiltration initiaux et finaux sont indépendants de ces deux éléments et ne sont fonction que de la nature et de la composition de l'horizon supérieur des sols. Ainsi, les sols argileux sont peu perméables, en opposition, les sols sablonneux ou composés de terre végétale très aérée le sont fortement. Le tableau suivant montre les écarts importants qui séparent les capacités d'infiltration des sols uniquement en fonction de leur nature.

Tableau 62 : Capacités d'infiltration initiale et finale en fonction du type de sol [MUSGRAVE 1955].

Types de sol	**Capacité initiale : f_o (mm/h)**	**Capacité finale : f_c (mm/h)**
Sable, silt	250	De 8 à 12
Limon sableux	200	De 4 à 8
Limon argileux	130	De 1 à 4
Argile, sols salins	75	De 0 à 1

La présence d'une couverture végétale accroît sensiblement la capacité d'infiltration des sols. Le type de couverture intervient donc comme un facteur multiplicatif augmentant la valeur du terme d'infiltration initial (f_o) (tab. 62, 63 et 64). A l'opposé, le niveau de saturation intervient comme un facteur limitant la capacité d'infiltration. Ce paramètre ne permet cependant pas de préjuger d'une modification de la valeur de (f_o). La prise en compte de l'état initial intervient donc au niveau de la forme des pluies de projet. Dans ce cas, le modélisateur doit être en mesure de simuler des averses complexes (double triangle ou averses d'intensité constante précédant l'événement de référence).

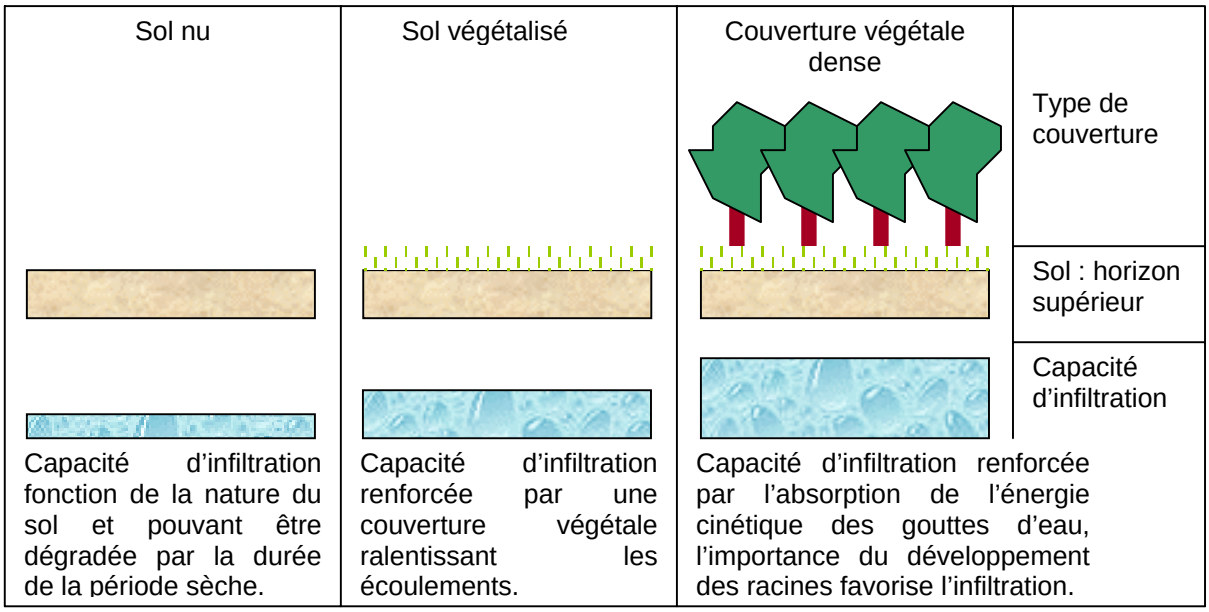


Figure 166 : Modification de la capacité d'infiltration des sols en fonction de la présence d'une couverture végétale.

Les sondages, effectués dans le cadre de la définition des zones d'assainissement autonome par l'entreprise ERG pour le compte de la commune d'Antibes, ont permis de réaliser une cartographie des horizons supérieurs selon la nature des sols. Les mesures de

perméabilité réalisées au cours de ces sondages ne peuvent malheureusement pas être employées car ces valeurs correspondent à la conductivité d'une colonne profonde de 1 à 1,5 m.

Tableau 63 : Variation de la capacité initiale d'infiltration (paramètre f_0 de la formule de HORTON) en fonction de la perméabilité du sol et de la nature de sa couverture, valeurs de f_0 données en mm/h [DEUTSCH & al 1989].

Type d'espace	Nature du sol				
	Très imperméable	**Imperméable**	**Moyennement perméable**	**Perméable**	**Très perméable**
Forêt-culture	$100<f_o<200$	$200<f_o$	$200<f_o$	$200<f_o$	$200<f_o$
Jardins	$10<f_o<50$	$10<f_o<50$	$50<f_o<100$	$100<f_o<200$	$200<f_o$
Prairies-pelouses	$f_o<10$	$10<f_o<50$	$50<f_o<100$	$100<f_o<200$	$200<f_o$
Terrains de sport – espaces résidentiels	$f_o<10$	$f_o<10$	$f_o<10$	$f_o<10$	$50<f_o<100$

Tableau 64 : Valeurs estimées des paramètres f_c, f_o et k pour les principales catégories de sol en fonction de leur couverture [PITT & al. 2001].

Types de sol	**Capacité initiale d'infiltration f_o (inch/hr)**	**Capacité initiale d'infiltration f_o (mm/h)**
Sol sablonneux sec avec peu de végétation	5	126
Sol calcaire sec avec peu de végétation	3	76
Sol argileux sec avec peu de végétation	1	25
Sol sablonneux sec avec beaucoup de végétation	10	253
Sol calcaire sec avec beaucoup de végétation	6	152
Sol argileux sec avec beaucoup de végétation	2	51
Sol sablonneux humide avec peu de végétation	1,7	43
Sol calcaire humide avec peu de végétation	1	25
Sol argileux humide avec peu de végétation	0,3	8
Sol sablonneux humide avec beaucoup de végétation	3,3	84
Sol calcaire humide avec beaucoup de végétation	2	51
Sol argileux humide avec beaucoup de végétation	0,7	18
	Capacité finale d'infiltration f_c (inch/hr)	**Capacité finale d'infiltration f_c (mm/h)**
Argilo-calcaire, Argilo-calcaire limoneux	0 à 0,05	0 à 1,3
Argilo-calcaire sablonneux	0,05 à 0,15	1,3 à 3,8
Calcaire limoneux, calcaire	0,15 à 0,30	3,8 à 7,6
Sable, sable calcaire, calcaire sableux	0,30 à 0,45	7,6 à 11,4

Les sondages réalisés confirment que l'essentiel des horizons de surface est composé d'argiles. La perméabilité de ces sols est donc pour le moins limitée, notamment sur la partie ouest de la commune qui correspond au vallon du Madé. La présence de sables ou de cailloutis modifie sensiblement les capacités d'infiltration initiales (f_o) et finales (f_c) dans un rapport de 1 à 5. Ces écarts peuvent apparaître importants, mais la perméabilité naturelle des argiles est très faible (les argiles marron secs 25 mm/h et humides 8 mm/h). L'est de la commune est couvert de terres végétales et de sables plus ou moins argileux. Cette partie possède globalement une capacité d'infiltration supérieure.

Une carte des sols qui composent les horizons superficiels, a été réalisée à partir de ces sondages. Les valeurs des paramètres f_c et f_o peuvent ainsi être déterminées sur l'ensemble de la commune. Seule la valeur du paramètre k du modèle de Horton qui représente la diminution de la capacité d'infiltration en fonction du temps, est imposée arbitrairement en l'absence de données locales. La valeur de k proposée par la littérature est de l'ordre de 0,069 mm/mn (soit 1,15 10^{-3} mm/s), [AKAN 1993, CHOCAT 1997]. A ce sujet, la valeur de k

donnée par défaut dans le modèle hydrologique « kinématic » de Mouse est de 1,5 10^{-3} mm/s.
Les sondages réalisés à proximité d'habitations et faisant ressortir des remblais ont été volontairement écartés car jugés non représentatifs des caractéristiques locales des sols naturels.

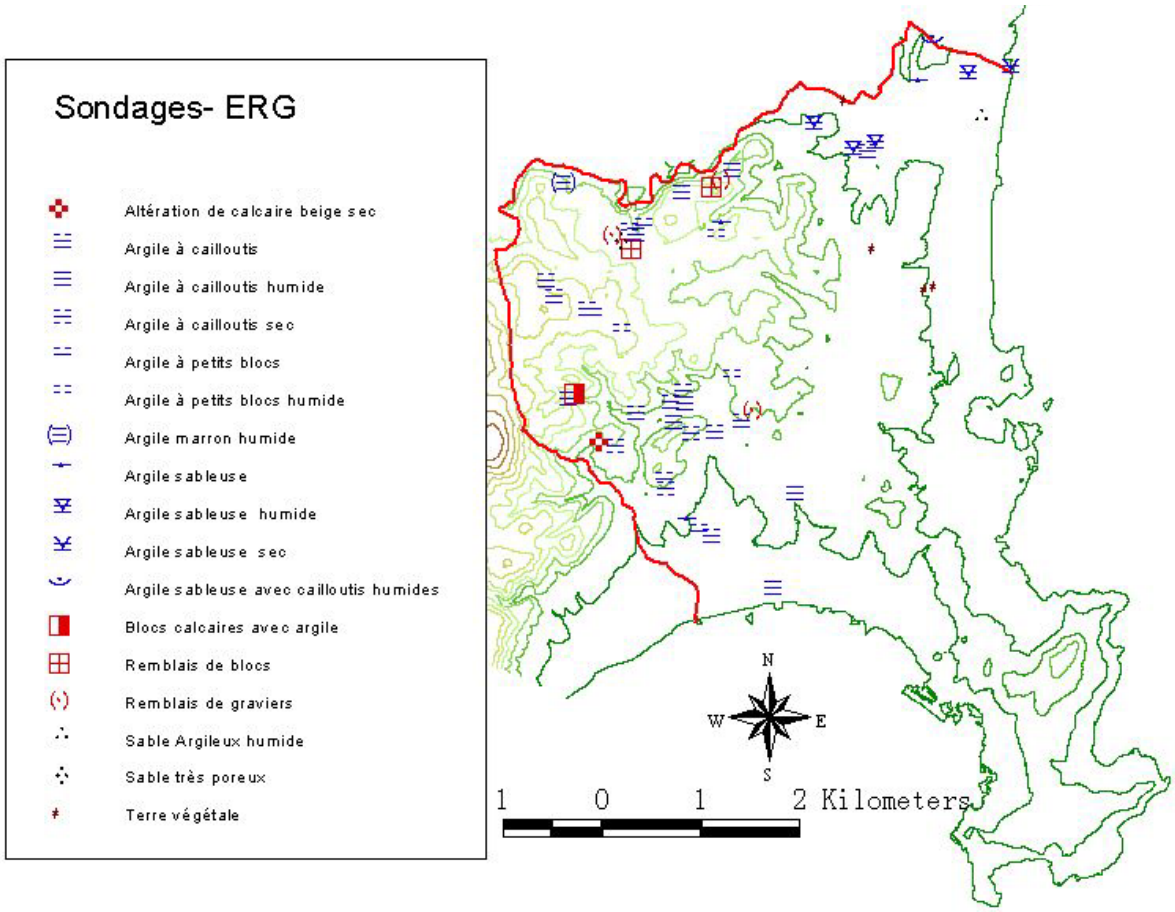


Figure 167 : Sondage réalisés par ERG sur la commune d'Antibes en 2000 [ERG 2000].

Tableau 65 : Valeurs des paramètres f_c et f_o de la méthode d'infiltration d'HORTON attribuées aux sols de la commune d'Antibes [ERG 2000].

Types de sol	Sols nus		Couvertures végétales	
	Capacité initiale (f_o)*	Capacité finale (f_c)*	Capacité initiale (f_o)*	Capacité finale(f_c)*
Altération de calcaire beige (sec)	76	4	152	4
Argile à cailloutis	30	3	51	3
Argile à cailloutis (humide)	13	1	18	1
Argile à cailloutis (sec)	45	4	90	4
Argile à petits blocs	35	4	70	4
Argile à petits blocs (humide)	14	2	30	2
Argile marron	25	3	51	3
Argile marron (humide)	8	1	18	1
Argiles sableuses	126	2	253	2
Argiles sableuses (sec)	150	4,8	300	4,8
Argiles sableuses et cailloutis	170	4,8	350	4,8
Argiles sableuses et cailloutis (humide)	63	5	84	5
Argiles sableuses et cailloutis (sec)	126	3,8	253	3,8
Argiles sableuses (humide)	43	1,3	84	1,3
Blocs calcaires avec argile	76	7,6	152	7,6
Remblais de blocs	500	200	-	-
Remblais de graviers	500	200	-	-
Sable Argileux	126	11,4	253	11,4
Sable Argileux (humide)	53	7,6	106	7,6
Sable très poreux	250	12	-	-
Terre végétale	80	10	160	10

* Valeurs de f_o et f_c données en mm/h K_{minute}=0,069

Les valeurs des capacités initiale et finale, estimées au niveau des différents sondages, ont été interpolées au domaine d'étude. Les cartes de perméabilité ainsi obtenues peuvent être couplées à celles des Modes d'occupation des Sols. L'interprétation de ces données montre que les valeurs d'imperméabilité des roches composant les horizons de surface sont globalement faibles. Quelques points de mesures forment cependant des « trous et des bosses » dans le champ cartographié. Ces zones sont peu étendues et ne correspondent en fait qu'à des compositions de sol assez limitées dans l'espace.

La commune d'Antibes est séparée en deux parties, est et ouest, qui s'opposent par le degré de perméabilité. Sur la partie ouest de la commune, les valeurs de f_o sont comprises entre 30 et 50 mm/h. Sur la partie est, ces valeurs sont plus élevées et varient entre 50 et 70 mm/h. Les capacités d'infiltration finales des sols saturés sont comprises entre 0 et 3 mm/h à l'ouest et entre 4 et 10 mm/h à l'est. Ces estimations caractérisent des sols nus et doivent être corrigées en fonction de la présence d'une couverture végétale (fig.168, 169 et 170).

En conclusion, il apparaît que la perméabilité des sols naturels est relativement faible sur la commune d'Antibes. Essentiellement composés d'argiles marron, ces sols offrent une capacité d'infiltration limitée, inférieure à 100 mm/h, même lorsque ceux-ci ont une couverture végétale. De fait, la participation au ruissellement de ces espaces naturels doit être prise en compte. La délimitation des systèmes hydrologiques qui composent les vallons du Madé et du Laval, va permettre d'estimer la part de ces sols naturels et leur contribution aux risques de débordement des réseaux d'eaux pluviales.

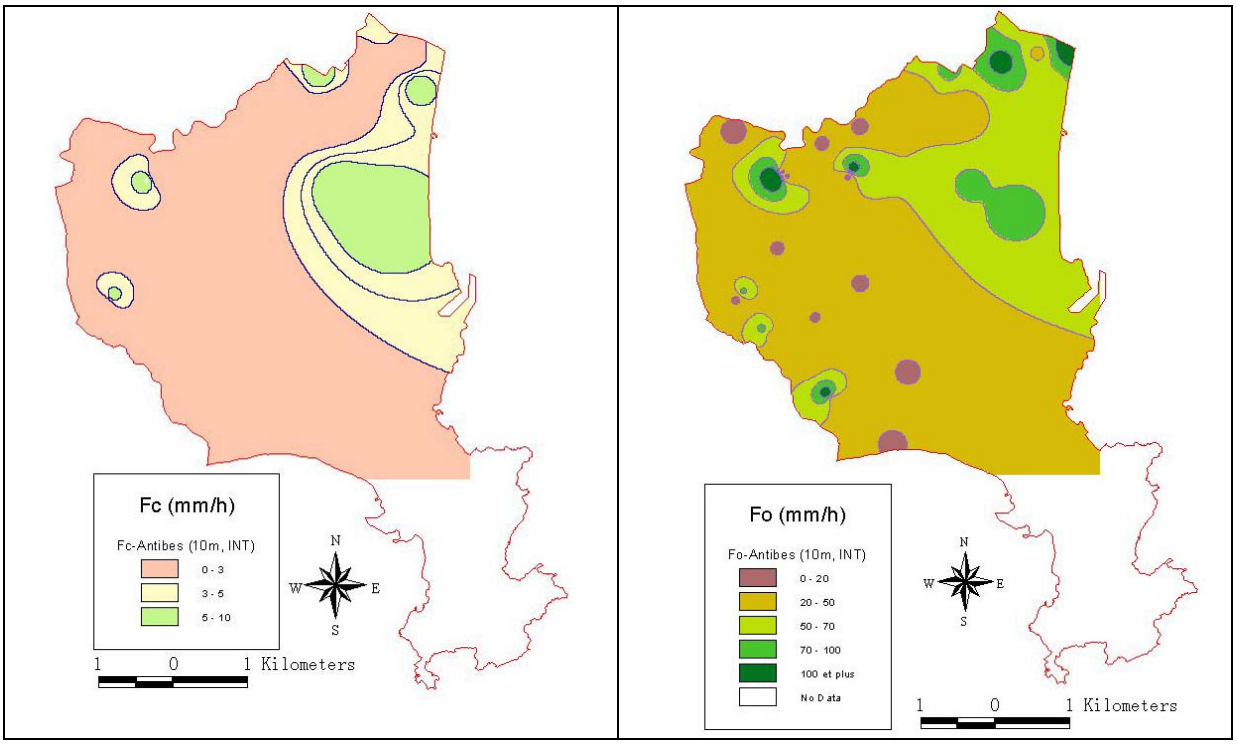


Figure 168 : Cartographie des valeurs du paramètre f_o et f_c sur la commune d'Antibes.

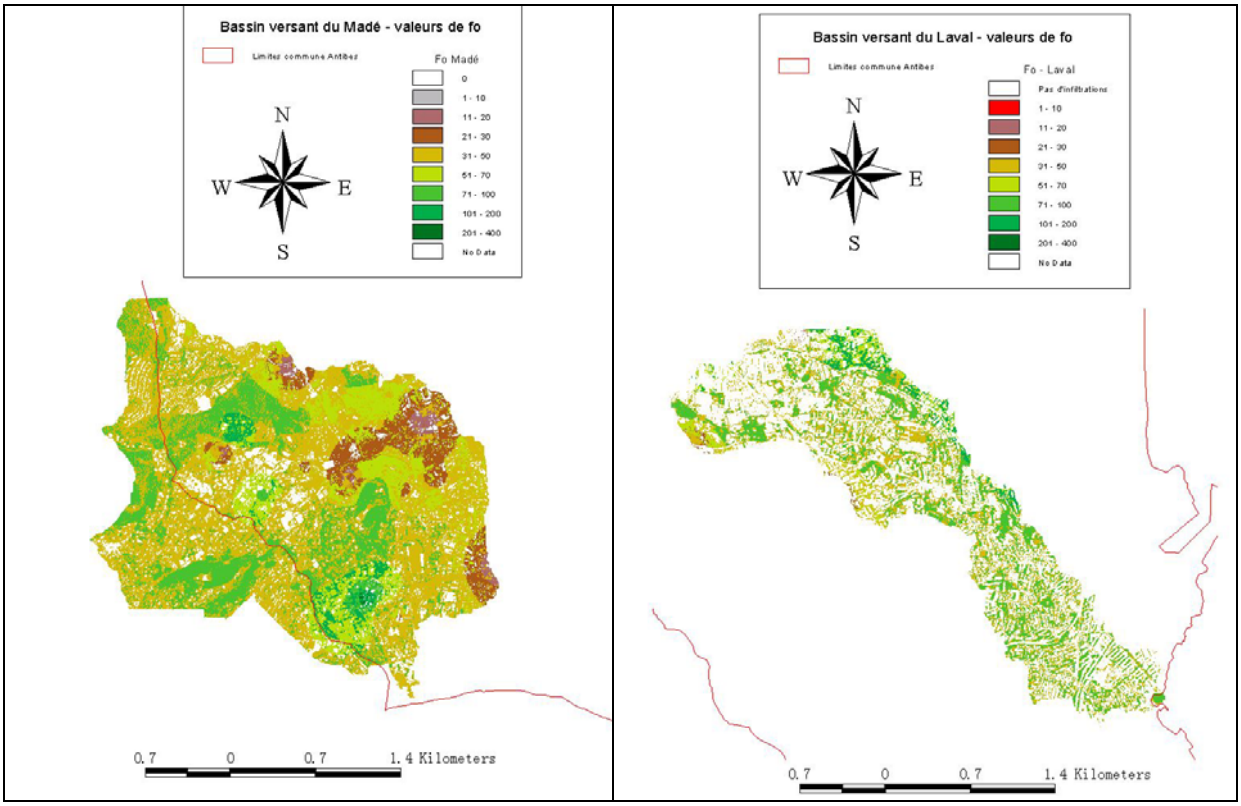


Figure 169 : Valeurs des paramètres f_o (données en mm/h) du modèle d'HORTON calculées sur les bassins versants des vallons du Laval et du Madé (Ville d'Antibes).

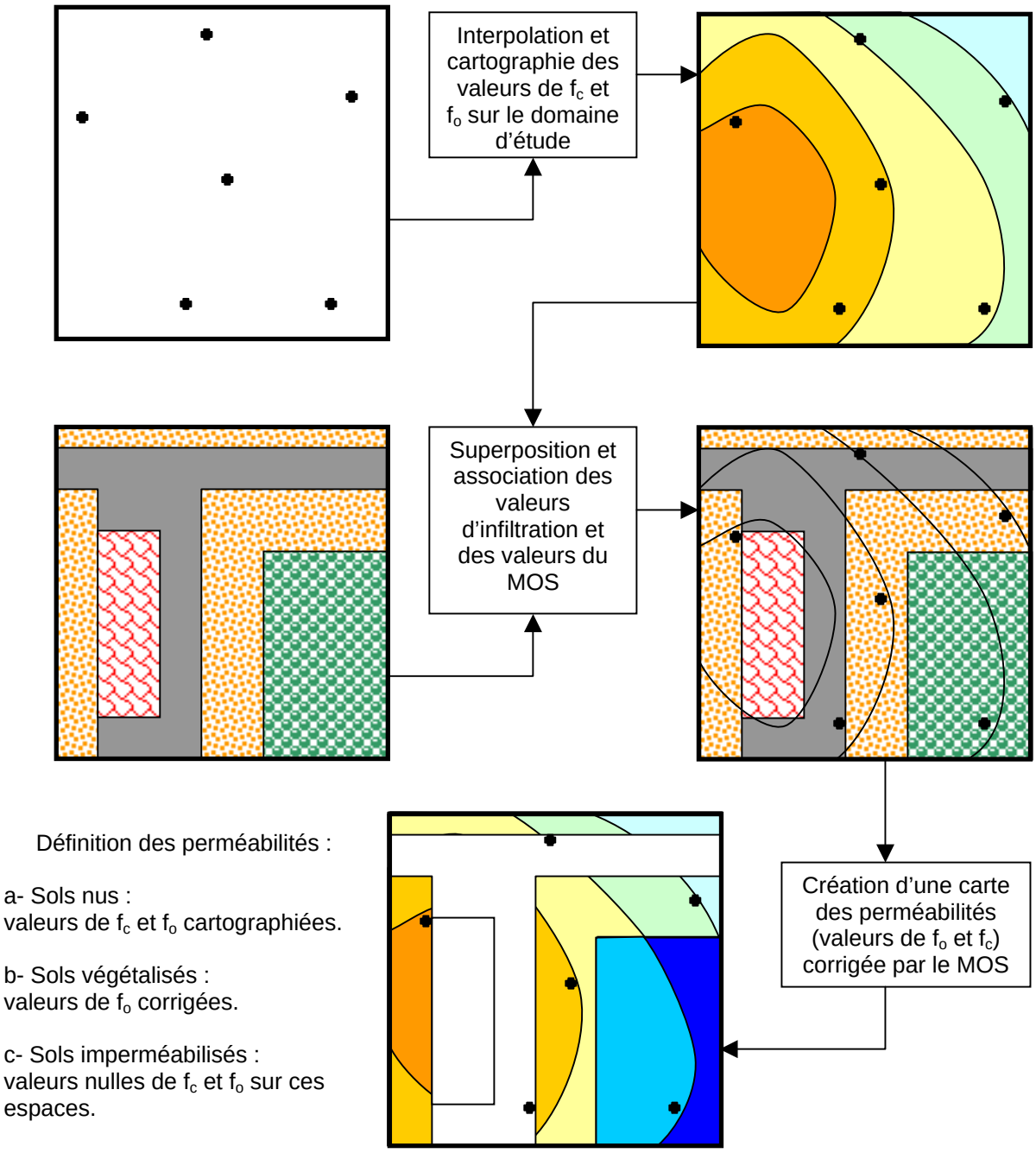


Figure 170 : Processus d'élaboration des cartes des valeurs des paramètres de f_o et f_c du modèle d'HORTON.

1.3. Détermination des caractéristiques hydrologiques et physiques des bassins versants du Laval et du Madé (commune d'Antibes).

Les procédés de traitement automatique des données morphométriques disponibles avec Hydrologic Modeling 1.1 sont appliqués aux M.N.T. de la commune d'Antibes afin d'extraire les contours des bassins des vallons du Laval et du Madé. Ce travail s'accompagne de la définition des sous-bassins qui composent le système hydrologique de ces vallons secs. Une base de données regroupant les principales caractéristiques physiques et hydrologiques (surface, pente, longueur des talwegs etc.) complète ces travaux afin de modéliser les processus de ruissellement et établir les hydrogrammes de crue propres à chaque système.
La délimitation des sous-bassins peut être réalisée avec des niveaux de précision différents. Afin de permettre une meilleure compréhension des mécanismes hydrologiques des vallons, un premier découpage des limites de bassin a été effectué à une échelle assez large. Un second, plus précis, est employé pour modéliser les écoulements et les débordements dans les réseaux d'eaux pluviales de ces vallons.

Le caractère exceptionnel des averses enregistrées dans le département laisse présager que la contribution des sols naturels ne devrait pas être négligée, mais intégrée à la modélisation des processus de ruissellement, même lorsqu'il s'agit de vallons « urbains ».
L'analyse détaillée des Modes d'Occupation des Sols et des propriétés physiques des sols naturels va donc permettre de compléter la définition des systèmes hydrologiques. De fait, les modèles mis en oeuvre intègrent la relation non linéaire existant entre l'intensité des averses et les volumes de ruissellement produits. Cette relation, habituellement résumée par l'expression d'un simple coefficient (C_i, C_r), est ici en mesure de rendre compte du ruissellement induit par les averses très intenses qui touchent les vallons urbains des Alpes-Maritimes.

1.3.1. Vallons du Madé et du Laval : des caractéristiques physiques différentes.

Les bassins versants des vallons du Laval et du Madé sont contigus. Malgré leur proximité géographique, leurs caractéristiques sont sensiblement différentes. L'organisation du réseau hydrographique, l'assemblage des sous-bassins, la distribution des pentes expliquent en partie le potentiel risque que représentent ces cours d'eau non permanents. Ces paramètres peuvent être définis plus ou moins finement en fonction des objectifs à atteindre :

- Exploitation des paramètres par des modèles hydrologiques afin de quantifier les ruissellements ;
- Modélisation des amortissements et de la diffusion des ondes de crue dans un système ;
- Détermination des zones de débordement et d'expansion des crues ;
- Estimation des risques humains ou matériels encourus ;
- Création d'ouvrages hydrauliques de protection face aux crues, etc.

Les vallons du Laval et du Madé sont les deux plus grands bassins versants de la commune d'Antibes. La superficie du Laval est d'environ 406 hectares et celle du Madé de 700 hectares. Les deux systèmes hydrologiques ont un débit de base nul, mais leurs temps de réponse sont très courts (inférieurs à 1 heure). Ces deux caractéristiques soulignent les difficultés qui existent pour mettre en œuvre efficacement des mesures d'alerte. La connaissance des volumes de ruissellement et des débits de pointe de ces vallons est d'autant plus importante qu'elle conditionne le dimensionnement des ouvrages de protection.
La topographie de ces sites est un facteur aggravant les risques de débordement et d'inondation. Les deux bassins possèdent des pentes fortes en amont qui accélèrent les phénomènes de ruissellement. A l'opposé, dans les parties basses, les pentes sont plus faibles. De ce fait, l'évacuation des eaux est ralentie à proximité de zones naturellement inondables qui sont, de plus, généralement urbanisées depuis fort longtemps.

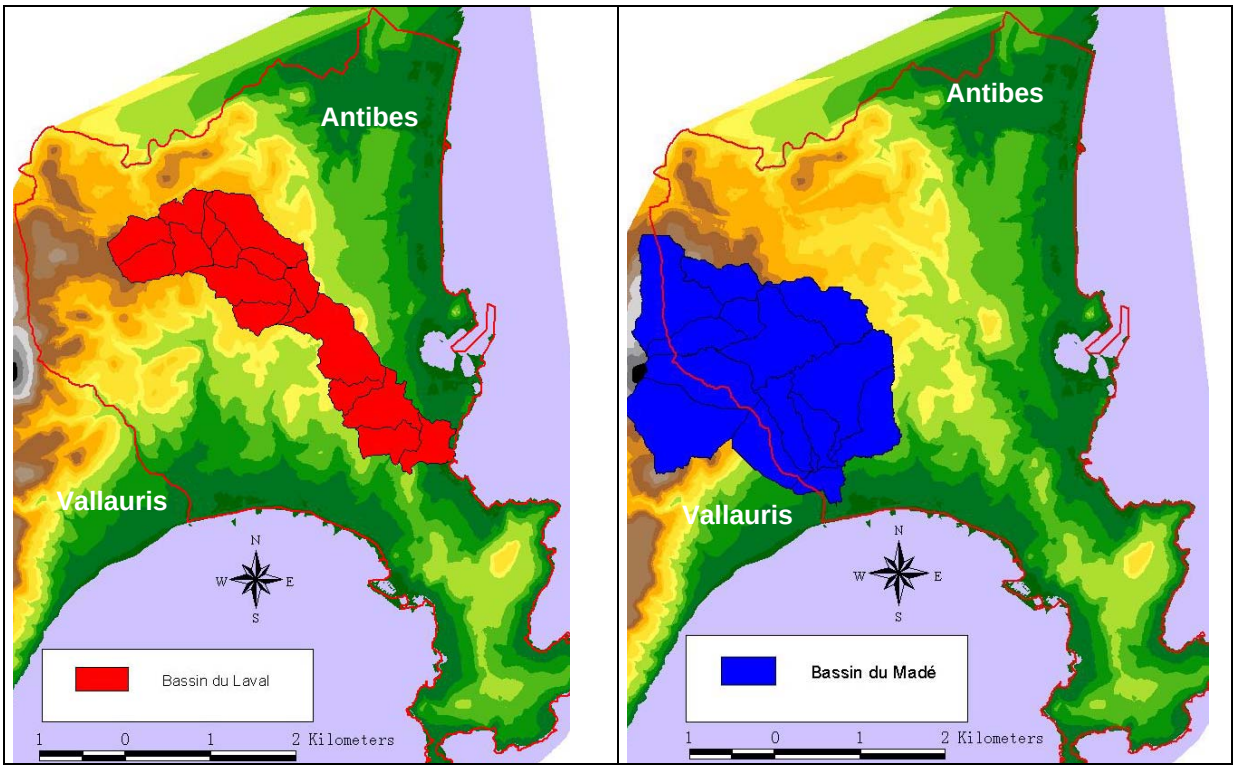


Figure 171 : Localisation des bassins versants du Laval et du Madé sur les communes d'Antibes et de Vallauris.

Les bassins versants des vallons du Laval et du Madé ont une géométrie très différente. Le vallon du Laval est un bassin de forme allongée (plus de 5,5 km pour 1 kilomètre de largeur). A l'opposé, le bassin du Madé a une forme plus ramassée (4 kilomètres de long pour 3 kilomètres de large).

La délimitation automatique des systèmes hydrologiques est réalisée à deux échelles spatiales différentes. L'échelle spatiale large définit 15 sous-bassins sur le Madé et 17 sur le Laval. Les découpages réalisés au cours d'études entreprises par les sociétés Hydratec et Guigues en 1989 ont permis de vérifier la pertinence et la cohérence des limites produites par le traitement du M.N.T. de la commune (fig. 173 et 174). Les annexes n°2 et n°3 regroupent les informations propres à chaque système. Les délimitations, ainsi calculées, sont proches de celles qui avaient été retenues par les ingénieurs chargés de l'étude hydrologique et hydraulique de ces vallons. Les limites de ces applications restent cependant fonction de la précision des données du M.N.T., notamment dans les zones où les pentes sont trop faibles et aux endroits où la densité des points d'échantillonnage est insuffisante. Les réseaux artificiels peuvent aussi s'écarter sensiblement des parcours actuellement empruntés par les réseaux hydrographiques naturels. Ces observations ne traduisent pas forcément des erreurs de calcul ou de données, mais témoignent des aménagements réalisés dans un passé plus ou moins proche.

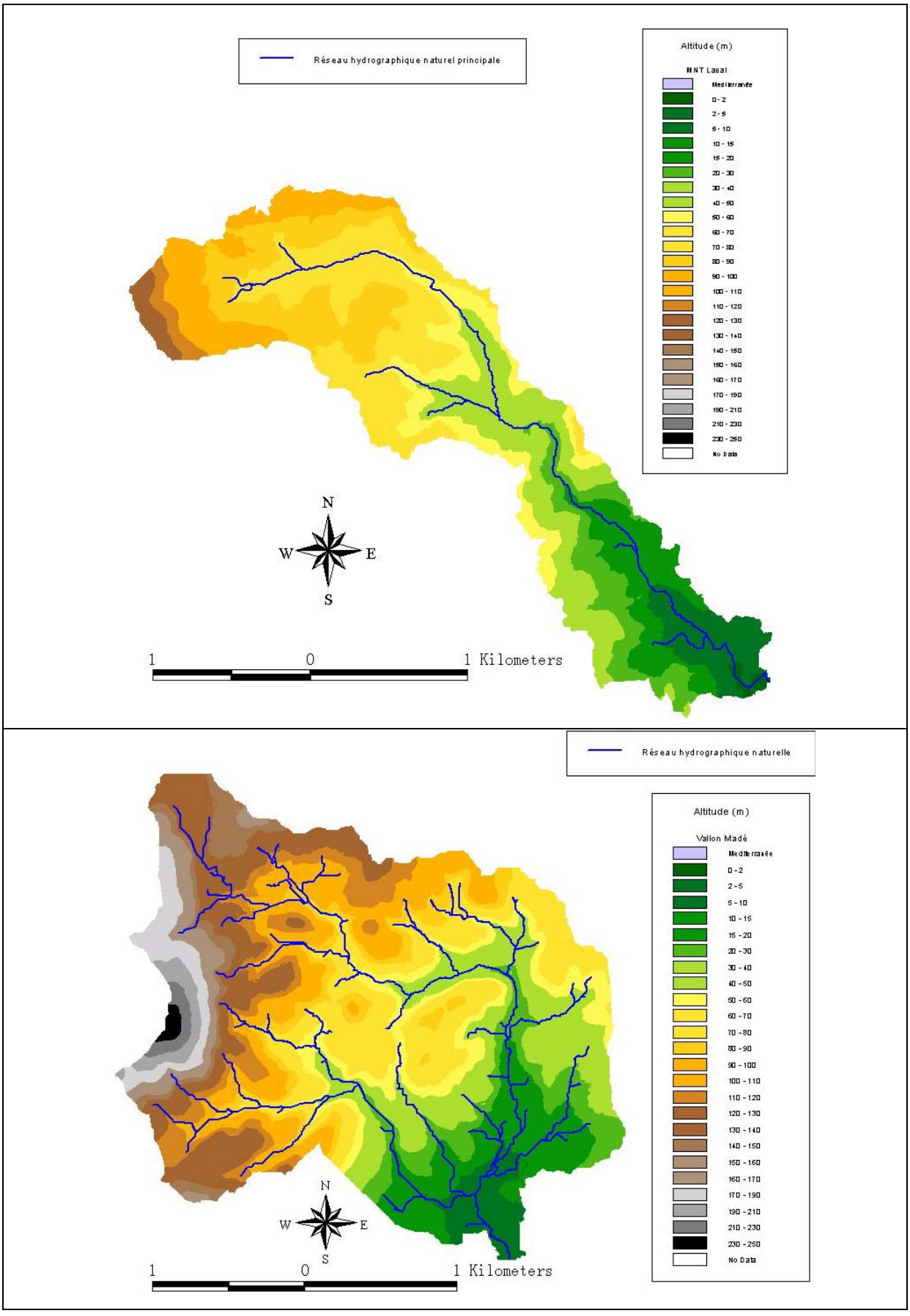


Figure 172 : Réseau hydrologique naturel des vallons du Laval et du Madé.

Tableau 66 : Principales caractéristiques des bassins versants du Laval et du Madé.

	Madé	Laval
Superficie des vallons	500 hectares sur Antibes 200 hectares sur Vallauris	406 hectares
Plus long réseau de drainage	3,6 km	4,8 km
Longueur maximale du vallon	4 km	5,5 km
Largeur maximale du vallon	3 km	1 km
Nombre de sous-bassins principaux	15	17
Nombre de sous-bassins élémentaires	75	69

Le réseau hydrographique du Laval est aménagé sur toute sa longueur. Le système ne compte qu'un seul point de confluence au carrefour de la route de Grasse et de la Sarrazine. La surface du bassin affluent est de l'ordre de 60 hectares. Le même cas de figure se présente pour le Madé avec un point de confluence dans la partie basse du vallon au niveau des tunnels situés sous la RN7. Les eaux de ruissellement générées sur la partie ouest du bassin proviennent presque entièrement de la commune de Vallauris (200 hectares au total).

Les superficies des sous-bassins principaux sont très hétérogènes. Le plus petit n'atteint pas 2 hectares tandis que le plus grand dépasse 90 hectares. Ces écarts importants peuvent poser de sérieuses difficultés pour modéliser les écoulements dans les réseaux d'eaux pluviales, notamment au niveau des points d'entrée du modèle qui correspondent parfois aux exutoires des sous-bassins. Pour procéder à une approche distribuée cohérente, la délimitation des sous-bassins a été affinée. Ainsi, le vallon du Laval a été découpé en 69 sous-bassins élémentaires et celui du Madé en 75. La dimension maximale des sous-bassins est alors ramenée à 33 hectares. La multiplication du nombre de points d'entrée dans le système permet de mieux distribuer les volumes de ruissellement. Les annexes 4 à 7 regroupent les données physiques et le Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins élémentaires des vallons du Laval et du Madé.

Les pentes moyennes, calculées pour chaque sous-bassin dépassent fréquemment 5% qui est la valeur plafond de la méthode de Caquot, (fig. 174). D'un point de vue hydrologique, ces fortes pentes accélèrent et renforcent les processus de ruissellement ce qui accentue l'importance des volumes et des débits de pointe.

Les travaux effectués à partir du Modèle Numérique de Terrain de la ville d'Antibes ont permis de réaliser un découpage précis et concordant des limites des principaux sous-bassins des vallons du Laval et du Madé. Une étude plus fine de ces ensembles a déterminé les bassins versants élémentaires qui seront employés pour modéliser le fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales. Chaque bassin est caractérisé par :

- *Sa surface ;*
- *La longueur de son plus long talweg ;*
- *Sa pente.*

Les données de chaque sous-bassin peuvent être géographiquement couplées aux informations issues de l'analyse des Modes d'Occupation des Sols et ainsi offrir une description complète des vallons.

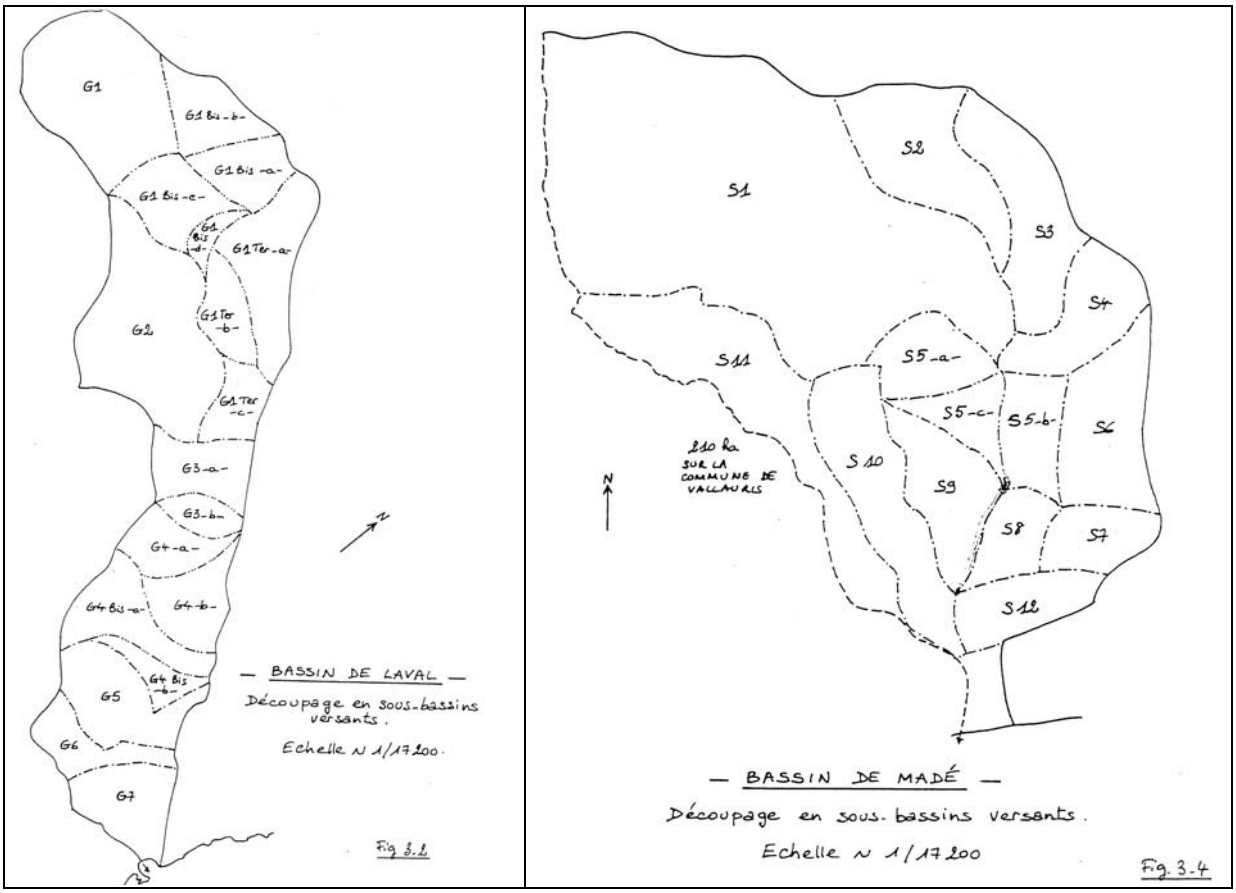


Figure 173 : Découpage des sous-bassins du Laval et du Madé [GUIGUES SA & HYDRATEC 1989].

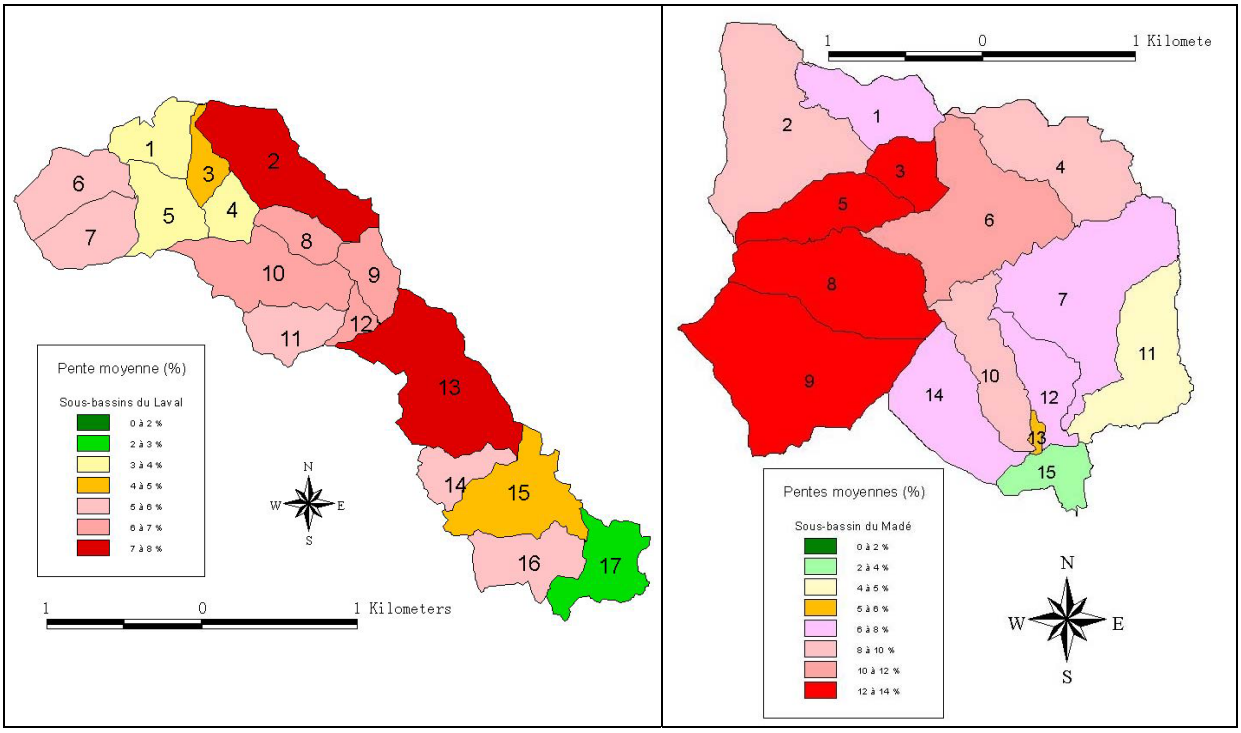


Figure 174 : Pentes moyennes des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé.

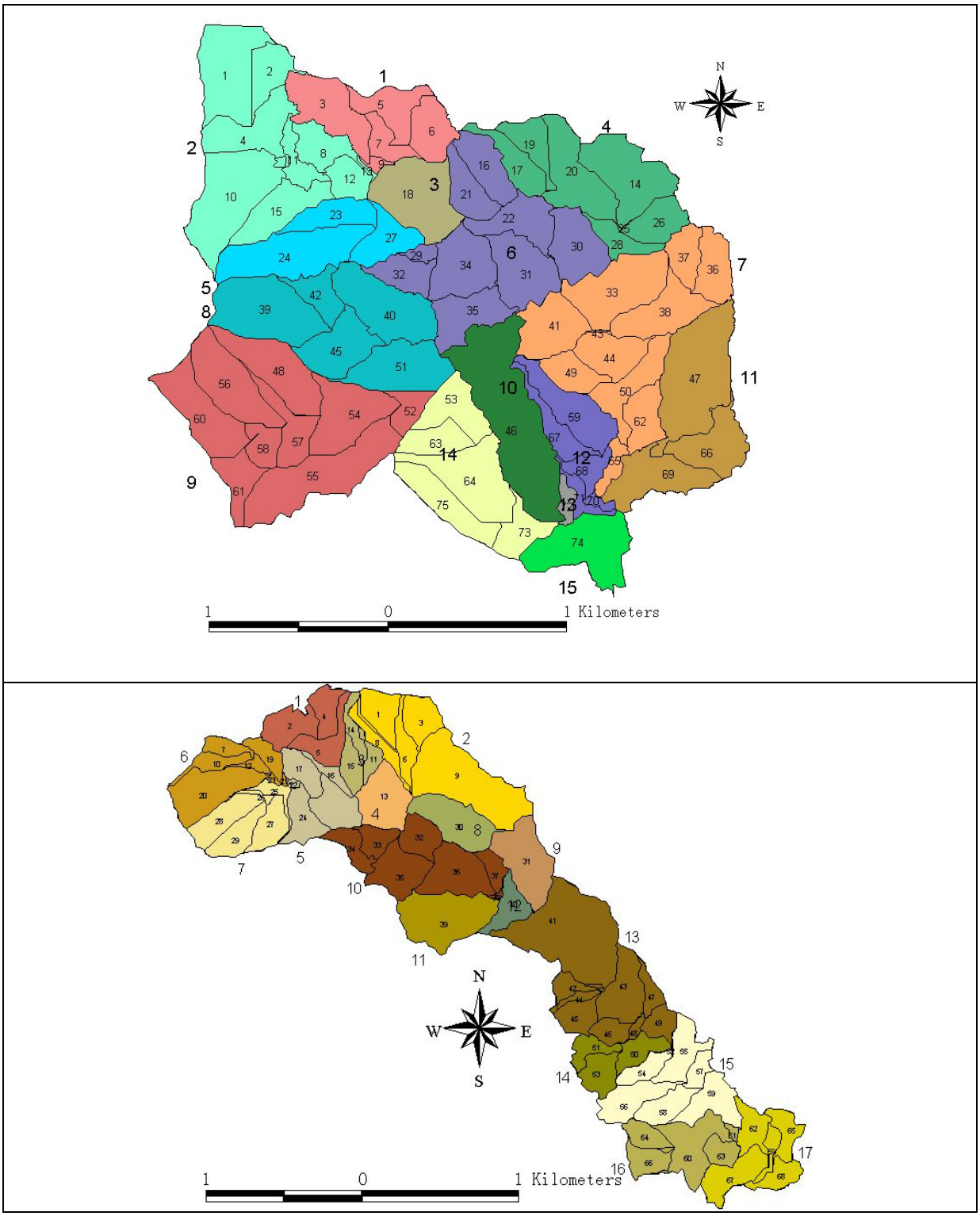


Figure 175 : Découpage des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé (réalisé avec Hydrologic Modelling V1.1 sous Arc-View 3.1).

1.3.2. Synthèse des Modes d'Occupation des Sols du Laval et du Madé.

Le Laval occupe la partie centrale de la commune. Son réseau hydraulique principal est longé par un axe de circulation important qui relie la frange littorale à l'autoroute A8 (Chemin de Saint Claude dans la partie haute, Avenue Philippe Rochat dans la partie centrale et le Boulevard Foch dans la partie basse). Très urbanisé, les propriétés hydrologiques du vallon ont été fortement modifiées au cours des dernières décennies avec le développement de zones commerciales et d'habitats collectifs, surtout en amont du bassin.

Le Madé se trouve à l'ouest de la commune. Une partie de son impluvium est située au sud-est de la commune limitrophe de Vallauris. Dans son ensemble, le bassin est plus faiblement urbanisé surtout en amont où des espaces forestiers protégés et des domaines agricoles recouvrent encore la plus grande partie des terrains.

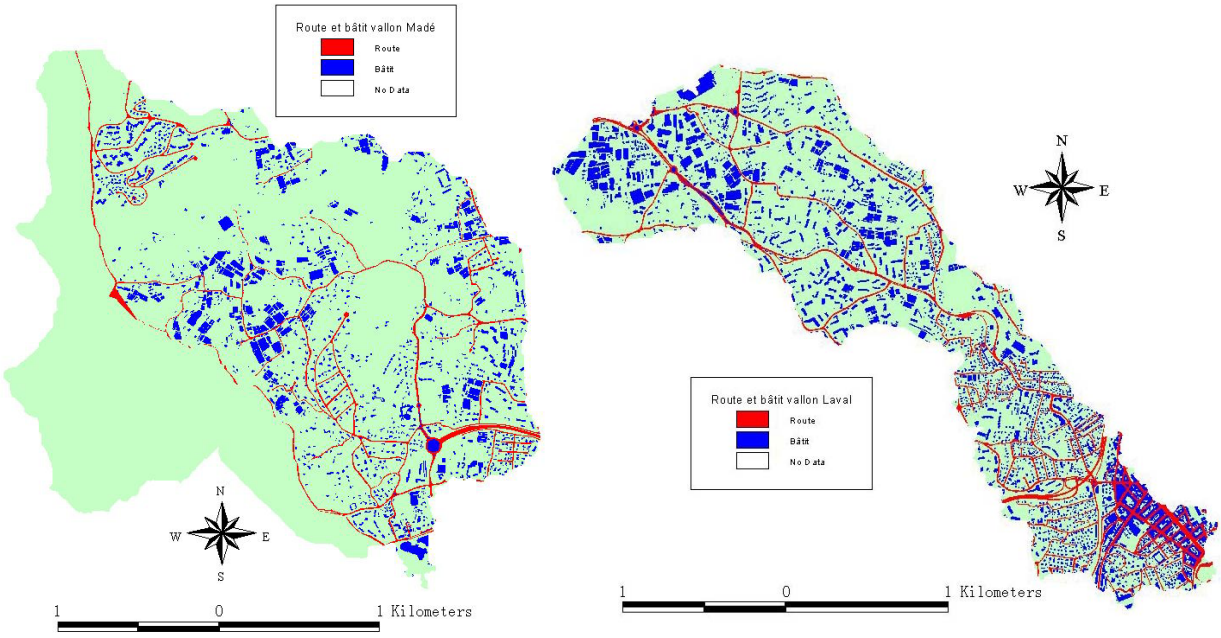


Figure 176 : Identification des axes de circulation et du bâti des vallons du Laval et du Madé.

La définition des Modes d'Occupation des Sols des vallons du Laval et du Madé est réalisée par la combinaison des informations issues des photographies aériennes couleur et des données d'urbanisme fournies par la Mairie d'Antibes. Ces données permettent d'identifier clairement et précisément les surfaces imperméabilisées telles que les bâtiments et les principales voies de circulation. Ces informations ne couvrent pas l'ensemble du vallon du Madé qui est en partie sur la commune de Vallauris.

Comme cela a été démontré précédemment, les deux vallons s'opposent fortement par leur niveau d'urbanisation. D'après les études réalisées, les coefficients d'imperméabilisation varient entre 0,55 et 0,75 sur le Laval et entre 0,30 et 0,55 sur le Madé en fonction des sous-bassins [GUIGUES SA & HYDRATEC 1989].

Le traitement automatique des données disponibles indique que les surfaces imperméables représentent plus de 20% du Madé et 60% du Laval. Globalement, ces chiffres sont proches de ceux présentés par Hydratec et Guigues en 1989. En certains points, les valeurs obtenues sont bien supérieures aux estimations antérieures (zone nord des deux vallons). Ces écarts sont le résultat de 10 années d'aménagement qui séparent les deux périodes d'analyse. Le vallon du Laval est un vallon fortement urbanisé, dans lequel la part des surfaces naturelles est modeste (entre 22% et 65% selon les sous-bassins). A l'opposé, sur le vallon du Madé, la part des surfaces naturelles est beaucoup plus importante (comprise entre 67% et 93%). L'utilisation de la méthode superficielle est donc délicate à appliquer sur ce vallon. Cependant, en remplaçant le coefficient d'imperméabilisation par celui de

ruissellement, la proportion des surfaces contributives au ruissellement peut être assez fortement corrigée. La valeur moyenne estimée du coefficient de ruissellement est de 42% sur le Madé soit plus du double de la valeur du coefficient d'imperméabilisation (environ 20%). A contrario, sur le Laval, la valeur moyenne estimée du coefficient de ruissellement est de 60%, soit identique à celle du coefficient d'imperméabilisation.

Tableau 67 : Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins du vallon du Madé.

Sous-bassin	Superficie (hectares)	Route	Bâti	Sol nu	Sol végétalisé	Sol forestier	Ci	Cr
1	31,403	12%	9%	9%	41%	29%	20%	43%
2	77,771	10%	8%	0%	58%	25%	17%	42%
3	16,483	2%	5%	0%	31%	61%	7%	31%
4	59,749	5%	10%	28%	24%	34%	15%	40%
5	31,049	5%	6%	5%	40%	44%	10%	36%
6	72,494	10%	13%	16%	38%	22%	23%	45%
7	79,101	9%	7%	6%	45%	34%	16%	40%
8	62,362	11%	14%	0%	49%	25%	25%	46%
9	92,995	0%	18%	0%	48%	34%	18%	42%
10	33,605	11%	7%	0%	28%	54%	18%	37%
11	48,395	15%	16%	13%	43%	13%	31%	51%
12	22,574	12%	10%	0%	27%	51%	22%	39%
13	1,884	17%	9%	0%	32%	42%	26%	42%
14	43,984	3%	13%	0%	46%	38%	16%	40%
15	15,994	14%	19%	0%	49%	17%	33%	51%
Moyenne		8%	12%	6%	42%	32%	20%	42%

Tableau 68 : Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins du vallon du Laval.

Sous-bassin	Superficie (hectares)	Route	Bâti	Sol nu	Sol végétalisé	Sol forestier	Ci	Cr
1	17,835	52%	22%	1%	15%	10%	74%	65%
2	44,357	31%	14%	0%	12%	44%	45%	48%
3	8,816	39%	16%	0%	22%	23%	55%	56%
4	11,751	39%	11%	0%	29%	21%	50%	54%
5	22,615	45%	29%	0%	17%	10%	73%	66%
6	24,193	41%	30%	0%	10%	18%	72%	65%
7	21,694	36%	16%	3%	20%	26%	52%	54%
8	13,810	34%	25%	0%	28%	13%	59%	60%
9	14,824	34%	14%	0%	22%	30%	48%	52%
10	37,238	41%	15%	0%	26%	17%	56%	57%
11	17,260	36%	20%	2%	25%	17%	57%	58%
12	5,463	40%	20%	0%	20%	20%	60%	59%
13	60,105	37%	17%	0%	21%	25%	54%	55%
14	14,646	36%	15%	0%	23%	25%	51%	54%
15	36,603	42%	21%	0%	18%	19%	63%	61%
16	24,673	42%	25%	0%	18%	15%	67%	63%
17	23,414	46%	31%	0%	12%	10%	78%	70%
Moyenne		39%	20%	0%	19%	22%	60%	60%

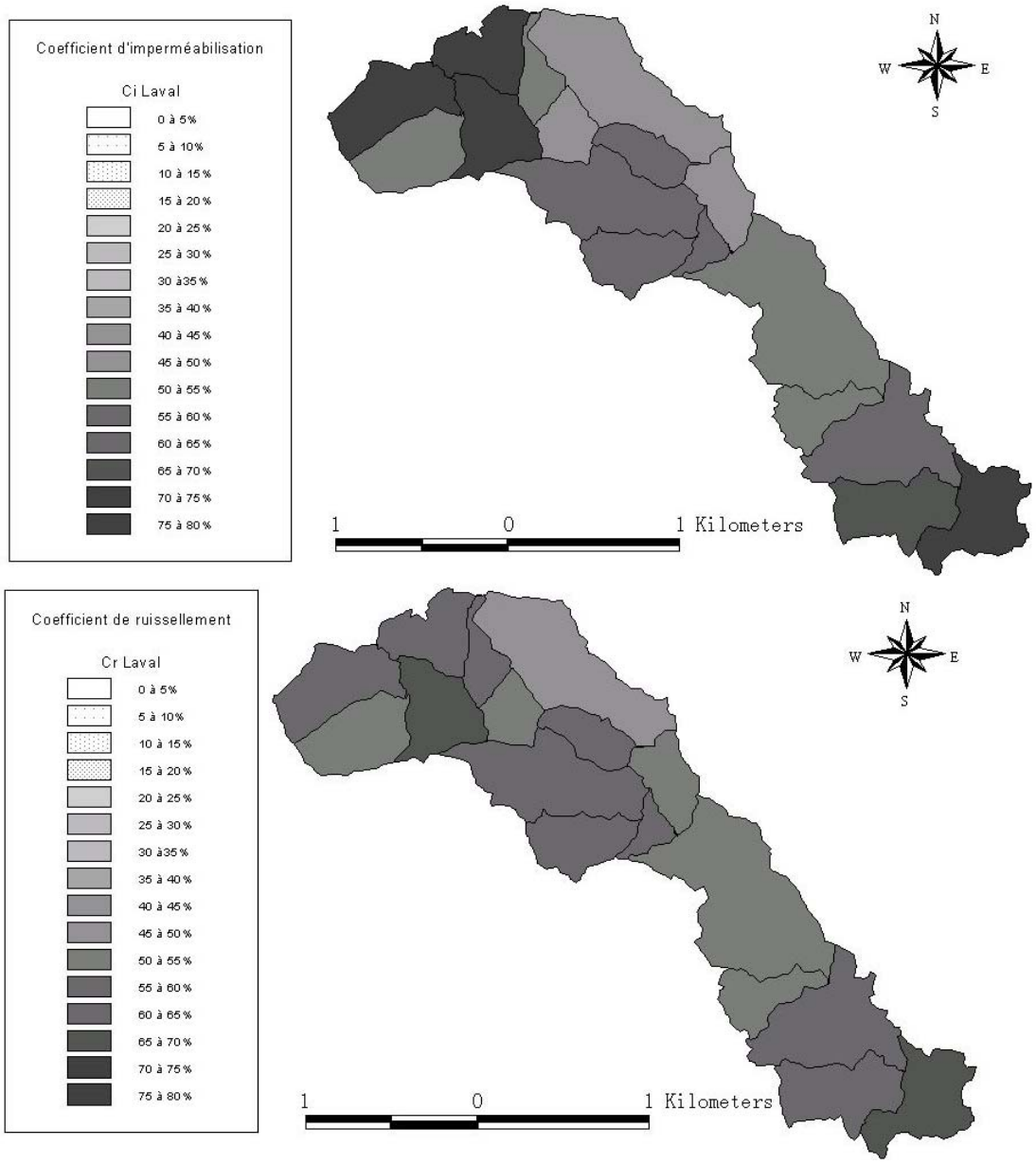


Figure 177 : Coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement moyens calculés pour les principaux sous-bassins du Laval.

La valeur des coefficients d'imperméabilisation calculés par sous-bassin montre des écarts encore plus importants. Ainsi, sur le Laval, certains sous-bassins approchent 80% d'imperméabilisation (à proximité du port et de l'A8) et plus de 90% sur certains sous-bassins élémentaires. Sur le Madé, les écarts sont aussi importants. Le taux d'imperméabilisation est nul pour plusieurs sous-bassins, mais atteint 50% pour quelques bassins proches de la mer.

Ainsi, le passage du coefficient d'imperméabilisation au coefficient de ruissellement ne modifie que faiblement les coefficients de production des sous-bassins du Laval. A l'opposé, sur le Madé, le changement de coefficient augmente significativement la proportion des surfaces contributives au ruissellement (fig. 178 et 179).

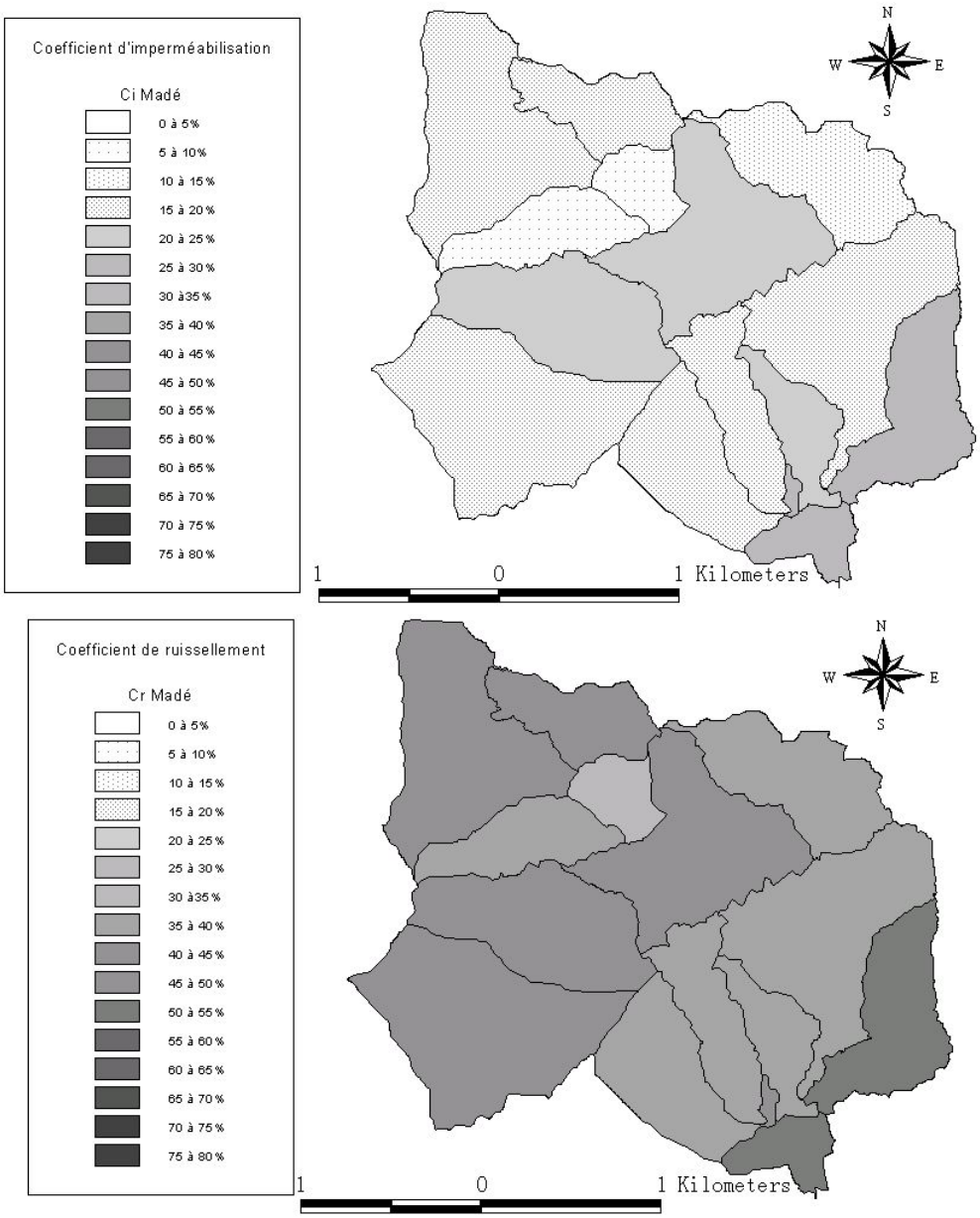


Figure 178 : Coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement moyens calculés pour les principaux sous-bassins du Madé.

Le passage d'un coefficient à l'autre permet, quand l'aménageur le décide, de ne pas sous-estimer la valeur des débits de pointe. Ce type de correction engendre aussi d'importantes modifications lorsqu'il s'agit de déterminer les volumes de ruissellement (pour la création d'un ouvrage de rétention par exemple). Aussi, le traitement automatique des Modes d'Occupation des Sols caractérise et précise la répartition spatiale des types de surface. Cette approche intègre l'ensemble des surfaces au processus de ruissellement et tient compte de leurs propriétés physiques. A ce sujet, un rapport édité par le Centre d'Equipement Technique sud-est relève que les formations géologiques de la commune d'Antibes sont globalement peu perméables ce qui favorise les processus de ruissellement des eaux de pluie [CETE 1994].

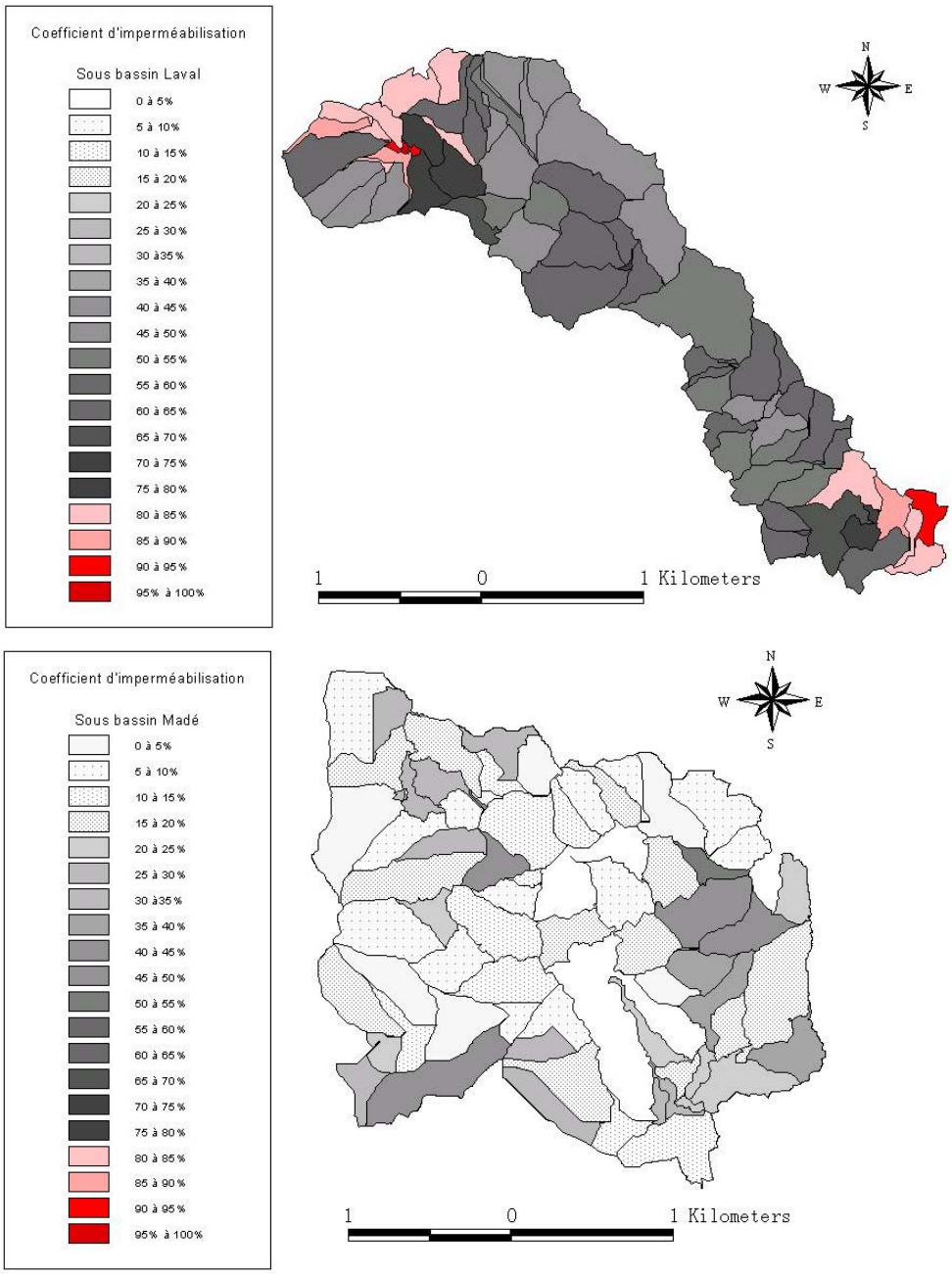


Figure 179 : Coefficients d'imperméabilisation moyens calculés pour le détail des sous-bassins du Madé et du Laval.

Conclusion §1

Les vallons du Laval et du Madé possèdent donc des surfaces très hétérogènes et leur morphologie est aussi très différente. Certains paramètres sortent du domaine de définition prescrit par l'INST 77-284. Les coefficients d'imperméabilisation sont parfois inférieurs à 20% notamment sur le Madé.

Les pentes moyennes des sous-bassins sont généralement supérieures à 5% (à l'exception des zones proches du littoral). La composition, principalement argileuse, des sols en surface laisse entrevoir que la contribution des sols naturels au ruissellement est prépondérante lors des inondations.

Tous ces éléments soulignent l'importance d'une méthode hydrologique adaptée, capable d'intégrer les propriétés physiques d'infiltration des sols naturels. Pour satisfaire à ces contraintes, le modèle hydrologique de type hortonien proposé dans le logiciel Mouse 2001

est employé comme fonction de production. Les résultats obtenus par ce modèle (volumes de ruissellement et débits de pointe) peuvent ainsi être comparés avec ceux estimés avec les méthodes utilisant les coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement.

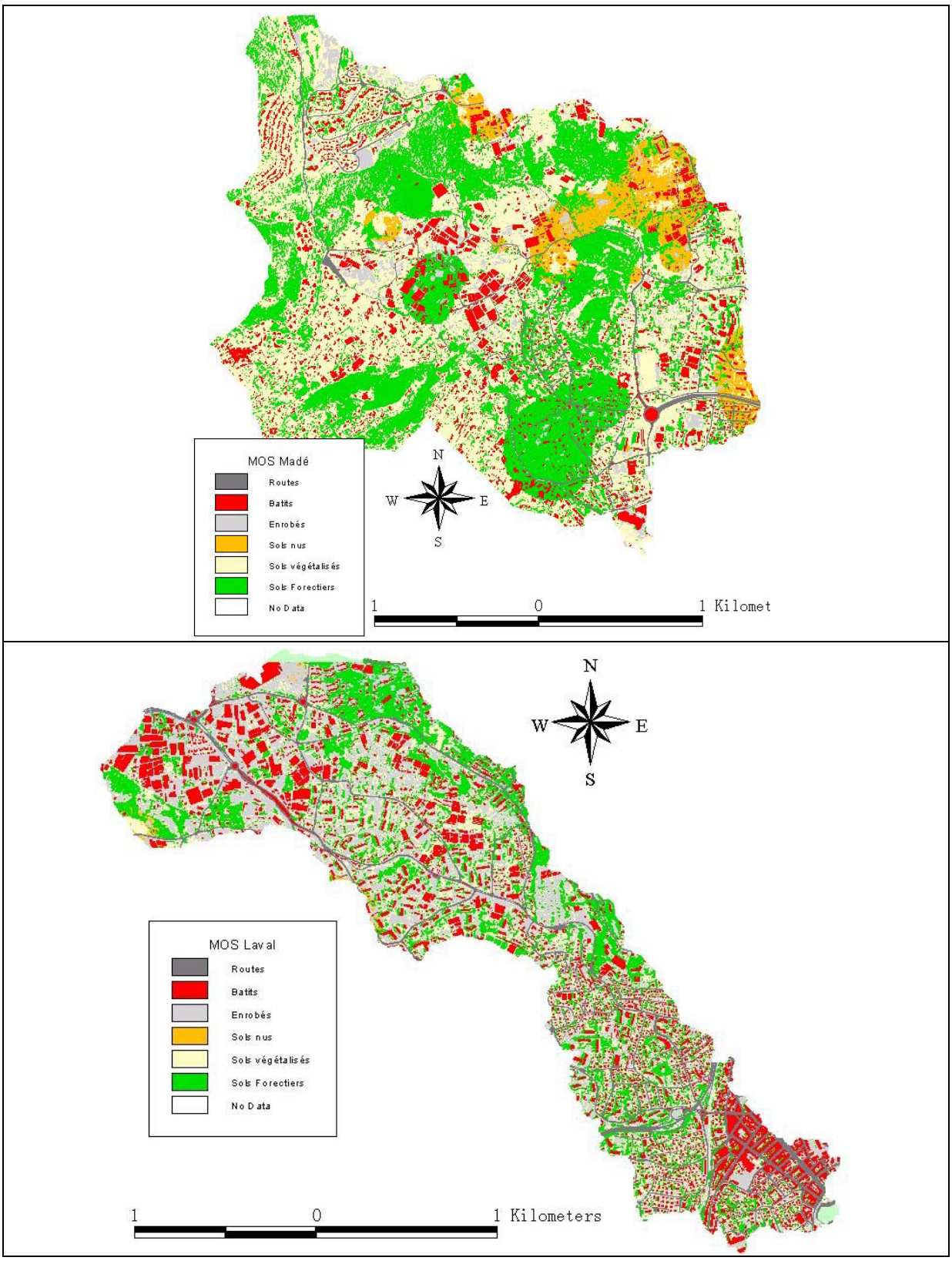


Figure 180 : Modes d'Occupation des Sols des vallons du Laval et du Madé.

2.Expérimentation des fonctions de production sur les vallons du Laval et du Madé.

La commune d'Antibes Juan-les-Pins a subi plusieurs inondations imputables à une défaillance de ses réseaux d'eaux pluviales. Le Laval et le Madé sont les vallons secs les plus importants de la partie sud de la commune. Le Laval a connu cinq événements importants en 1973, 1987, 1992, 1993, 1994 et 1996. Lors de ces catastrophes naturelles, les débordements du réseau se sont révélés coûteux humainement et financièrement, soulignant, l'extrême vulnérabilité de cette partie très urbanisée de la commune. Au même moment, le vallon du Madé a connu lui aussi des débordements, mais leurs conséquences se sont révélées moins importantes. Ces deux ensembles semblent s'opposer au sein de la même commune. Pour le vallon du Laval, la commune d'Antibes souhaite engager d'importants aménagements afin de protéger les populations riveraines. Les dernières études ont souligné la grande complexité des processus hydrologiques de ces entités [GUIGUES SA & HYDRATEC 1989, HYDRATEC 1996]. Les caractéristiques physiques de ces vallons les situent en marge du domaine d'application défini par l'INST 77-284, notamment au niveau des pentes. D'autre part, l'application de la méthode superficielle est rendue délicate sur le vallon du Madé par son faible niveau d'urbanisation.

L'estimation des débits de pointe et des volumes de ruissellement des bassins versants qui composent ces vallons secs est donc incontournable. En effet, la plupart des dimensionnements de collecteurs ou de bassins de rétention s'effectuent à partir d'estimations et non de mesures effectuées sur le terrain. Les enjeux liés à la qualité des modèles employés sont importants et les erreurs sont lourdes de conséquences. Aussi, les aménageurs intègrent toujours une marge de sécurité plus ou moins importante aux résultats bruts qu'ils obtiennent. L'INST 77-284 donne certaines mesures de précaution, notamment lors du dimensionnement des collecteurs, en maximisant la capacité hydraulique des canalisations. Pour le volet hydrologique, le passage du coefficient d'imperméabilisation au coefficient de ruissellement permet de pondérer la proportion des surfaces contributives au ruissellement. D'autres études, réalisées pour le compte de collectivités, soulignent la contribution des surfaces naturelles et admettent implicitement les effets de saturation des sols lors des averses d'intensité exceptionnelle (C_r=0,9).
Certaines études étendent même le principe de précaution aux données climatologiques en prenant pour référence des pluies de projet observées en dehors du domaine d'étude (données pluviométriques de 1988 à Nîmes appliquées à Antibes), faisant fi des caractéristiques climatiques locales [CETE 1994].

Différents modèles sont utilisés afin de mener à bien l'étude des débits de pointe et des volumes de ruissellement des différents sous-bassins. Les coefficients d'imperméabilisation ou de ruissellement sont exploités avec les méthodes de Caquot et des courbes isochrones (Time Area Curves sous Mouse 2001).
Une étude comparative est aussi menée sur les volumes de ruissellement avec l'analyse des coefficients volumétriques. Deux modèles sont employés, celui des courbes isochrones (utilisé avec les valeurs de C_i et C_r) et le modèle « Kinématic » (modèle des réservoirs non linéaires) de Mouse 2001, couplé à un modèle d'infiltration, de type hortonien.
Ce dernier modèle permet une approche plus complète, mais aussi plus complexe à mettre en œuvre puisqu'elle requiert la définition, en fonction du lieu, des capacités d'infiltration des sols. La confrontation des estimations obtenues par ces différentes méthodes donne ici l'occasion de mesurer les éventuelles erreurs induites par trois méthodes couramment employées :

- Méthode superficielle (méthode de Caquot) ;
- Méthode des courbes isochrones (Time Area Curves) ;
- Méthode des réservoirs non linéaires couplée à un modèle d'infiltration de type hortonien (modèle « Kinematic » sous Mouse 2001) ;

2.1. Estimation des débits de pointe des principaux sous-bassins des vallons du Laval et du Madé.

Les risques de débordement et d'inondation sont importants pour les vallons du Laval et du Madé. Le Laval, plus urbanisé que le Madé, est aussi plus vulnérable et sensible aux défaillances de son réseau d'eaux pluviales. L'étape suivante a pour objet de préciser la contribution des surfaces perméables dans la production du volume de ruissellement lors des averses de forte intensité. Le danger pour les aménageurs n'est pas seulement de sous-estimer les débits de pointe, mais aussi les volumes du ruissellement, en particulier lorsqu'il s'agit de dimensionner des ouvrages de retenue.

Des interrogations légitimes se posent sur l'estimation des valeurs des débits de pointe qui vont servir au dimensionnement des ouvrages. Les vallons secs du littoral azuréen, comme le Madé ou le Laval, ont la particularité d'avoir des temps de réponse très courts (inférieurs généralement à 1 heure). De fait, les aménageurs considèrent que les averses de référence, dont la durée est généralement fixée en fonction des temps de concentration (durée critique devant engendrer le débit le plus fort), ne vont pas avoir le temps de saturer les sols. Ce raisonnement se prolonge généralement avec l'application de modèles exploitant un paramètre d'imperméabilisation ou de ruissellement qui minore généralement la proportion des surfaces contributives. Ces schémas ne tiennent pas compte de la capacité d'infiltration des sols naturels et des effets de saturation produits lors des fortes pluies.
Plusieurs scénarios de modélisation des fonctions hydrologiques du Madé et du Laval ont été mis en œuvre afin de mesurer l'impact de la perméabilité des sols en fonction de l'intensité et de la durée des averses.

La définition automatique des Modes d'Occupation des Sols permet de distinguer les sols imperméables et perméables. Le modèle à réservoirs est couplé à un modèle d'infiltration de type hortonien pour valoriser l'information issue des MOS de chaque sous-bassin (modèle b « kinematic » sous Mouse 2001). Si la définition des différentes classes de sols ne pose pas trop de problème, l'attribution de caractéristiques d'infiltration est plus délicate en l'absence d'études précises. Un modèle hydrologique global a donc été réalisé afin d'estimer le potentiel d'infiltration des surfaces perméables. Les valeurs moyennes des paramètres d'infiltration (f_o et f_c) employées sont les plus probables d'après les descriptions de sols faites lors des fouilles réalisées pour définir les zones d'assainissement autonome.

Tableau 69 : Paramètres des fonctions de production et de transfert des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé (modèle à réservoirs hortonien de Mouse 2001).

	Surfaces imperméables		**Surfaces perméables**		
	Steep (pentues)	Flat (plates)	Small (faiblement)	Medium (moyennement)	Large (fortement)
Fo (mm/h)	0	0	40	70	100
Fc (mm/h)	0	0	5	10	10
Exponent (s-1)			0,00115	0,00115	0,00115
Inverse Horton (s-1)			0,00003	0,00003	0,00003
Mouillage (mm)	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005
Micro-stockage (mm)		0,0006	0,001	0,001	0,002
Coefficient de rugosité de strickler	90	70	50	30	20

Pour le modèle à réservoirs (hortonien), les débits de pointe des sous-bassins sont déterminés avec des pluies de durées critiques. Le débit de pointe retenu correspond à la valeur maximale estimée à partir d'épisodes pluvieux (simple triangle) d'une durée comprise entre 6 minutes et 1 heure. A l'opposé, la méthode de Caquot donne directement l'estimation du débit de pointe sans préjuger de la durée de l'averse (durée implicite estimée d'après les paramètres de forme du bassin).

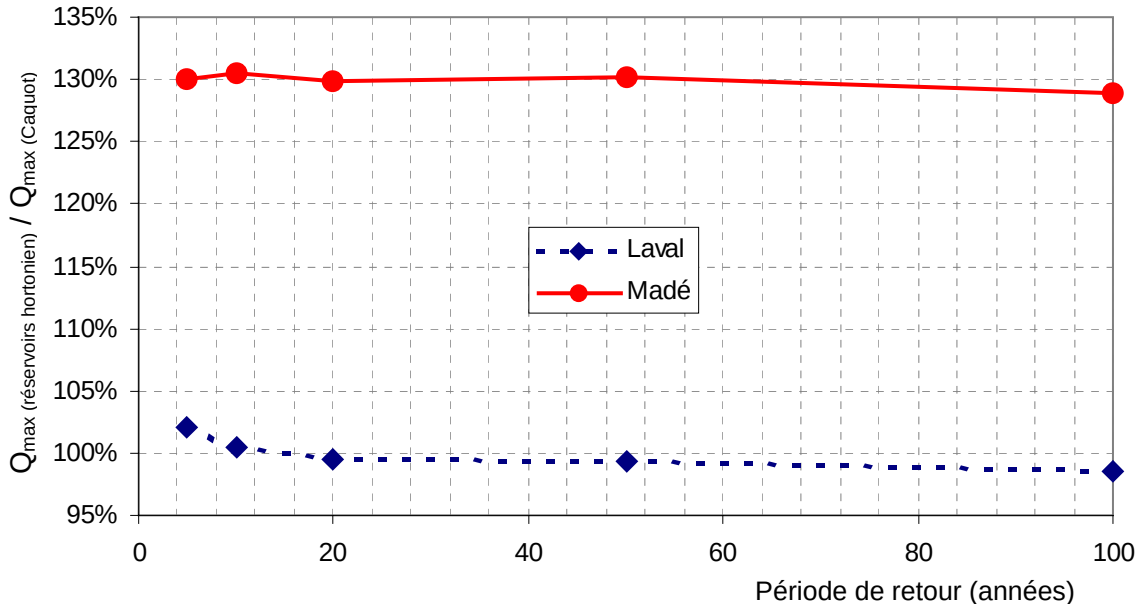


Figure 181 : Rapport moyen observé sur les différents sous-bassins du Laval et du Madé entre les débits de pointe (modèle à réservoirs hortonien / méthode de Caquot)

Les résultats obtenus montrent que les écarts entre les débits estimés sont d'autant plus importants que la proportion des surfaces perméables est forte. Ainsi, les écarts entre les deux modèles hydrologiques pour les sous-bassins du Laval sont relativement faibles et compris entre +7% et –3% selon les sous-bassins. A l'opposé, ceux enregistrés sur le vallon du Madé sont plus importants et compris entre 20% et 40% selon les sous bassins. Globalement, les écarts de débit entre les deux méthodes tendent à se réduire avec l'augmentation de l'intensité des pluies. Les estimations fournies par les modèles, pour des averses de fréquence centennale, sont les plus faibles.

Tableau 70 : Débits de pointe estimés selon la méthode de Caquot pour chaque sous-bassin versant des vallons du Laval et du Madé.

	Période de retour				
SBV	**100**	**50**	**20**	**10**	**5**
1	9,0	7,8	6,4	5,4	4,4
2	12,7	11,0	9,0	7,5	6,1
3	3,3	2,9	2,4	2,0	1,6
4	11,7	10,2	8,3	6,9	5,7
5	5,9	5,2	4,2	3,5	2,9
6	14,4	12,5	10,2	8,5	6,9
7	10,4	9,0	7,4	6,1	5,0
8	15,3	13,3	11,0	9,1	7,5
9	16,2	14,1	11,6	9,6	7,8
10	5,0	4,3	3,6	2,9	2,4
11	9,4	8,2	6,7	5,5	4,5
12	3,4	2,9	2,4	2,0	1,6
13	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2
14	6,3	5,5	4,5	3,4	3,2
15	4,6	4,0	3,3	2,1	1,9

Madé (Q en m^3/s)

	Période de retour				
SBV	**100**	**50**	**20**	**10**	**5**
1	6,3	5,5	4,5	3,8	3,1
2	10,9	9,5	7,8	6,4	5,3
3	3,5	3,1	2,5	2,1	1,7
4	4,9	4,3	3,5	2,9	2,4
5	7,6	6,6	5,4	4,5	3,7
6	12,3	10,7	8,8	7,4	6,1
7	9,7	8,5	7,0	5,9	4,8
8	5,4	4,7	3,9	3,3	2,7
9	4,3	3,8	3,1	2,6	2,1
10	9,8	8,5	7,0	5,8	4,7
11	7,5	6,5	5,4	4,5	3,7
12	3,4	3,0	2,5	2,1	1,7
13	15,2	13,2	10,9	9,0	7,4
14	4,8	4,2	3,4	2,3	2,2
15	10,2	8,8	7,2	5,0	4,7
16	8,2	7,1	5,9	4,0	3,8
17	6,9	6,0	4,9	3,4	3,2

Laval (Q en m^3/s)

Cet exemple met en avant deux constats :

- L'utilisation de la méthode de Caquot aboutit à une sous estimation de l'ordre de 30% des débits de pointe des différents sous-bassins pour un vallon faiblement urbanisé tel que celui du Madé. Ces écarts sont observés alors que la définition des surfaces contributives a été corrigée avec un coefficient de ruissellement.
- L'utilisation du modèle à réservoirs (hortonien) sur un vallon fortement urbanisé donne des résultats identiques à ceux de la méthode de Caquot et ne sous estime donc pas les débits de pointe.

Une seconde approche est mise en œuvre afin de déterminer les valeurs des débits de pointe pour des pluies critiques cohérentes avec l'ensemble des réseaux. Dans ce cas, la durée des pluies de projet peut être fixée en rapport avec celle des temps de concentration des réseaux principaux des vallons. Ces pluies ont par conséquent des durées plus longues que précédemment.

Tableau 71 : Estimation empirique des temps de concentration des vallons du Madé et du Laval en fonction de l'intensité des pluies de projet (méthode superficielle).

	Période de retour (années)						
	100	**50**	**20**	**10**	**5**	**2**	**1**
Temps de concentration du Madé (mn)	46	48	51	55	57	62	67
Temps de concentration du Laval (mn)	45	47	50	53	56	61	66

Les temps de concentration, estimés d'après la méthode superficielle, décroissent en fonction de l'intensité des averses. Les valeurs obtenues sont très proches pour les vallons du Laval et du Madé. Les temps de concentration les plus courts sont de l'ordre de 45 minutes pour une averse centennale, les plus longs dépassent l'heure pour des averses de fréquence annuelle et biennale.

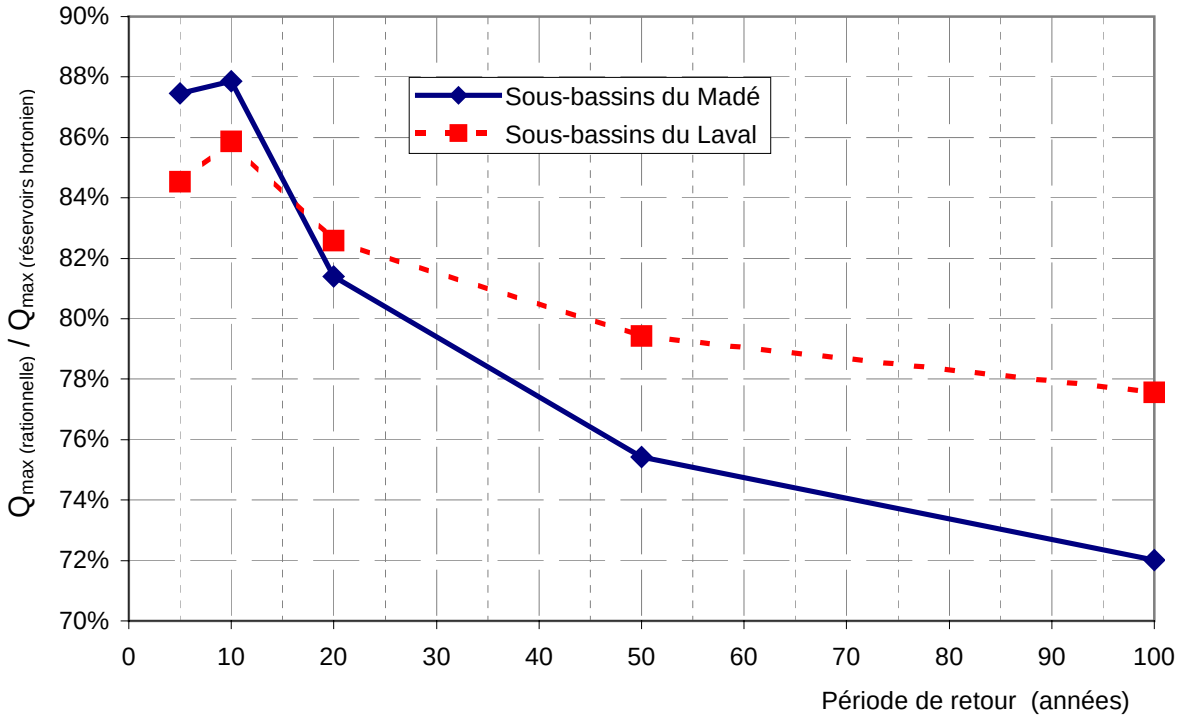


Figure 182 : Rapport entre les débits de pointe estimés par les modèles rationnels et à réservoirs (hortonien) des averses simple triangle de durée t_c.

L'utilisation des pluies de projet d'une durée équivalente aux temps de concentration met en avant trois points importants :

- Le modèle des courbes isochrones donne des estimations inférieures de 12% à 28% par rapport au modèle à réservoirs de type hortonien ;
- Les écarts entre les estimations des débits de pointe s'accroissent avec l'augmentation de l'intensité des pluies ;
- Les écarts entre les débits de pointe sont plus importants sur le vallon faiblement urbanisé du Madé.

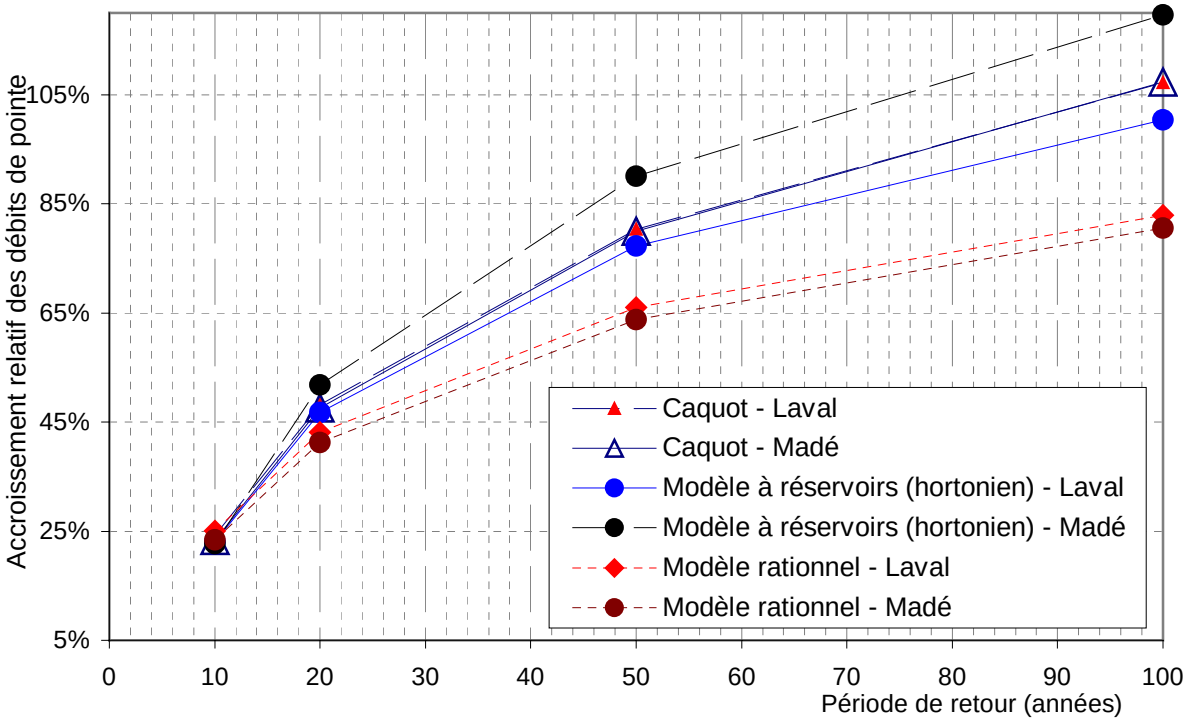


Figure 183 : Accroissement des débits de pointe selon les méthodes de Caquot, des modèles des courbes isochrones et à réservoirs (hortonien) ($Q_{T(ref)}$=5 ans).

Les résultats obtenus montrent que les estimations des débits de pointe des principaux sous-bassins varient peu entre les modèles pour des averses de faibles intensités. Globalement, ces écarts deviennent importants pour des averses de fréquence plus rare et peuvent atteindre 30% dans certains cas. Les écarts sont aussi plus grands lorsque les bassins sont faiblement urbanisés et même lorsque les coefficients de ruissellement ont remplacé les coefficients d'imperméabilisation.

Ces observations amènent plusieurs conclusions :

- *Le modèle à réservoirs (hortonien) ne tend pas à sous-estimer les débits de pointe. En effet, les valeurs obtenues sont proches de celles fournies par la méthode de Caquot pour le Laval (vallon très urbanisé) et supérieures pour le Madé (vallon faiblement urbanisé) ;*
- *L'utilisation du coefficient de production est pénalisante pour les bassins faiblement urbanisés (cas du Madé) et lorsque les pluies de projet sont de forte intensité (T<20ans). Dans ces cas, la contribution des surfaces naturelles doit être prise en compte pour ne pas sous-estimer les débits de pointe ;*
- *La contribution des surfaces naturelles aux risques d'inondation est importante sur la commune d'Antibes. La faible perméabilité des sols (essentiellement argileux) accroît fortement les estimations des débits de pointe (plus de 30% sur certains sous-bassins pour des averses centennales).*

2.2. Estimation des volumes de ruissellement.

Les simulations réalisées ont montré que les écarts entre les débits de pointe sont importants selon les modèles hydrologiques employés. La différence fondamentale entre ces modèles se situe dans le traitement des surfaces contributives au ruissellement. Le passage du coefficient d'imperméabilisation au coefficient de ruissellement traduit les difficultés auxquelles sont confrontés les aménageurs. L'estimation des volumes de ruissellement sur les vallons du Laval et du Madé pose un problème type. L'aménageur doit adapter son approche pour un vallon très urbanisé, le Laval, et pour un vallon sur lequel la composition des surfaces est mixte, le Madé. L'utilisation du modèle à réservoirs (hortonien) permet de mesurer l'évolution du coefficient volumétrique en fonction de la durée et de l'intensité des averses. Les résultats fournis par le modèle des courbes isochrones, renseigné soit par le coefficient d'imperméabilisation, soit par le coefficient de ruissellement, offrent des valeurs de références puisque ces modèles sont couramment employés.

Les volumes de ruissellement générés par les vallons du Laval et du Madé sont analysés à partir de différentes pluies de projet de type simple triangle. La durée des pluies de projet a été fixée à 60 minutes pour la quinquennale et la décennale et à 50 minutes pour les épisodes plus intenses.

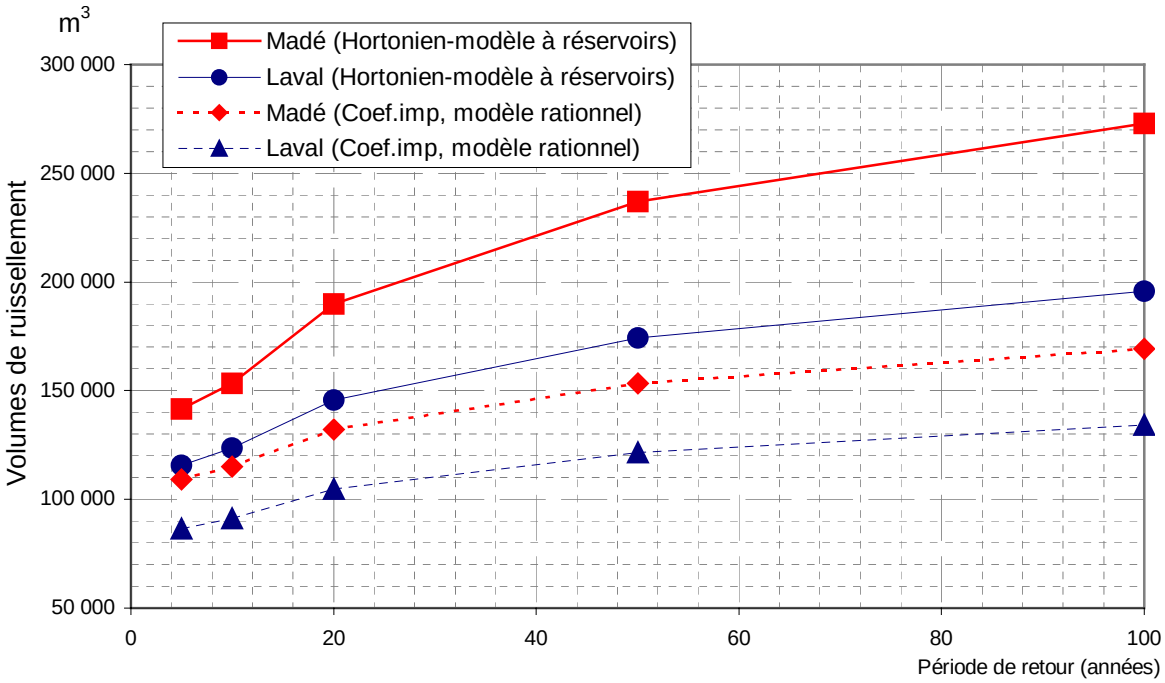


Figure 184 : Volumes de ruissellement générés par les modèles couplés (hortonien-réservoirs et coefficient de production-méthode rationnelle) sur les bassins versants du Laval (C_i) et du Madé (C_r).

Les volumes de ruissellement nets croissent logiquement avec l'augmentation de l'intensité des pluies. Leurs évolutions sont cependant très différentes selon les modèles. Ainsi, le modèle à réservoirs (hortonien) donne, comme pour les débits, des valeurs supérieures. Les écarts sont cependant ici plus grands puisque le modèle majore de 30% à 60% les résultats fournis par la méthode des courbes isochrones selon les vallons et l'intensité des pluies.
Les écarts les plus importants sont observés sur le Madé pour des pluies de forte intensité. Le rapport entre les volumes estimés par ces modèles est le double de celui des débits, soit plus de 60%. Ce rapport évolue aussi fortement en fonction de l'intensité des pluies, passant de 30% pour une averse de période de retour de 5 ans à plus de 60% pour une centennale.

En valeur absolue, ces écarts sont très significatifs puisqu'ils représentent un volume de plus de 100 000 m^3 pour une averse centennale (30 000 m^3 pour la quinquennale).

Tableau 72 : Accroissement des volumes de ruissellement obtenus avec le modèle à réservoirs (hortonien) par rapport à la méthode des courbes isochrones.

Vallons	Période de retour (années)				
	5	10	20	50	100
Madé	30%	33%	44%	54%	61%
Laval	34%	35%	39%	43%	46%

Au niveau du Laval, les écarts sont moins importants entre les deux méthodes. La plus forte proportion des surfaces imperméables minore le rôle des surfaces naturelles. Les écarts obtenus n'en sont pas pour autant négligeables. En effet, le modèle à réservoirs (hortonien) produit des volumes de ruissellement supérieurs de 34% à 46% à ceux donnés par le modèle des courbes isochrones. En valeur absolue, ces écarts représentent de 29 000 m^3 à plus de 60 000 m^3 en fonction de l'intensité des averses.

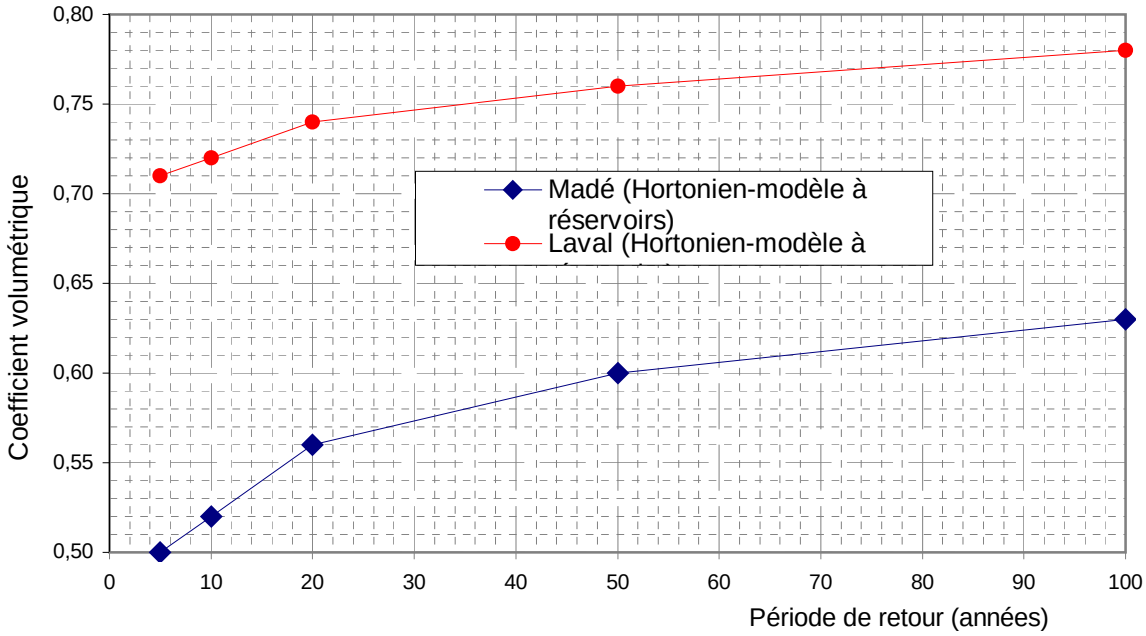


Figure 185 : Evolution du coefficient volumétrique des vallons du Laval et du Madé en fonction de la période de retour des averses d'une durée t_c.

Les écarts observés trouvent naturellement une explication dans le traitement des surfaces contributives. D'une part, le modèle des courbes isochrones fonctionne sur la base d'un coefficient de production fixe, ce qui explique les écarts croissants avec le modèle à réservoirs (hortonien). En effet, comme vu précédemment, l'augmentation de l'intensité des pluies tend à saturer la capacité d'infiltration des eaux de pluie. Aussi, le coefficient volumétrique donné par ce type de modèle croît avec l'intensité des pluies. D'autres observations méritent quelques éclaircissements. Ainsi, les écarts relatifs sont plus forts sur le Laval que sur le Madé pour des averses de faible intensité alors que le Laval est plus fortement urbanisé. Ce paradoxe s'explique par le fait que les surfaces naturelles du Laval sont moins perméables que celle du Madé. En effet, la proportion des surfaces boisées est sur ce vallon plus faible.

L'augmentation de l'intensité des averses entraîne donc une augmentation plus limitée du coefficient de production sur le Laval, (7% entre T = 5 ans et T = 100 ans). Cet écart confirme que le potentiel d'infiltration est plus faible sur le Laval que sur le Madé, où l'augmentation du coefficient volumétrique est de 13%. Sur ce vallon, l'effet de saturation des sols et la contribution au ruissellement des surfaces perméables se renforcent avec l'augmentation de l'intensité des averses. Ainsi, contrairement aux premières suppositions, la

contribution des sols naturels est relativement plus forte sur le Laval que sur le Madé pour des averses de faible intensité. A l'opposé, sur le Madé, les surfaces naturelles accroissent significativement les volumes de ruissellement pour des averses de forte intensité.

L'évolution du coefficient volumétrique des vallons du Laval et du Madé peut aussi être analysée en fonction de la durée des averses pour une même fréquence. Pour effectuer cette analyse, les volumes de ruissellement sont calculés avec des pluies de projet de type simple triangle dont la durée varie de 6 minutes à 1 heure.
Les résultats obtenus montrent que la valeur des coefficients volumétriques croît avec la durée des averses. Cependant, ces coefficients tendent vers une limite fixée par les capacités initiale et finale d'infiltration des sols naturels, autour de 80% pour le Laval et de 65% pour le Madé (fig. 186). Ces valeurs sont donc nettement supérieures à celles que fournissent les estimations des coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement (C_i=0,55 pour le Laval et C_r=0,40 pour le Madé).
La comparaison de l'évolution des résultats obtenus par les modèles des courbes isochrones et le modèle à réservoirs (hortonien) en fonction de la durée de l'averse apporte plusieurs informations :

- Pour les bassins faiblement urbanisés, l'utilisation du coefficient de production (C_i ou C_r) aboutit à une sur-estimation des volumes de ruissellement pour les averses de courte durée, inférieures à 40 minutes, uniquement lorsque les sols naturels sont fortement perméables.
- Quel que soit le degré d'urbanisation et quelle que soit la durée de l'averse, l'utilisation du coefficient de production (C_i ou C_r) aboutit à une sous-estimation des volumes de ruissellement, si les sols naturels sont moyennement ou faiblement perméables.

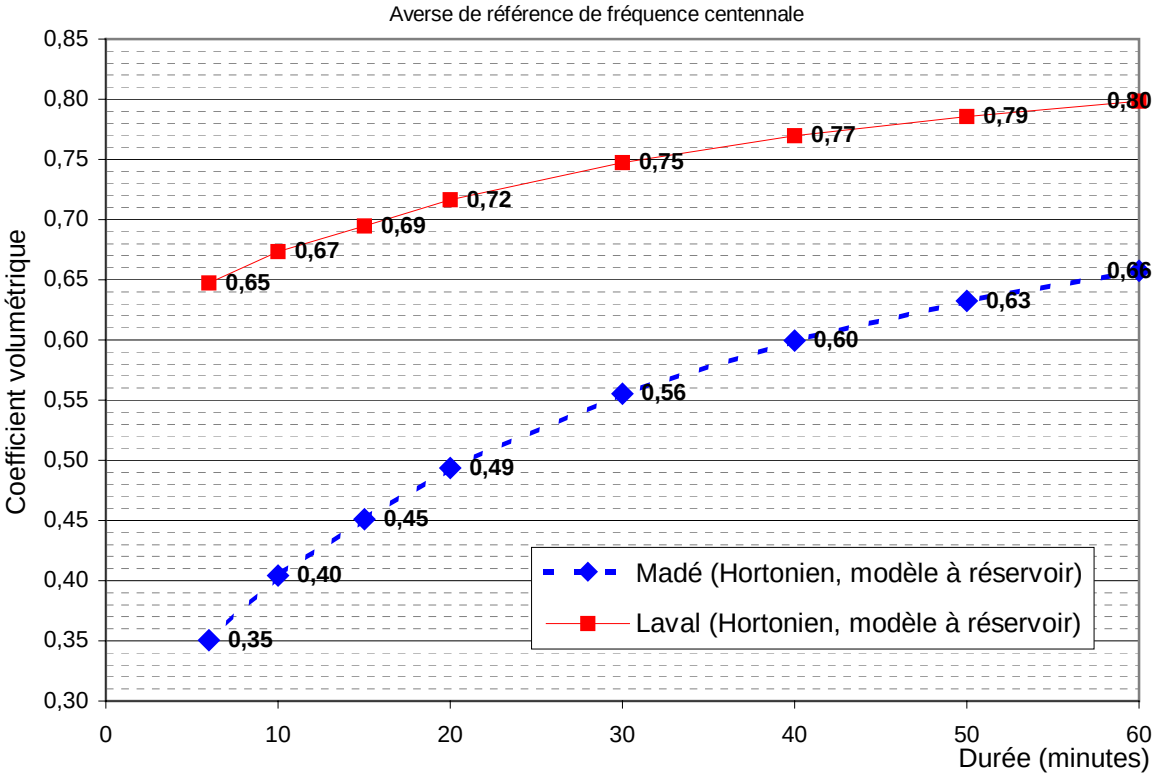


Figure 186 : Evolution du coefficient volumétrique en fonction de la durée d'une averse de fréquence centennale sur les vallons du Laval et du Madé (modèle couplé Hortonien-réservoirs).

Cette relation entre la durée de l'averse et le volume de ruissellement pose le problème de la définition du niveau de saturation initiale des sols. La prise en compte de ce paramètre supplémentaire ne semble pas fondamentale pour les bassins versants fortement imperméabilisés, mais son rôle semble plus important pour les bassins qui le sont faiblement. Cette condition peut être facilement intégrée, non pas par une modification des propriétés des sols, mais par l'ajout d'une période de pluie d'intensité faible à moyenne, constante ou non, avant la modélisation de l'averse de référence. Notons cependant, que l'évolution de ce coefficient tend vers une valeur limite qui est atteinte sur les vallons d'Antibes pour des durées de l'ordre de 80 minutes.
Le niveau de saturation en eau des sols varie sensiblement selon les saisons. Pour le département des Alpes-Maritimes et plus généralement l'ensemble de la Côte-d'Azur, la période la plus critique correspond aux mois d'automne (de septembre à décembre).

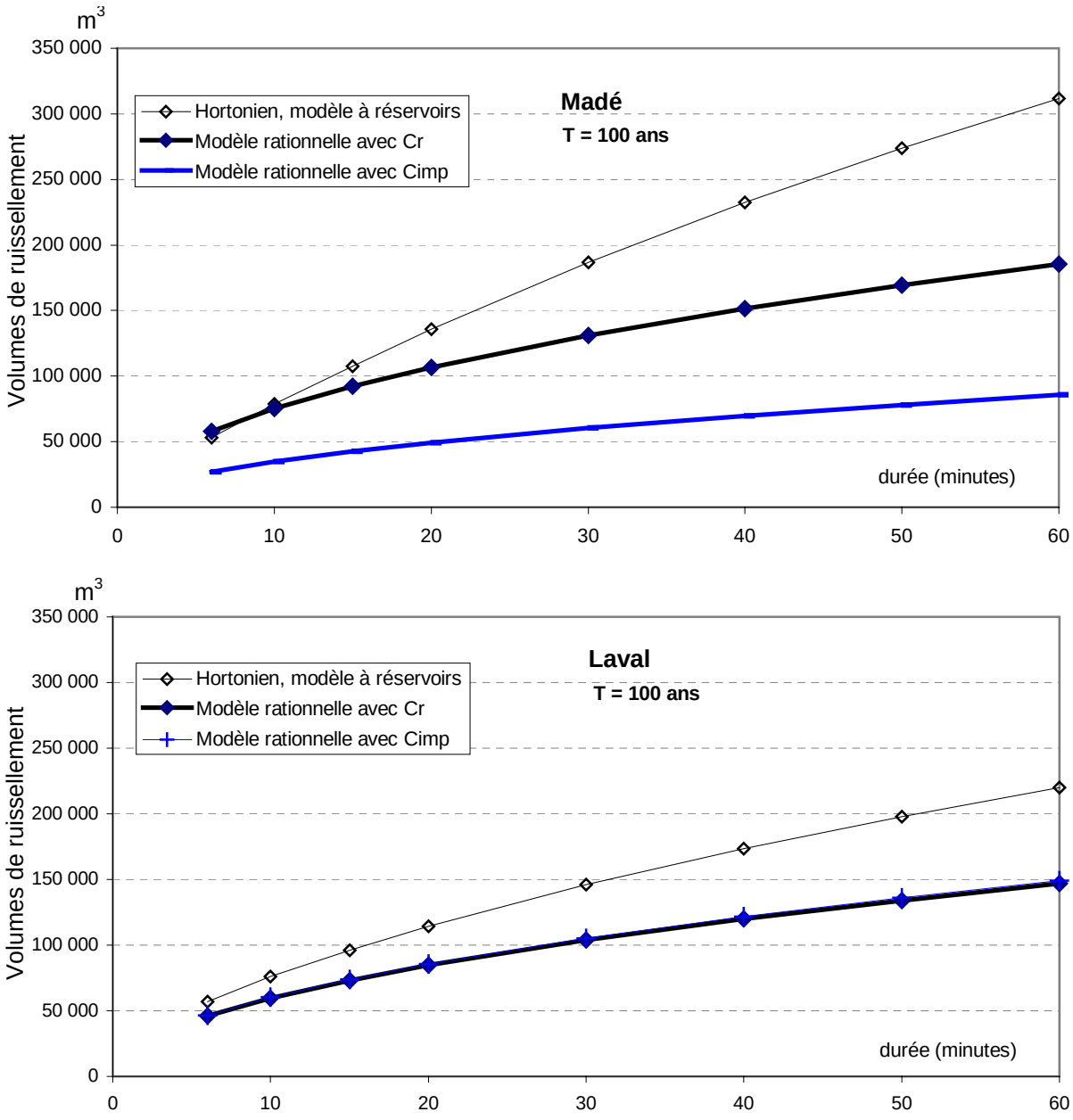


Figure 187 : Volumes de ruissellement générés par une averse centennale (simple triangle) sur les bassins versants du Laval et du Madé.

Les horizons de surface des sols de la commune d'Antibes sont essentiellement composés d'argiles et donc peu perméables. L'utilisation par les aménageurs de coefficients d'infiltration et de ruissellement tend à sous-estimer l'importance des débits de pointe, mais aussi et surtout des volumes de ruissellement. Le choix de ces modèles expose donc les aménageurs à plusieurs types d'erreur :

- Sous-estimation des temps de mise en charge ;
- Sous-estimation des temps de débordement ;
- Sous-estimation des volumes de stockage à réaliser pour les ouvrages de protection (méta-bassin de rétention).

Tableau 73 : Augmentation du volume de ruissellement induite par l'imperméabilisation des sols (les valeurs les plus probables sur Antibes sont en couleur rouge).

	Forte perméabilité			**Perméabilité moyenne**			**Faible perméabilité**			
$Fc_{(mm/h)}$	200	180	160	140	120	100	80	60	40	20
$Fo_{(mm/h)}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Averse (durée 2 heures)										
$T100_{(95.5mm/h)}$	18%	17%	16%	14%	13%	**12%**	**10%**	**8%**	6%	4%
Averse (durée 1 heure)										
$T100_{(67,7mm/h)}$	37%	34%	32%	29%	26%	**23%**	**19%**	**16%**	11%	6%
$T50_{(61,5mm/h)}$	39%	36%	34%	31%	28%	**24%**	**21%**	**17%**	12%	7%
$T20_{(53,1mm/h)}$	43%	40%	37%	34%	31%	**27%**	**23%**	**19%**	14%	8%
$T10_{(46,4mm/h)}$	46%	44%	41%	37%	34%	**30%**	**25%**	**21%**	15%	9%
$T5_{(40,1mm/h)}$	50%	47%	44%	41%	37%	**33%**	**28%**	**23%**	17%	10%

La composition essentiellement argileuse des sols sur la commune d'Antibes aboutit aussi à une surestimation de l'impact des aménagements urbains sur les processus de ruissellement. De fait, l'augmentation des volumes de ruissellement ne dépasse en réalité 50% que pour des averses dont la durée est inférieure à 1 heure et dont l'intensité est inférieure à la quinquennale.

En conclusion, la plupart des ouvrages préventifs réalisés à l'échelle de la parcelle sont sur-dimensionnés en terme de volume, si leur fonction est bien de compenser les effets de l'imperméabilisation. Les volumes de stockage de 100 litres par m² imperméabilisé, prescrits par le POS de la ville d'Antibes, sur les vallons du Laval et du Madé apparaissent trop importants. En effet, l'imperméabilisation des sols ne peut entraîner qu'une augmentation des volumes comprise entre 5 et 20 litres par m² en fonction de la perméabilité des sols d'origine.

L'imperméabilisation des sols n'engendre une véritable augmentation du coefficient de production que pour des événements pluviométriques fréquents.

Conclusion §2
La création de surfaces bétonnées ou d'enrobés goudronneux modifie très sensiblement les processus de concentration du ruissellement ainsi que les vitesses d'écoulement. Ces deux paramètres sont susceptibles d'aggraver les risques d'inondation en augmentant la valeur des débits de pointe.

La contribution des surfaces naturelles est cependant loin d'être négligeable notamment lorsque leur capacité d'infiltration initiale est faible (sols argileux).

Des études expérimentales devraient être réalisées afin de préciser la capacité d'infiltration des sols, mais aussi leur vitesse de saturation. Les données obtenues permettraient alors de quantifier l'évolution des volumes de ruissellement et des débits en fonction de l'intensité des pluies. Ces données cartographiées offriraient aux responsables techniques une vision complète et détaillée des sols naturels qui recouvrent les différents vallons de la commune. L'estimation des volumes de stockage nécessaires aux ouvrages préventifs pourrait être réalisée en fonction de la nature des sols.

D'une part, ces cartes, couplées à des observations climatologiques locales, faciliteraient la mise en place d'un outil simple de surveillance qui permettrait d'anticiper les situations à risque, notamment pour les vallons faiblement urbanisés comme celui du Madé.
D'autre part, l'installation de postes limnimétriques apparaît indispensable afin de préciser les temps de réponse des principaux bassins versants des vallons. Cependant, les temps de réponse très courts des vallons rendent plus complexe l'utilisation de ces postes comme des outils de surveillance ou d'alerte par télétransmission.

Conclusion Chapitre I
Le S.I.G. réalisé sous Arc-View a permis d'identifier les caractéristiques hydrologiques des vallons du Laval et du Madé sur la commune d'Antibes.

- *Définition des limites des vallons et des sous-bassins versants ;*
- *Définition des zones urbaines imperméables et des zones naturelles ;*
- *Définition de la couverture des zones naturelles ;*
- *Définition de la composition des horizons de surface.*

Différentes expérimentations morphométriques ont été effectuées à partir des traitements automatiques avec les modules « Hydrological Modeling » et « Basin ». Les résultats obtenus montrent que le niveau de précision des M.N.T. doit être élevé afin de rendre compte de l'organisation des systèmes hydrologiques. Il n'apparaît pas possible de déterminer une échelle de précision optimale entre la précision du M.N.T. et la définition des paramètres physiques des sous-bassins versants. Cependant, les erreurs les plus importantes apparaissent lorsque les valeurs des pentes sont faibles et plus particulièrement pour le découpage des limites de bassins. Il en va de même pour les réseaux de drainage naturels. Cependant dans ce cas, les différences observées traduisent essentiellement une adaptation des réseaux anthropiques aux contraintes imposées par les schémas d'urbanisme.

Tableau 74 : Evolution de la précision des délimitations des sous-bassins versants et des réseaux hydrologiques naturels en fonction de la précision des M.N.T. et des pentes (50 hectares <bassins versants < 1 000 hectares).

DEM scale	**1 m²**	**4 m²<S<25 m²**	**25 m²<S<100 m²**	**S>400 m²**
Pentes faibles (I<1%)	Bonne	Acceptable	Incertaine	Médiocre
Pentes moyennes (1<I<4%)	Excellente	Bonne	Acceptable	Incertaine
Pentes fortes (I>4%)	Excellente	Excellente	Bonne	Acceptable

Le M.N.T. du domaine d'étude a été réalisé d'après les données topographiques fournies par la ville d'Antibes et complétées ponctuellement, au niveau des espaces sous-échantillonnés, par les isohypses des cartes I.G.N. au 25 000ème. Le maillage carré de ce M.N.T. est d'une précision de 1 m².

- *La délimitation automatique des systèmes hydrologiques des vallons du Laval et du Madé a mis en évidence 15 principaux sous-bassins versants sur le Madé et 17 sur le Laval. Une analyse plus fine, mais complémentaire, a révélé que le Laval présente 69 sous bassins-versants élémentaires et que le Madé en compte 75. Les découpages réalisés ont été confrontés et validés à partir de délimitations effectuées lors de précédentes études.*
- *Les pentes sont fortes sur les vallons et généralement supérieures à 5%. Seules les parties basses ont des pentes plus faibles. Ces indications montrent les limites d'application de la méthode de Caquot pour ces vallons.*
- *L'étude du Mode d'occupation des Sols révèle que Le Laval est un vallon fortement urbanisé où la proportion des sols naturels est réduite (moins de 40%). Le Madé possède une urbanisation moins dense, la proportion des surfaces imperméables ne représente que 18%. Les espace forestiers sont nombreux et de multiples surfaces agricoles sont encore présentes.*

L'analyse de la composition des sols « naturels » a été effectuée à partir des sondages réalisés lors de l'établissement des zones d'assainissement autonome. Les horizons supérieurs des sols sont essentiellement composés d'argiles. La capacité d'infiltration des sols est donc faible (f_o<100 mm/h et f_c<10 mm/h).

L'utilisation des coefficients de production fixes (imperméabilisation et ruissellement) qui sont traditionnellement employés par les aménageurs, entraîne une sous-estimation des volumes de ruissellement et des débits de pointe dans le cas des vallons du Laval et du Madé.

Les coefficients volumétriques des vallons ont été étudiés à travers deux fonctions de production utilisant d'une part les coefficients fixes de ruissellement et d'imperméabilisation et d'autre part un modèle de type hortonien prenant en compte les effets de saturation des sols.
La confrontation de ces deux approches a révélé que les coefficients volumétriques des sols naturels sont supérieurs aux valeurs que l'on peut affecter aux coefficients de ruissellement en fonction du mode d'habitat ou des surfaces imperméables.
En effet, ce coefficient augmente en fonction de la durée de l'averse et de son intensité. Les valeurs atteintes pour une averse centennale sont de l'ordre de 0,6 sur le Madé et de 0,8 sur le Laval.
Le niveau de saturation des sols est donc susceptible d'aggraver les processus de ruissellement. La saison d'automne apparaît donc sur les Alpes-Maritimes comme la période à risque.
Les volumes de ruissellement sont de l'ordre de 280 000 m^3 sur le Madé et de 200 000 m^3 sur le Laval pour des crues centennales. La prise en compte des effets de saturation des sols naturels a permis de mesurer l'évolution croissante des volumes de ruissellement en fonction de l'intensité des pluies. Le modèle de type réservoir non linéaire couplé à une fonction de production et d'infiltration de type hortonien permet de ne pas sous-estimer l'importance des événements rares.

Dans le cas présent, les écarts observés entre les modèles à réservoirs et celui de Caquot sont essentiellement dus à la nature des sols qui sont argileux et aux pentes qui accroissent l'importance des processus de ruissellement.

CHAPITRE VIII

SCENARIOS D'AMENAGEMENT DES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES : MISE EN EVIDENCE D'UNE FONCTION DE RENDEMENT TECHNICO-ECONOMIQUE

L'efficacité des techniques alternatives préventives n'a pas encore été mesurée sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales. Les volumes de stockage que représentent ces bassins, sont encore à ce jour relativement modestes face aux volumes de ruissellement produits par les vallons lors d'averses importantes. Cependant, le rythme de croissance de ces ouvrages est encore fort. Sur le long terme, la généralisation de ces structures à l'ensemble des parcelles de la commune devrait aboutir à des volumes de stockage conséquents ainsi qu'à un grand nombre de bassins.
Le dysfonctionnement des réseaux hydrauliques du Laval et du Madé se traduit actuellement par de nombreux débordements. En effet, lors des fortes averses, un volume significatif des écoulements transite en dehors des réseaux, le plus souvent sur les chaussées avoisinantes. Le premier objectif est d'identifier, à partir de modèles hydrologique et hydraulique, les zones de débordement et surtout de vérifier si elles concordent avec les études précédentes. Cette analyse peut être finalisée en créant un premier scénario qui donne une estimation des volumes de stockage nécessaires, dans les conditions actuelles, au contrôle des crues importantes.
Pour mesurer l'efficacité des techniques préventives, la manière dont ces structures s'intègrent dans l'espace doit être étudiée. La réglementation du POS actuellement en vigueur apporte plusieurs réponses si l'on tient compte du découpage cadastral. En effet, l'assiette des surfaces imperméables est plafonnée ce qui permet d'estimer leur proportion maximale. L'application systématique de ces règles définit les surfaces à contrôler et donc les volumes de stockage qui peuvent être construits. Un deuxième scénario reprend et intègre un développement urbain maximum pour lequel toutes les parcelles sont construites. Le modèle ainsi créé offre une projection futuriste, mais permet surtout de mesurer l'évolution des processus de ruissellement et leur impact sur le fonctionnement des réseaux si aucune mesure compensatoire n'est mise en œuvre.
Le troisième et dernier scénario prend en compte la réalisation et la généralisation des techniques alternatives préventives, à l'ensemble des parcelles construites. En effet, la comparaison des résultats procurés par les scénarios 2 et 3 fournira des indications précises sur l'évolution des volumes de stockage nécessaires au contrôle des débordements.

La réalisation de ces différents scénarios suppose l'élaboration d'un modèle complexe, mais adaptable. D'un point de vue technique, la confrontation entre les différents scénarios implique la conception d'un protocole de modélisation pour représenter les systèmes hydrologiques et leur modification à venir. De plus, l'architecture des réseaux hydrauliques doit être conçue afin de pouvoir accepter une multitude d'ouvrages de stockage dont le champ d'action s'étend du contrôle des réseaux, au contrôle du ruissellement d'impluviums relativement modestes, de la taille d'une parcelle.
La performance des techniques alternatives peut être jugée d'un point de vue technique. Les critères de faisabilité et de pérennité doivent être analysés parallèlement à l'efficacité que procure chaque stratégie. L'aspect économique doit aussi être pris en compte. La comparaison des coûts estimés de construction, des mesures curatives et préventives, dévoile l'importance des enjeux pour la protection des administrés. La synthèse de ces éléments devra mettre en évidence les critères objectifs de rendement, mais aussi les modifications qui devraient être apportées par le législateur afin de garantir une optimisation des investissements dans le cadre des mesures préventives.

1.Identification des risques d'inondation sur les vallons du Laval et du Madé.

Les niveaux de protection qu'offrent les réseaux hydrauliques du Laval et du Madé, face aux risques d'inondation, varient dans l'espace. Les études réalisées à la demande de la commune d'Antibes et les documents produits pour la mise en œuvre du Plan de Prévention des Risques d'Inondation (P.P.R.i.) identifient de nombreux verrous hydrauliques responsables de débordements. L'hétérogénéité des réseaux perturbe les écoulements et laisse apparaître des zones inondables. Une partie des écoulements transite à l'extérieur du réseau principal ou bien se déverse dans des points bas parfois urbanisés de longue date. Un premier scénario intègre l'organisation actuelle des réseaux et exige une représentation détaillée. La compréhension des mécanismes de propagation et de diffusion des ondes de crue, à l'intérieur de ces systèmes complexes, est obtenue par une modélisation unidimensionnelle des écoulements (réalisée avec Mouse 2001). Trois ensembles hydrologiques majeurs sont définis sur chaque vallon, afin de comprendre et analyser les effets d'amortissement imputables à l'organisation des réseaux tout au long des principaux collecteurs.
Le risque d'inondation encouru actuellement peut être quantifié par l'estimation des volumes et des débits qui débordent du réseau. Plusieurs pluies de projet sont employées afin de mesurer l'importance du risque en fonction de la fréquence des événements. Les pluies de projet correspondent à des averses de type simple triangle dont l'intensité est calculée à partir des données pluviométriques locales du poste de Nice-Aéroport. La durée des pluies de projet est établie d'après l'ampleur estimée des défaillances des réseaux.

1.1. Modélisation des réseaux d'eaux pluviales des vallons du Madé et du Laval.

Les réseaux d'eaux pluviales des vallons du Laval et du Madé sont essentiellement de type séparatifs. Quelques erreurs de branchement ponctuelles peuvent subsister dans les parties basses des vallons plus urbanisées. Cependant, ces anomalies n'ont pas d'incidence sur le fonctionnement des systèmes. Les données propres aux réseaux secondaires (cote et position, diamètre de canalisation, embranchement) sont indisponibles. Ces derniers n'ont donc pas pu être intégrés à la modélisation des systèmes hydrauliques des vallons, même si leur densité est fonction du niveau d'urbanisation. Les réseaux hydrauliques principaux ont fait l'objet de descriptions détaillées dans le cadre des études réalisées afin d'améliorer la protection des zones urbaines inondables. Le dernier relevé complet des profils et des coupes de section a été réalisé par GUIGUES S.A. et HYDRATEC, pour le compte de la commune d'Antibes, en juillet 1989. Ces informations ont été complétées par de nombreuses visites sur le terrain, effectuées avec les ingénieurs et les techniciens de la commune. L'ensemble de ces données a permis de modéliser ces systèmes et d'intégrer des modifications intervenues depuis 1989. Les réseaux principaux du Laval et du Madé sont essentiellement composés de cinq types de canaux d'écoulement :

- Les canaux d'écoulement à ciel ouvert naturels situés en tête de bassin ;
- Les canaux d'écoulement à ciel ouvert partiellement aménagés (radiers bétonnés) ;
- Les canaux d'écoulement à ciel ouvert bétonnés et de géométrie variable (carrés, rectangulaires, trapézoïdales) ;
- Les canalisations circulaires enterrées en béton ;
- Les collecteurs principaux en béton armé ou empierré et de géométrie variable.

La capacité hydraulique des réseaux de ces vallons est hétérogène et les tronçons de collecteur enterrés et de section à ciel ouvert se succèdent parfois. De nombreux ouvrages, principalement des ponts et des buses passant sous les axes de circulation, représentent des verrous hydrauliques. Ces verrous provoquent lors des fortes pluies d'importants débordements. De fait, une partie des écoulements s'effectuent hors des réseaux ce qui impose la réalisation d'un réseau secondaire de surface. La connaissance précise des données topographiques et l'identification des points bas est donc indispensable afin d'appréhender convenablement les effets de stockage ou encore les écoulements qui

peuvent se produire sur certaines chaussées jouxtant le réseau. Ces « additifs » aux réseaux sont mis en oeuvre pour ne pas créer de zones de stockage artificielles notamment en amont des principaux verrous. En effet, le modèle hydraulique unidimensionnel ici employé ne peut préjuger des hauteurs et vitesses d'écoulement pour des écoulements multidirectionnels.

1.1.1. Présentation des réseaux hydrauliques.

Les réseaux hydrauliques des vallons du Laval et du Madé sont modélisés afin d'étudier, dans un contexte unidimensionnel. Les hauteurs de lignes d'eaux ainsi que les vitesses d'écoulement sont approchées en tout point du réseau grâce à un schéma de différences finies qui résout les équations complètes de Barré de Saint-Venant. Les modèles réalisés permettent ainsi d'étudier et d'observer la propagation des ondes de crue pour des régimes graduellement et rapidement variés. Les réseaux du Madé et du Laval sont composés de tronçons et de sections très hétérogènes :

- Successions de tronçons enterrés et à ciel ouvert ;
- Ouvrages constitués de matériaux très divers ;
- Géométrie des tronçons très différente avec des variations brutales des formes des sections.

En plus de la grande complexité des formes de ces réseaux, viennent s'ajouter plusieurs verrous hydrauliques. Les études réalisées en 1989 ont relevé plusieurs points noirs sur l'ensemble des deux vallons. Sur le Laval, le principal verrou se situe à l'intersection de la route de Grasse et de l'avenue des Sarrazines. A ce niveau, les débordements sont importants. Les eaux empruntent l'avenue Philippe Rochat sur 200 mètres environ avant de réintégrer le réseau. Trois autres points sensibles se situent au niveau :

- De l'intersection entre la route de Grasse et le chemin des Arrums ;
- Du carrefour des Châtaigniers (avenue Chaudon) ;
- En tête du tronçon, sous le boulevard Foch.

Le réseau du Madé présente à ce jour deux zones d'étranglement. La plus sévère se trouve au niveau du passage sous l'avenue de Cannes, dans la partie aval du vallon. Ce point singulier est constitué en fait de deux tunnels étroits. Le tunnel positionné en limite de la commune de Vallauris permet aux eaux provenant du bassin, en partie localisé sur Vallauris, de passer en dessous de la route de Cannes. Le second tunnel jouxte le premier, à proximité de l'avenue des Eucalyptus, et peut être considéré comme l'exutoire du bassin ouest qui représente 70% de la surface du Madé. Ces deux tunnels se rejoignent sous l'avenue de Cannes. En aval de ce point de jonction, le Madé est entièrement recouvert jusqu'à son exutoire en mer.
Le second point singulier se trouve au niveau du croisement des chemins de Belvédère et des Eucalyptus. L'étranglement hydraulique est dans ce cas dû au passage d'un tronçon à ciel ouvert de grande capacité à un collecteur enterré de 3 m par 1,7 m. La diminution progressive des pentes au niveau de cette zone contribue à l'aggravation des risques d'inondation en limitant la débitance « capacité hydraulique » des ouvrages.

Les caractéristiques des réseaux secondaires sont très disparates. Certains drains encore naturels sont composés de pierres et de terre. Leurs berges plus ou moins enherbées peuvent s'éroder. En tête de bassin, les pentes des réseaux hydrographiques naturels dépassent parfois 10%. Dans ce cas, des arrachements peuvent se produire. Les matériaux arrachés et transportés accélèrent l'usure des collecteurs situés plus en aval. Ces transports contribuent à diminuer la capacité hydraulique dans le temps. Ce phénomène est d'autant plus important que le processus peut localement être aggravé par de grandes vitesses d'écoulement. Dans certains cas, le radier de ces drains a été bétonné afin de limiter les risques d'érosion, en contrepartie ces aménagements augmentent les vitesses

d’écoulement. Tous ces paramètres ont été pris en compte pour déterminer les valeurs des coefficients de Maning Strickler attribués à chaque section.

Tableau 75 : Valeur du coefficient de MANNING STRICKLER attribué à chaque type de réseau d’écoulement des eaux pluviales.

Type de réseau	Valeur du coefficient de MANNING STRICKLER
Réseaux secondaires	30
Drains naturels	30
Drains bétonnés	40
Enrobés goudronneux (voiries)	40
Drains (parois empierrées)	45
Collecteurs (empierrés)	50
Canalisations en béton	70
Collecteurs en béton armé	70



Figure 188 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Laval (CHAMOUX 1999 et 2000).



Figure 189 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Laval (CHAMOUX 1999 et 2000).

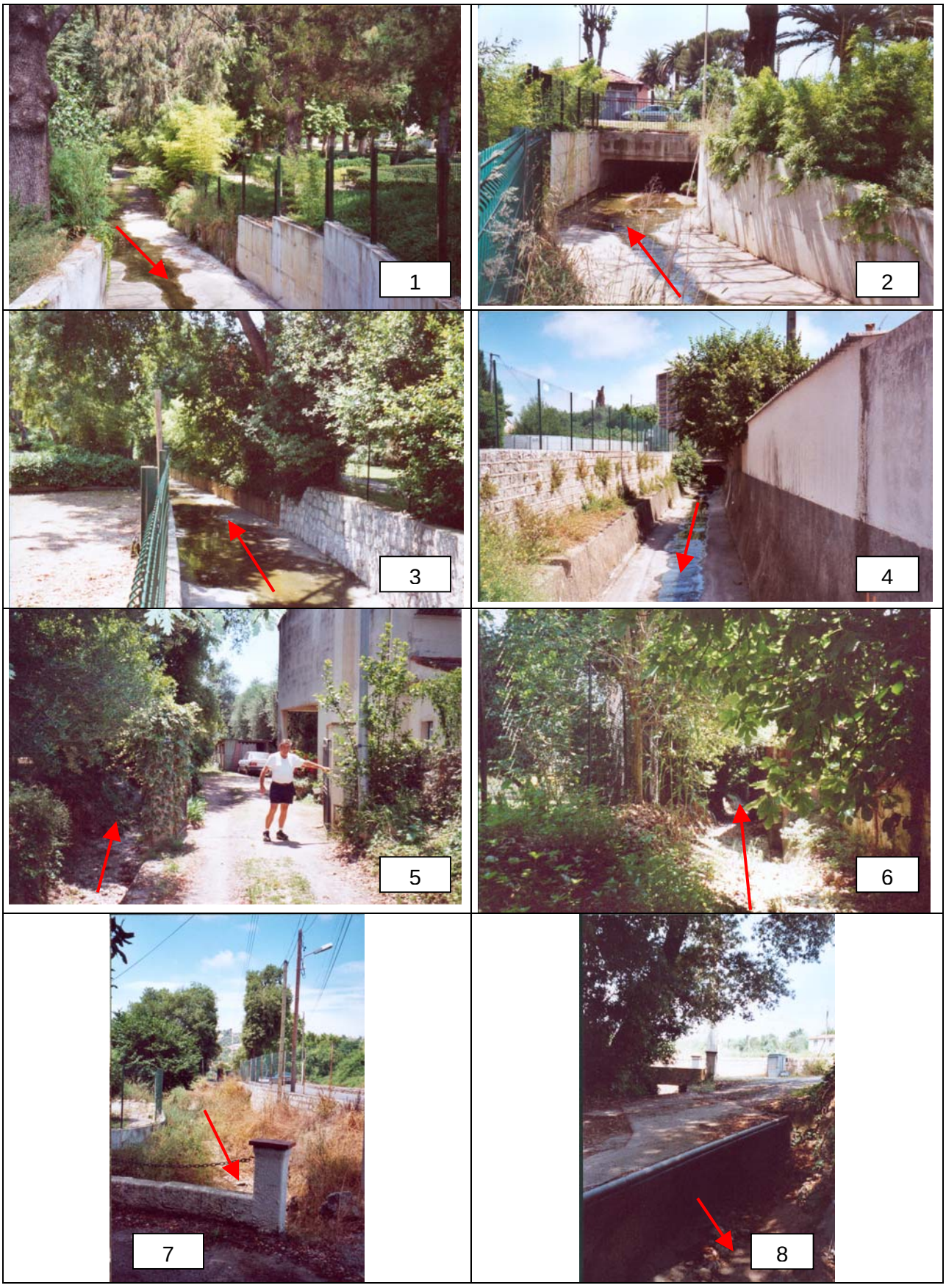


Figure 190 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Madé (CHAMOUX 1999 et 2000).

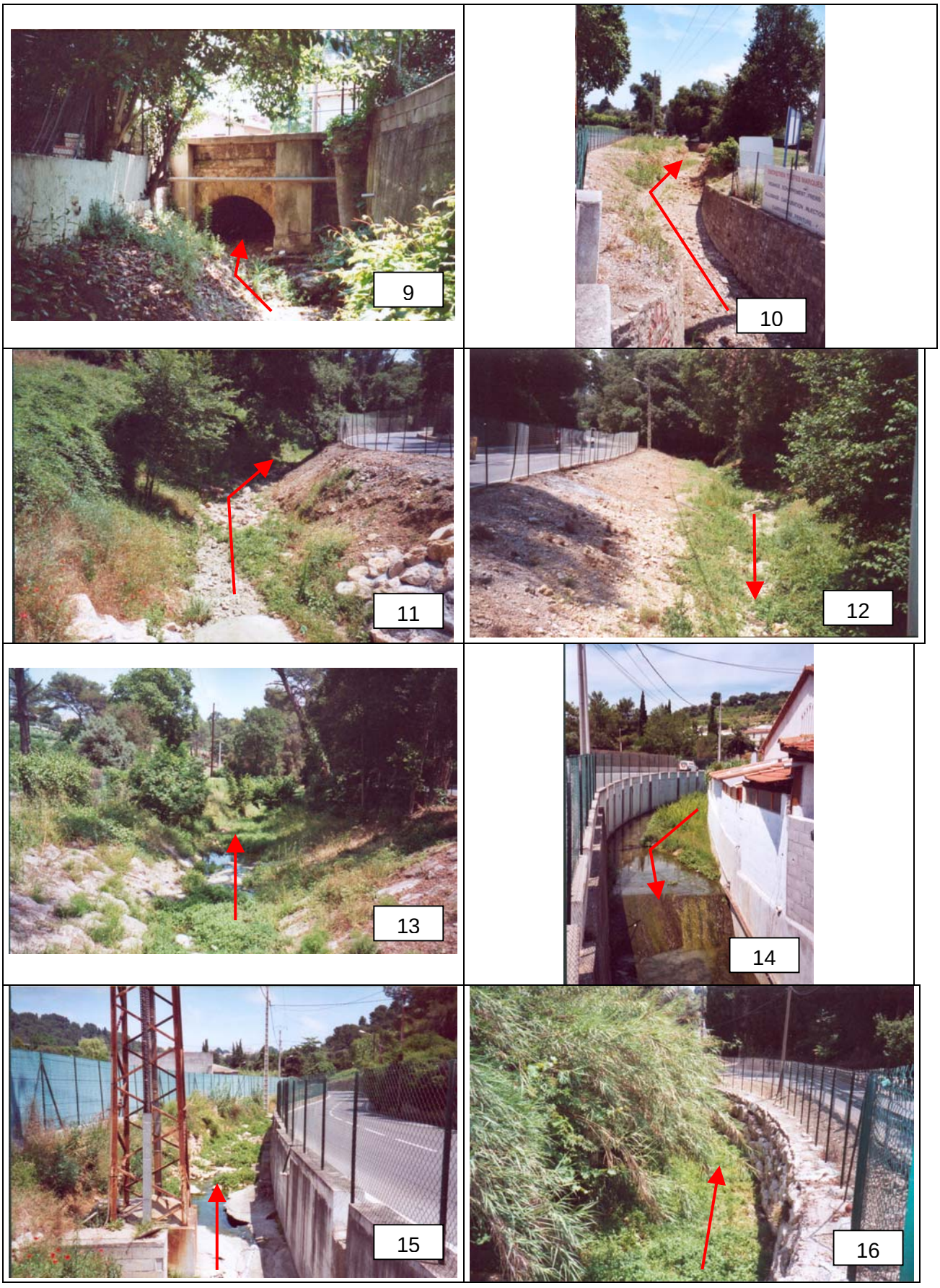


Figure 191 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Madé (CHAMOUX 1999 et 2000).



Figure 192 : Exemples de types de réseaux hydrauliques secondaires en tête de bassin (CHAMOUX 1999 et 2000).

Les nœuds hydrauliques présents sur les réseaux du Laval et du Madé sont à l'origine des principaux risques d'inondation. D'autres points sensibles de moindre importance existent et peuvent aussi être la cause de quelques débordements. La commune d'Antibes est confrontée à de grosses difficultés techniques, mais aussi financières, pour résoudre ces problèmes hydrauliques.
En effet, la suppression d'un verrou hydraulique entraînerait des débordements aux prochains passages étroits situés plus en aval. Face à ces réseaux hétérogènes et sous-dimensionnés, la création de grands bassins de stockage peut être une solution plus économique ou encore techniquement complémentaire lorsque des redimensionnements ponctuels du réseau sont effectués. Mais quelle que soit la solution retenue par les décideurs, le budget nécessaire à ces aménagements reste important et les communes se trouvent confrontées au manque de disponibilité de réserves foncières.

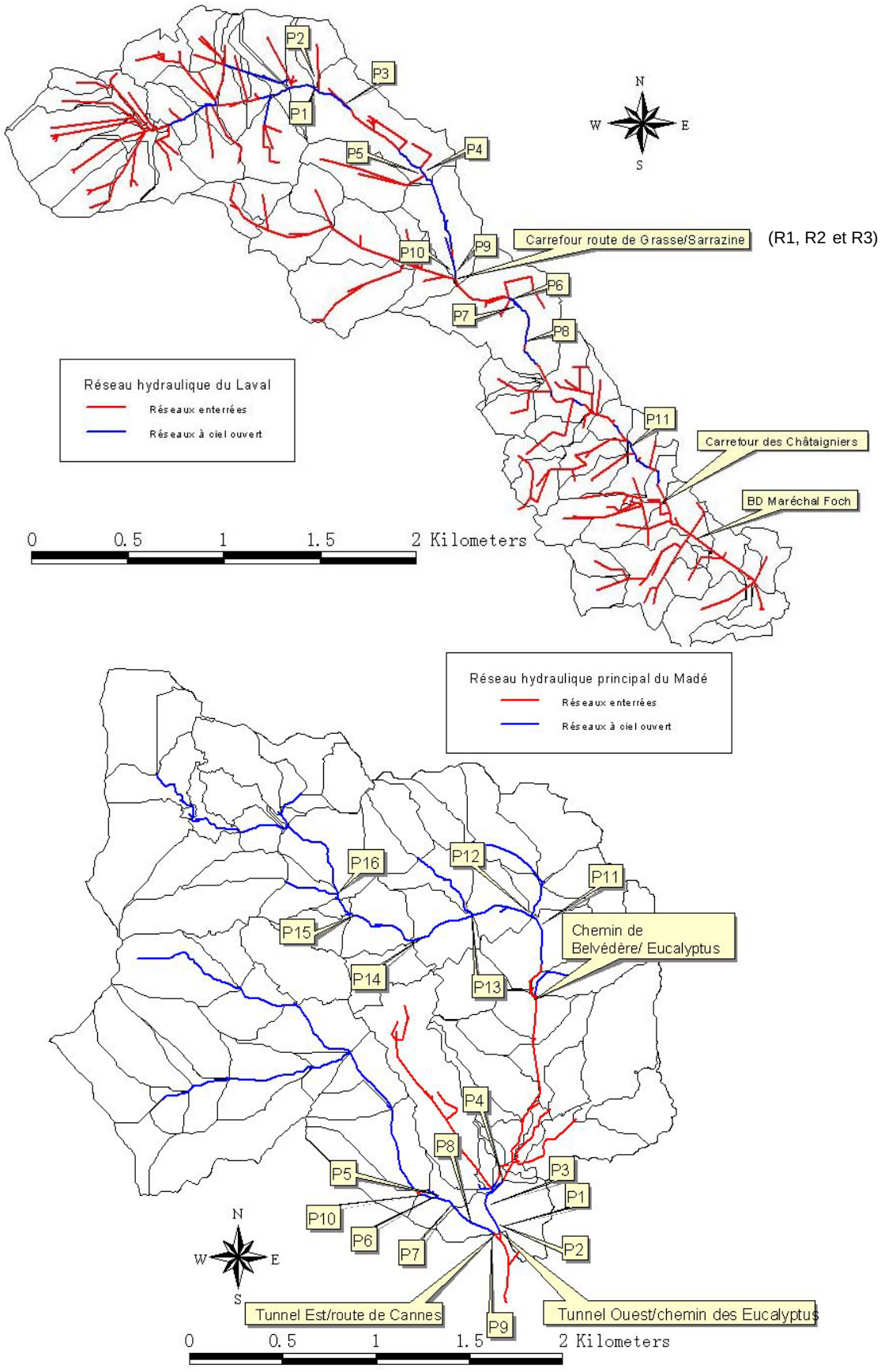


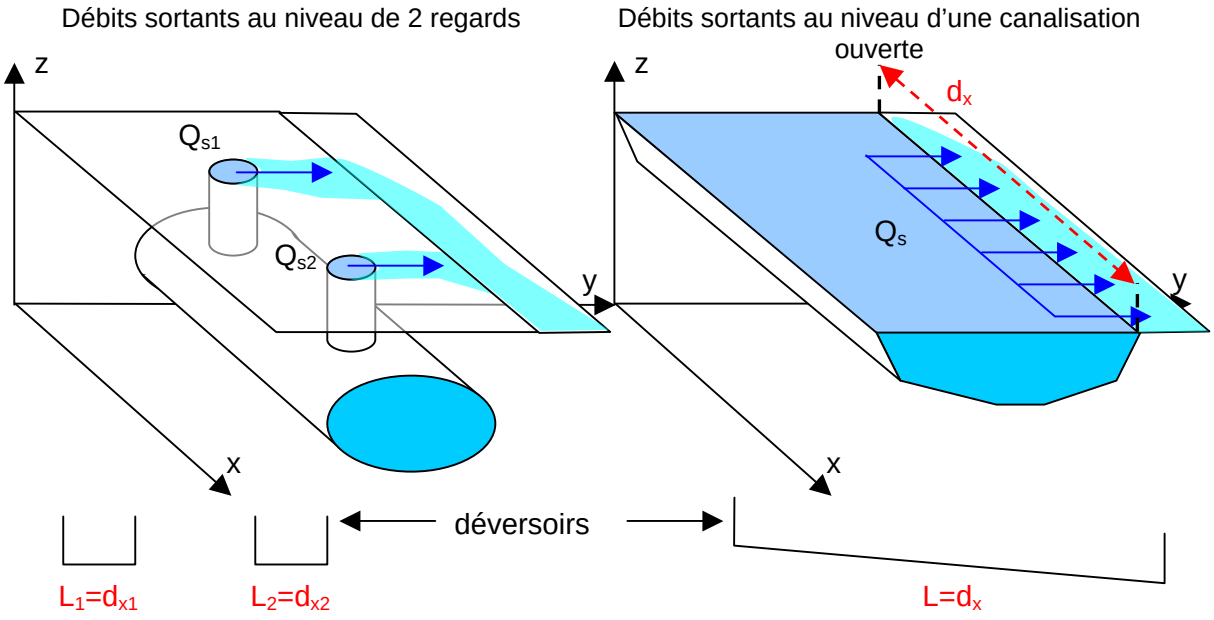
Figure 193 : Position des nœuds hydrauliques et des photographies des réseaux du Laval et du Madé

1.1.2. Modélisation des collecteurs principaux et des éléments singuliers.

Les réseaux d'eaux pluviales du Laval et du Madé sont hétérogènes. Les écoulements s'effectuent dans des chenaux de diverse nature, mais peuvent aussi inonder certains espaces lors des crues. Le modèle hydraulique doit donc reproduire le plus fidèlement possible la réalité. Celui-ci doit aussi intégrer les données permettant de prendre en considération les écoulements qui se produisent hors réseaux, c'est-à-dire sur certains champs privilégiés d'écoulement.

Deux étapes complémentaires sont nécessaires afin d'élaborer les modèles hydrauliques permettant de simuler le fonctionnement hydraulique des réseaux.

- La première étape comprend la saisie des données existantes (positions, dimensions, géométries des sections, natures des matériaux, cotes, etc…). Cette étape, longue et fastidieuse, doit être réalisée avec beaucoup de rigueur. En effet, les résultats fournis par ce premier modèle donnent une première lecture des risques d'inondation susceptibles de se produire de nos jours.
- La seconde étape est consacrée à l'intégration de données complémentaires. Ces données sont identifiées grâce aux informations générées par le modèle de base. Les points de débordement permettent ainsi de cibler l'étude complémentaire, notamment afin d'intégrer les implications des défaillances ponctuelles des réseaux. Chaque réseau offre un niveau de protection en dessous duquel les écoulements sont entièrement contrôlés. Au-dessus de ce seuil, des débordements ponctuels, en premier lieu au niveau des verrous hydrauliques, puis généralisés se produisent et une part plus ou moins importante des écoulements s'effectue à l'extérieur des réseaux.



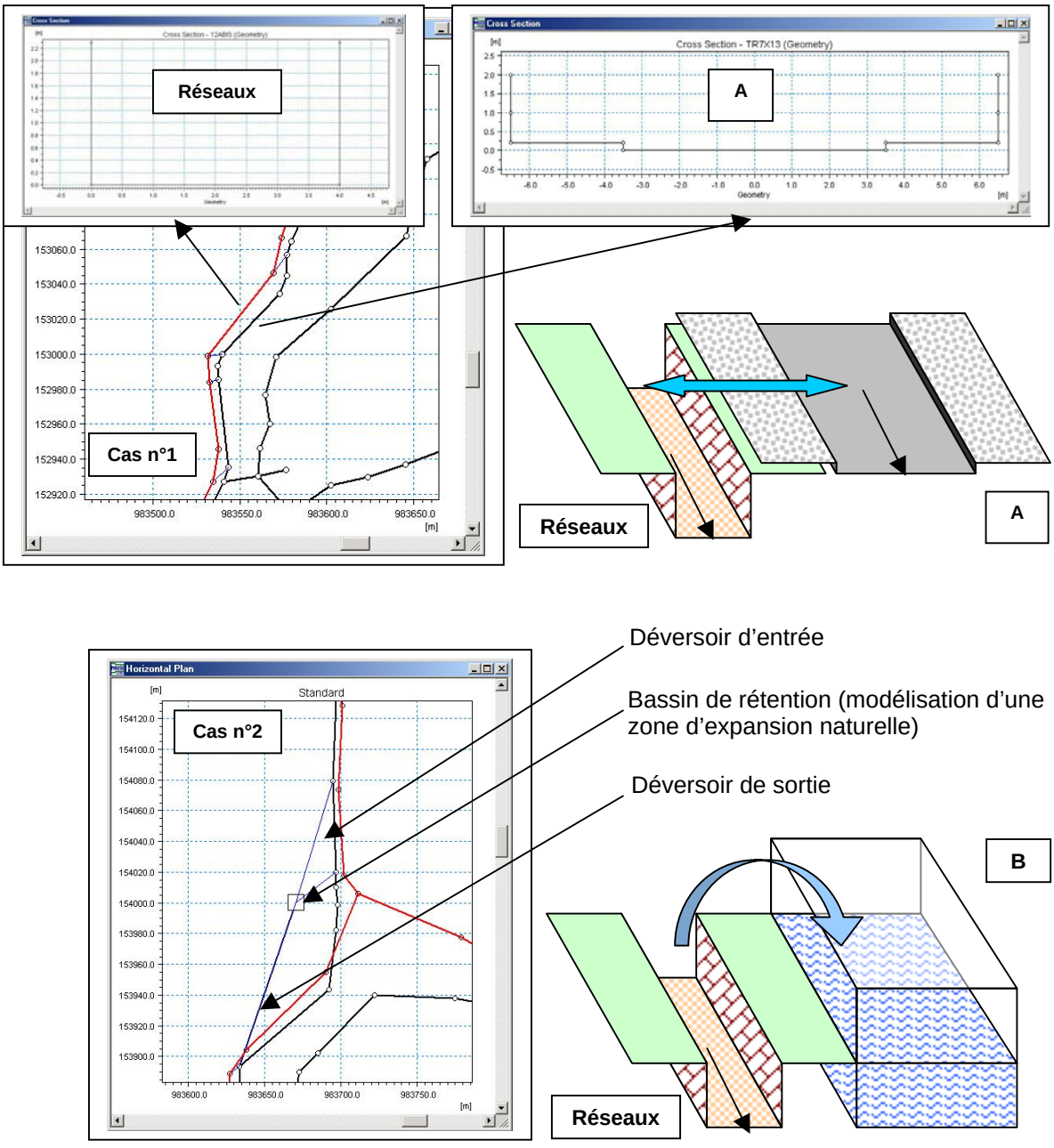
Modélisation de deux déversoirs :
Largeur = diamètre des regards
2 points de raccordement à un réseau secondaire

Modélisation d'un seul déversoir :
Largeur = d_x
1 point de raccordement à un réseau secondaire

Figure 194 : Intégration de déversoirs en fonction des types de réseaux (réseaux enterrés et mis en charge, réseaux à ciel ouvert avec des débordements sur des seuils larges).

Les débordements observés ou estimés en un point du réseau traduisent :

- Soit un mauvais dimensionnement de la partie du collecteur au point de débordement ;
- Soit les effets de la mise en charge du réseau en aval du point de débordement ;



Cas n°1 : Les débordements se produisent sur les chaussées qui jouxtent les réseaux.
Cas n°2 : Les débordements envahissent une zone proche des réseaux et constituent une réserve qui sera restituée en partie lorsque les hauteurs d'eau diminueront.

Figure 195 : Modélisation des débordements et des remplissages des zones d'expansion des crues.

La modélisation des débordements se réalise en fonction de la nature des réseaux. Ainsi, un tronçon de canalisations enterrées et sous-dimensionnées dans son ensemble génère plusieurs points de débordement induits par la mise en charge progressive des conduites. Ces points sont matérialisés par des regards de visite ou des bouches d'égout qui déversent des quantités plus ou moins importantes d'eau sur les chaussées. Au contraire, pour les

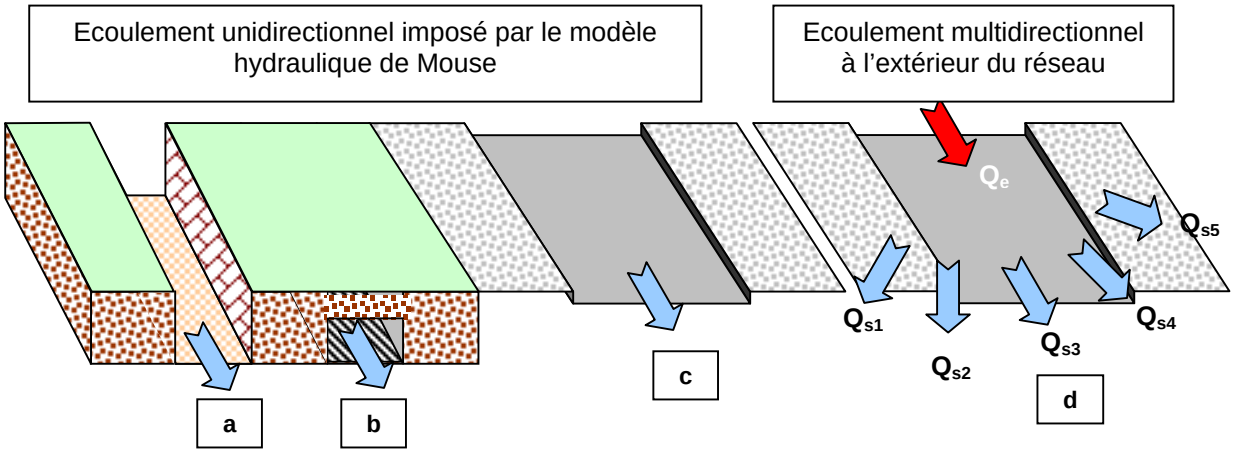
émissaires à ciel ouvert, les points de débordement sont moins nombreux, mais leurs dimensions sont plus importantes.

La chute brutale de capacité hydraulique, matérialisée par un rétrécissement brusque (passage sous une voie de circulation, débris arrachés ou transportés), peut provoquer soit l'inondation d'une zone proche (point bas), soit la submersion d'un réseau secondaire ponctuel. Dans le premier cas, l'eau est stockée et amortie, dans l'autre, l'eau contourne l'obstacle et peut rejoindre, plus en aval, le réseau principal ou encore aller inonder une zone basse plus éloignée.

Les verrous hydrauliques importants (nœuds hydrauliques) posent la question du devenir des volumes déversés hors du réseau. Deux principaux cas de figure se présentent :

- L'eau déborde et inonde une zone proche, puis est réinjectée au même niveau en fin de crue (effet de stockage) ;
- L'eau déborde et emprunte un réseau secondaire, correspondant le plus souvent au réseau hydrographique naturel lorsqu'il a été détourné de sa fonction. Ce phénomène se traduit fréquemment, en milieu urbain, par la submersion des voies de circulation qui bordent les vallons.

La prise en compte des phénomènes de débordement permet de comprendre les mécanismes de diffusion propres aux systèmes hydrauliques des vallons. La prise en charge par les modèles des zones d'expansion des crues permet aussi d'estimer les volumes de débordement ainsi que l'évolution des débits en fonction de l'intensité et de la durée des averses.



a : écoulement unidirectionnel dans un réseau à ciel ouvert ;
b : écoulement unidirectionnel dans un réseau enterré ;
c : écoulement unidirectionnel dans un réseau ponctuel ;
d : écoulement multidirectionnel dans un réseau ponctuel.

Figure 196 : Oppositions entre les conditions d'écoulement unidirectionnel et multidirectionnel.

L'intégration de réseaux secondaires qui représentent les routes ou d'autres structures, est indispensable. En effet, lors des fortes crues, une part importante des eaux transite hors du réseau principal. Cependant, dans ces conditions les écoulements sont multidirectionnelles. Le modèle hydraulique de Mouse 2001 ne peut donc rendre compte correctement de l'évolution des hauteurs et des vitesses à l'extérieur du réseau principal. Les modèles à casiers tels que Mike 21, Stream sont mieux adaptés à ces cas de figure. En l'absence de modèles 1D et 2D couplés, le modèle hydraulique filaire de Mouse 2001 doit simuler les écoulements à l'intérieur mais aussi à l'extérieur des réseaux principaux.

Dans le cas présent, les zones de débordement, pour lesquelles la phase de submersion est progressive, et les effets de stockage ont été matérialisés par des bassins de grande capacité. Ces bassins sont alimentés par des déversoirs à seuil épais (dont la largeur dépend des sites) lorsque la cote supérieure du réseau est atteinte.

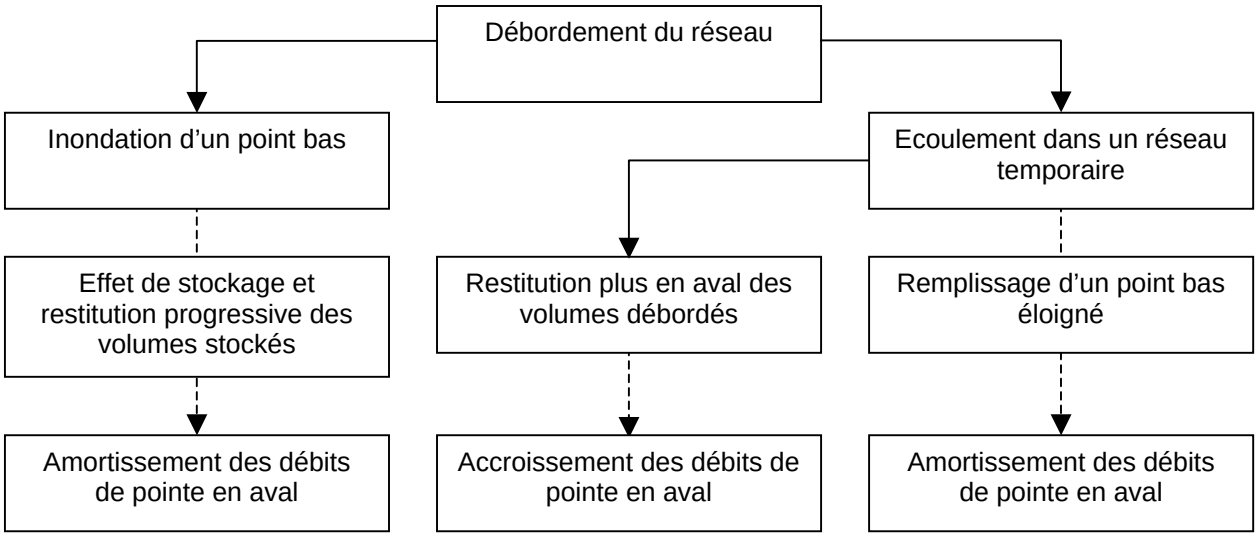


Figure 197 : Prise en charge des volumes de débordement des réseaux d'eaux pluviales.

Lorsque les débordements produisent des sorties hors du réseau, il convient de créer un réseau secondaire afin de modéliser les voies préférentielles d'écoulement. La géométrie de ces canaux d'écoulement doit correspondre si possible à la géométrie observée sur le terrain. En général, ces voies correspondent à des chaussées qui jouxtent fréquemment ces réseaux. Les données des cotes topographiques, fournies par la mairie d'Antibes, ont permis de positionner convenablement les tronçons. La largeur de la route est fixée par rapport aux données de terrain et limitée par un trottoir de 20 cm de hauteur d'une largeur ici standard de 1m. Les conditions d'écoulement sont très hétérogènes sur ces réseaux ponctuels car de nombreux éléments peuvent les perturber (panneaux, voitures en stationnement). Un coefficient de rugosité relativement fort (k=30) a donc été retenu.

Conclusion §1

La construction du modèle hydraulique des réseaux du Laval et du Madé va permettre d'estimer les points de débordement et l'importance des volumes qu'ils représentent dans les conditions actuelles. L'étude des réseaux a mis en évidence de nombreux verrous hydrauliques ainsi que des sections de capacité relativement hétérogène.

Les résultats de ce premier scénario seront confrontés aux observations faites lors d'études antérieures, ainsi qu'aux cartes des zones d'inondation du P.P.R.i., afin de vérifier leur validité.

1.2. Fonctionnement hydraulique des réseaux des vallons du Laval et du Madé.

L'objectif de cette partie est d'estimer les risques de défaillance des réseaux hydrauliques du Laval et du Madé, pour des événements de périodes de retour différentes (5 ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans). Les modèles hydrauliques réalisés dans le premier scénario représentent la situation actuelle. Les pluies de projet utilisées sont établies à partir des courbes I.D.F. du poste de Nice-Aéroport et sont de type simple triangle. La durée de ces averses correspond aux estimations empiriques des temps de concentration et sont comprises entre 50 minutes (T=100 ans, T=50 ans et T=20 ans) et 60 minutes (T=10 ans, T=5 ans et T=2 ans). Les modèles créés permettent de réaliser une étude globale du fonctionnement des réseaux pendant les périodes de crise. Cette analyse comprend la définition des zones exposées aux risques d'inondation ainsi que l'estimation des volumes des débordements. Des hydrogrammes ponctuels, mesurés en différents points des réseaux, contribuent à évaluer l'impact des verrous hydrauliques existants et à identifier l'évolution des débits de l'amont vers l'aval des vallons. Les effets d'amortissement, imputables aux verrous hydrauliques sur la diffusion de l'onde de crue, sont précisés grâce à l'étude dissociée de la contribution des principaux bassins versants de chacun des vallons. L'acquisition de ces informations expérimentales montre la complexité des problèmes auxquels sont confrontés les responsables de la commune.

1.2.1. Propagation des ondes de crue et débits de pointe.

Les deux principaux points de confluence de chaque vallon ont permis de définir les trois grands sous-bassins des vallons du Laval et du Madé. Ces grands ensembles sont employés afin de simplifier l'analyse des mécanismes d'amortissement qui se produisent au sein des réseaux.

Tableau 76 : Caractéristiques des principaux ensembles hydrologiques retenus pour étudier le fonctionnement hydraulique des réseaux des vallons du Laval et du Madé.

	Nombre d'ensembles hydrologiques	**Toponymie**	**Nombre de sous-bassins élémentaires**	**Superficie des ensembles (hectares)**	**% de la superficie totale**	**Taux d'urbanisation**
Laval	3	Amont 1	31	180	44%	58%
		Amont 2	9	62	16%	57%
		Aval	30	162	40%	61%
		Total	**70**	**407**	**100%**	
Madé	3	Amont	34	288	41%	14%
		Aval Est	21	206	29%	22%
		Aval Ouest	20	207	29%	17%
		Total	**75**	**700**	**100%**	

Deux ensembles appelés Amont 1 et Amont 2 rassemblent les sous-bassins élémentaires du Laval. Amont 1 regroupe 31 des 70 sous-bassins élémentaires et représente 44% de la surface totale du vallon. Cet ensemble regroupe surtout des espaces fortement urbanisés (zones industrielles et commerciales proches de l'A8). Amont 2 ne représente que 16% de la surface totale du vallon, soit 62 hectares. Les sous-bassins élémentaires situés en aval du carrefour Sarrazine/Route de Grasse constituent le troisième ensemble. Celui-ci a une superficie à peu près égale à celle de Amont 1, mais son taux d'urbanisation est le plus fort du vallon (61%).

Les regroupements effectués avec les sous-bassins du Madé sont plus équilibrés en terme de surface. L'ensemble amont est le plus important et représente plus de 40% de la surface totale du vallon. Les deux autres ensembles, Aval est et Aval ouest, ont des dimensions équivalentes (30% chacun de la surface totale). Aval est est le plus urbanisé. Son taux moyen d'imperméabilisation est supérieur à 20%. A l'opposé, les deux autres ensembles ont des taux plus faibles, inférieurs à 20%. 80% du regroupement Aval ouest est situé sur la

commune de Vallauris. L'ensemble Amont regroupe une part importante des espaces boisés réservés. Son taux d'urbanisation est le plus faible des deux vallons étudiés (14%).

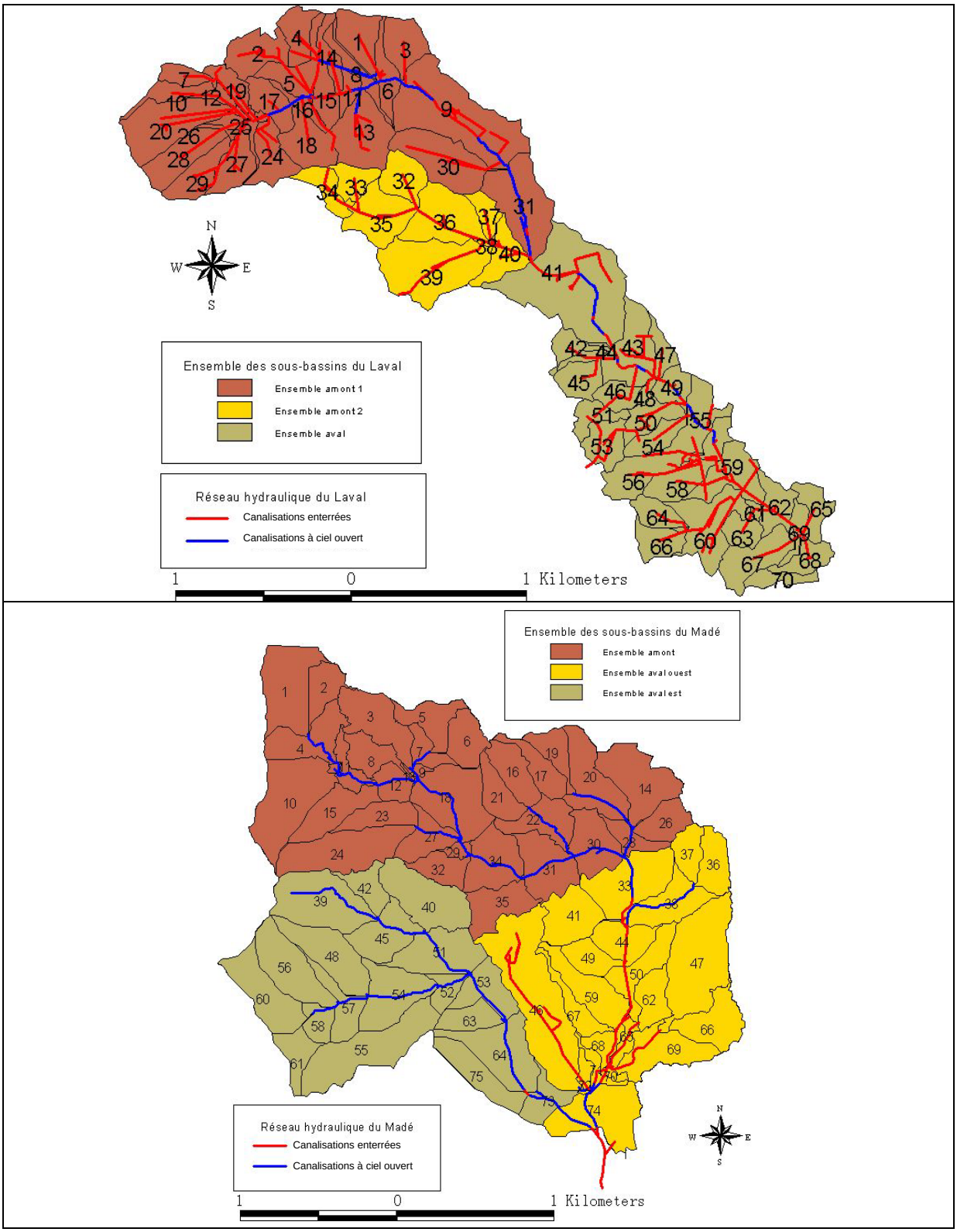
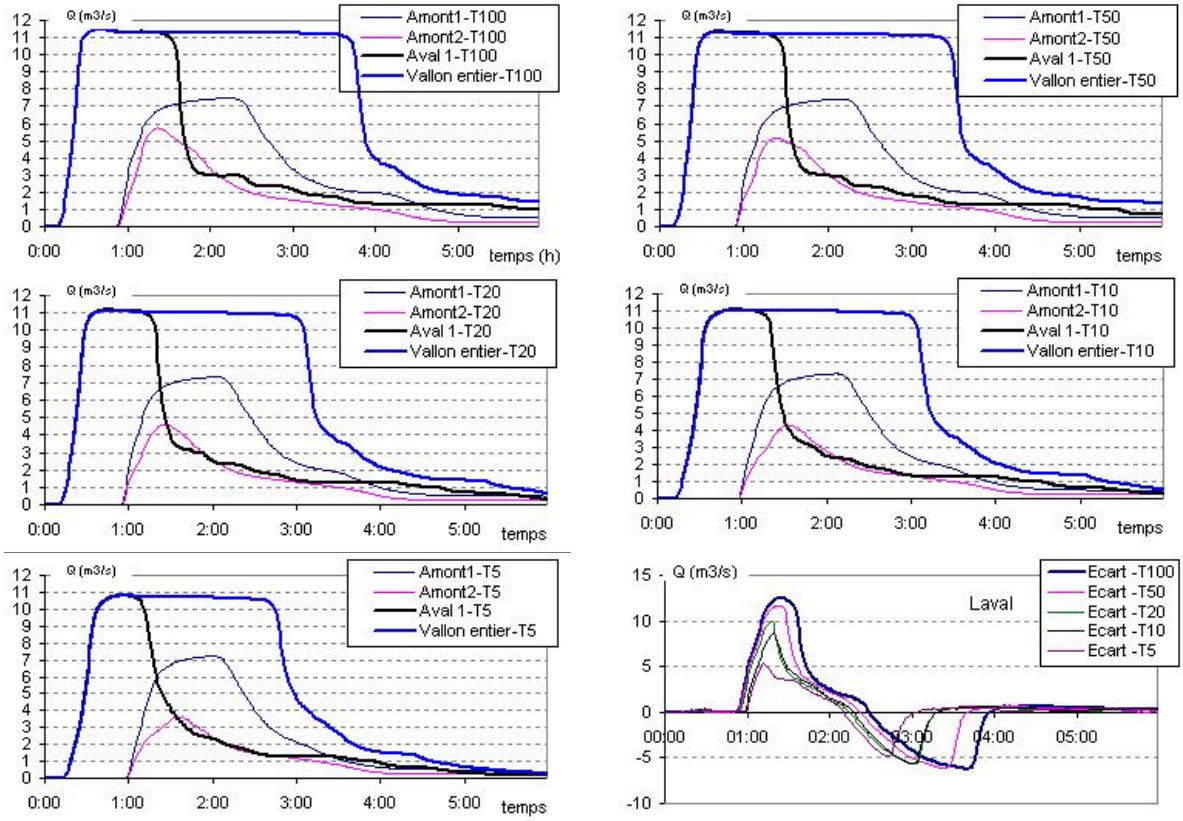


Figure 198 : Identification des principaux sous-bassins des vallons du Laval et du Madé.



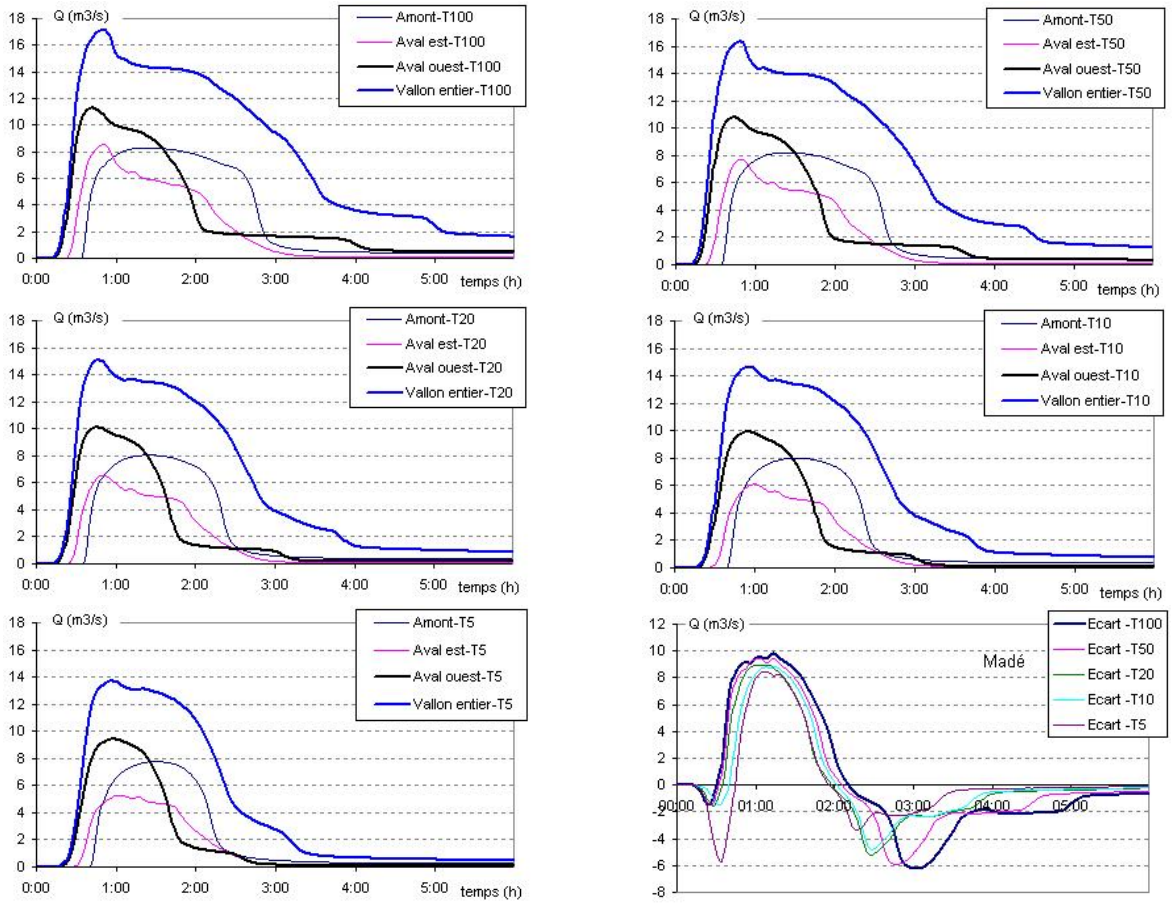
Volumes encore stockés dans le réseau en amont de l'exutoire à t=6 heures lorsque les écoulements proviennent de l'ensemble du vallon.

Période de retour	Volumes (m^3)
100 ans	11 600
50 ans	8 400
20 ans	5 400
10 ans	4 900
5 ans	3 900

Figure 199 : Hydrogrammes des trois ensembles de sous-bassins à l'exutoire du Laval.

Les résultats obtenus permettent d'analyser les hydrogrammes de crue, produits par chacun des trois ensembles hydrologiques, pour les deux vallons. D'importants effets d'amortissement affectent la propagation de l'onde de crue au sein des réseaux. La somme des hydrogrammes de chaque ensemble donne des débits beaucoup plus importants que ceux obtenus lorsque les bassins sont étudiés dans leur totalité. Les écarts entre les débits de pointe sont compris entre 5 et 13 m^3 sur le Laval et entre 8 et 10 m^3 sur le Madé (fig. 199 et 200).

La limitation des débits de pointe à l'exutoire est due aux débordements qui se produisent en plusieurs points du réseau. Les débits de pointe ainsi estimés sont limités par la capacité hydraulique de certains tronçons sous-dimensionnés. Les valeurs les plus fortes sont enregistrées en amont du verrou Sarrazine sur le Laval et au-dessus du carrefour des chemins Belvédère et Eucalyptus sur le Madé. Ces estimations ne tiennent pas compte directement des écoulements qui s'effectuent hors réseau. La vraie valeur des débits de pointe à l'exutoire des deux vallons ne peut être convenablement approchée.



Volumes encore stockés dans le réseau en amont de l'exutoire à t=6 heures lorsque les écoulements proviennent de l'ensemble du vallon.

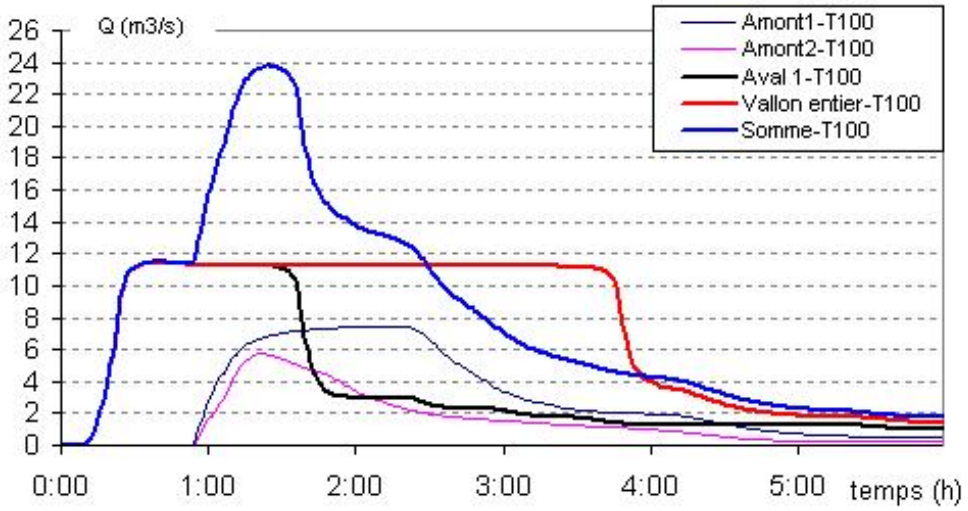
Période de retour	Volumes (m^3)
100 ans	7 975
50 ans	7 504
20 ans	7 653
10 ans	7 204
5 ans	6 678

Figure 200 : Hydrogrammes des trois ensembles de sous-bassins à l'exutoire du Madé.

Les temps de montée, estimés pour les 6 ensembles de sous-bassins du Laval et du Madé, apportent des indications précises sur les effets d'amortissement engendrés par les noeuds hydrauliques. Ces temps sont inférieurs à 1 heure pour les deux vallons quelle que soit la fréquence des averses. Ceux du Madé sont compris entre 31 et 36 minutes. Ceux du Laval sont plus longs et compris entre 42 et 58 minutes. Sur le Laval, les temps de réponse augmentent avec l'intensité des pluies.

L'allongement du temps de réponse traduit en fait l'importance des écoulements qui se produisent en dehors du réseau. Cette évolution s'observe aussi avec les deux ensembles amont. Les stockages qui se produisent en plusieurs points du réseau, impliquent des restitutions progressives des volumes et maintiennent la durée de mise en charge des réseaux. Dans le cas du Laval, le principal verrou hydraulique situé au niveau du carrefour Sarazine - Route de Grasse entraîne, en plus de la création d'un grand volume de stockage, une submersion massive de la chaussée. Ainsi, les volumes qui transitent par la route située en dessous du carrefour, augmentent avec l'intensité des pluies. Or, dans le modèle, ces tronçons larges sont caractérisés par de forts coefficients de rugosité (k=30) qui réduisent sensiblement les vitesses d'écoulement.

Laval



Madé

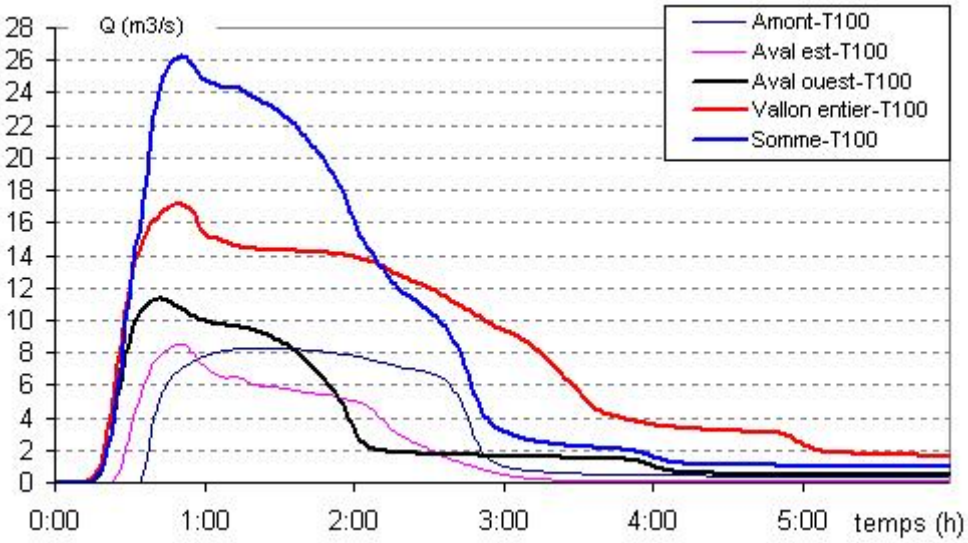


Figure 201 : Hydrogrammes à l'exutoire des vallons du Laval et du Madé.

Tableau 77 : Evolution du temps de montée à l'exutoire du Madé.

Pluies de projet		**Principaux ensembles hydrologiques**						**Bassin versant du vallon**	
		Amont		**Aval Ouest**		**Aval Est**			
Fréquence de l'averse	Durée de l'averse	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM
T=100 ans	50 mn	1:27	1:02	0:51	0:26	0:41	0:16	0:51	0:31
T=50 ans	50 mn	1:28	1:03	0:49	0:24	0:43	0:18	0:51	0:31
T=20 ans	50 mn	1:26	1:01	0:50	0:25	0:45	0:20	0:53	0:33
T=10ans	60 mn	1:31	1:01	1:00	0:30	0:55	0:25	1:02	0:32
T=5 ans	60 mn	1:32	1:02	1:03	0:33	0:57	0:27	1:06	0:36

TM : temps de montée à l'exutoire.

Tableau 78 : Evolution du temps de montée à l'exutoire du Laval.

Pluies de projet		Principaux ensembles hydrologiques						Bassin versant du vallon	
		Amont 1		Amont 2		Aval 1			
Fréquence de l'averse	**Durée de l'averse**	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM	T-Q_{max}	TM
T=100 ans	50 mn	2:12	1:47	1:22	0:57	0:39	0:14	1:23	0:58
T=50 ans	50 mn	2:12	1:47	1:23	0:58	0:42	0:17	1:23	0:58
T= 20 ans	50 mn	2:04	1:39	1:27	1:02	0:46	0:21	1:17	0:52
T=10 ans	60 mn	2:08	1:38	1:34	1:04	0:56	0:26	1:20	0:50
T=5 ans	60 mn	2:02	1:32	1:34	1:04	0:56	0:26	1:12	0:42

TM : temps de montée à l'exutoire.

Les verrous hydrauliques présents sur ces réseaux perturbent fortement la propagation des crues. Les amortissements des débits de pointe sont pourtant plus importants sur le réseau du Madé. En effet, la somme des hydrogrammes des trois ensembles hydrologiques est supérieure de 50% aux valeurs obtenues en prenant le vallon dans sa totalité. Les deux principaux points de stockage se trouvent au croisement des chemins de Belvédère-Eucalyptus et au niveau des tunnels de passage sous la route de Cannes. Sur le Madé, ces deux verrous inondent les zones d'expansion proches. Les risques les plus importants se situent surtout au niveau des habitations implantées au nord de la route de Cannes, dans un point bas.
Dans l'ensemble, les réseaux secondaires intégrés aux modèles apparaissent sous-dimensionnés pour des averses d'intensité supérieure à la décennale. Ces dysfonctionnements engendrent des débordements de faible ampleur, mais localisés en de nombreux points.

L'hétérogénéité des réseaux du Laval et du Madé provoque d'importantes retenues d'eau et des déversements sur les chaussées. Le vallon du Laval, beaucoup plus urbanisé que celui du Madé, est bien plus vulnérable face aux débordements de son réseau. Cependant, en l'état, les retenues qui se créent lors des fortes averses, limitent les débits de pointe en aval et ralentissent les vitesses d'écoulement. Le redimensionnement des verrous hydrauliques ne peut s'effectuer sans la réalisation de bassins de grande capacité.

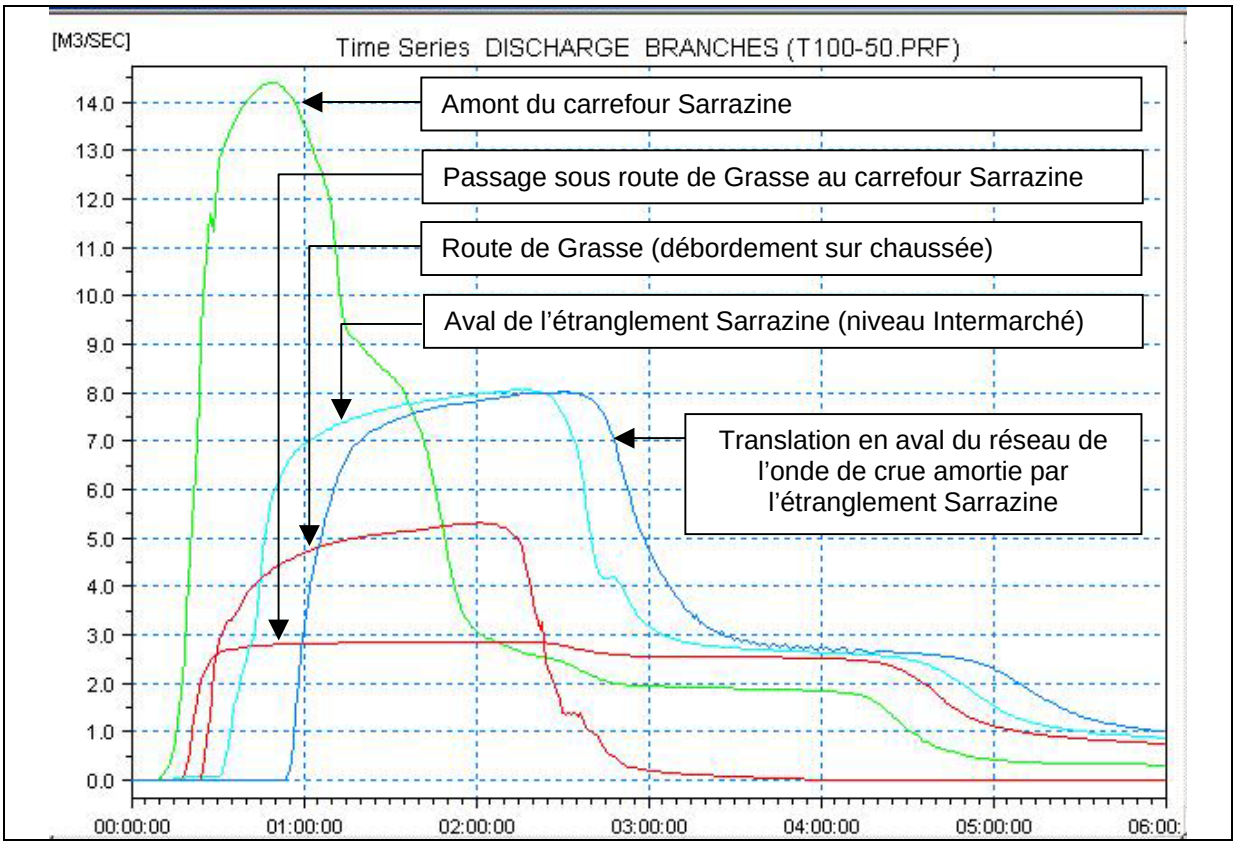


Figure 202 : Lecture des effets d'amortissement des débits de pointe d'après l'évolution des hydrogrammes sur le réseau du Laval (événement de fréquence centennale).

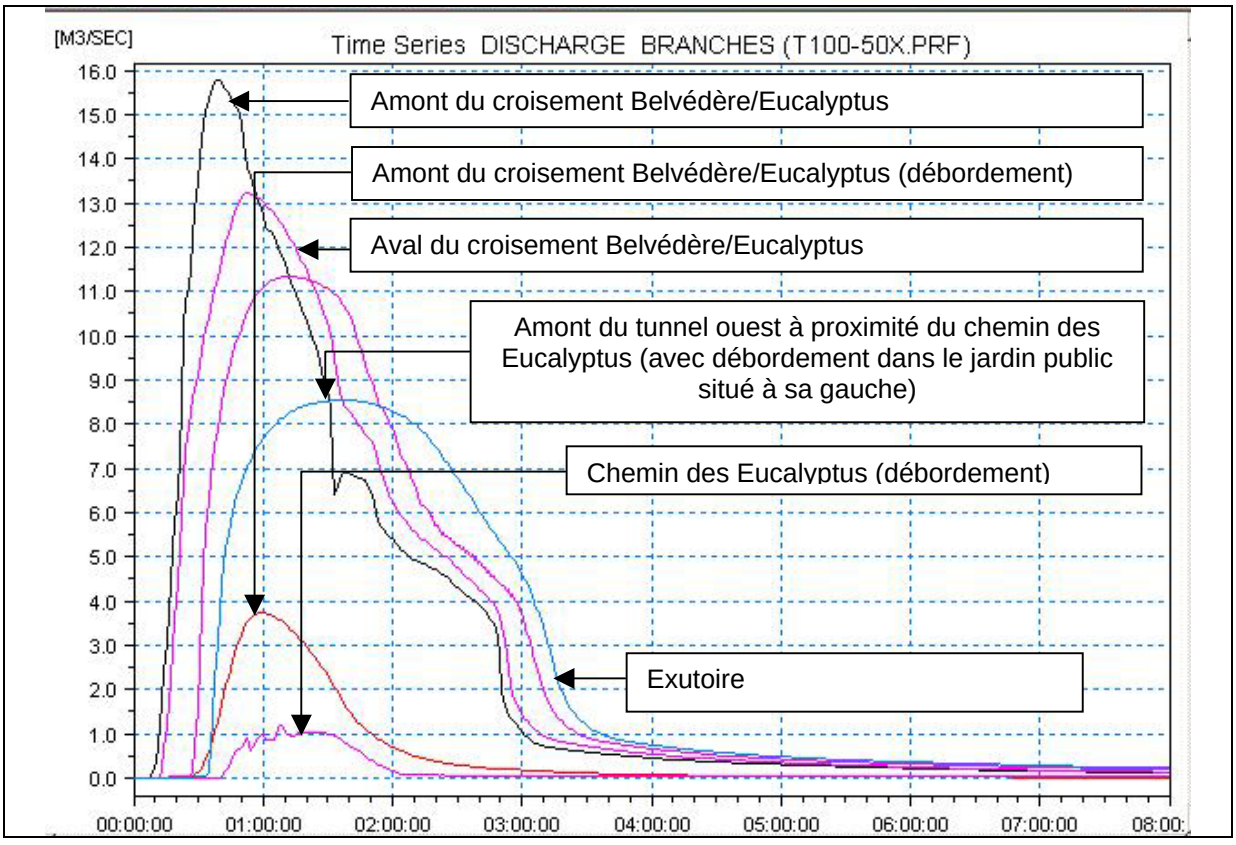


Figure 203 : Lecture des effets d'amortissement des débits de pointe d'après l'évolution des hydrogrammes sur le réseau du Madé (événement de fréquence centennale).

1.2.2. Estimation du risque d'inondation.

L'analyse de la diffusion des ondes de crue dans les réseaux du Laval et du Madé a montré que plusieurs nœuds hydrauliques pouvaient être responsables de débordements et donc d'inondations pour des averses importantes. L'étape présente a pour objectif de quantifier ces volumes dans les conditions actuelles.

En l'état, ces réseaux hétérogènes produisent des débordements qui se traduisent soit par le remplissage de points bas, soit par la submersion de chaussées proches. Dans le premier cas, les zones de stockage temporaire peuvent aussi alimenter un réseau secondaire lorsqu'elles sont pleines. Dans le second cas, les chaussées prennent l'allure d'un réseau à ciel ouvert. Ces écoulements rejoignent alors parfois le réseau en contrebas du point de débordement.

Dans ce premier scénario, les volumes sortant des réseaux sont estimés à partir de déversoirs dont la cote est fixée en fonction de la topographie des sites. Lorsque les débordements envahissent une zone de stockage ponctuelle, les déversoirs sont raccordés à des bassins qui simulent les effets sur les hauteurs d'eau d'une zone d'expansion. Ces bassins ont la possibilité de se vidanger dans le réseau, avec un débit de fuite équivalent au débit maximum entrant.

Les déversoirs peuvent aussi être raccordés à un réseau secondaire lorsque les débordements qui inondent les chaussées se traduisent par un écoulement de surface. Ces réseaux permettent aux eaux qui les empruntent, de rejoindre les réseaux principaux en aval des verrous hydrauliques.

1.2.2.1. Etudes des débordements sur le Laval.

La modélisation de la crue centennale permet d'identifier 7 points de débordement sur le réseau principal du Laval. Les volumes sortants sont estimés à près de 90 000 m^3 pour une crue de la même fréquence.

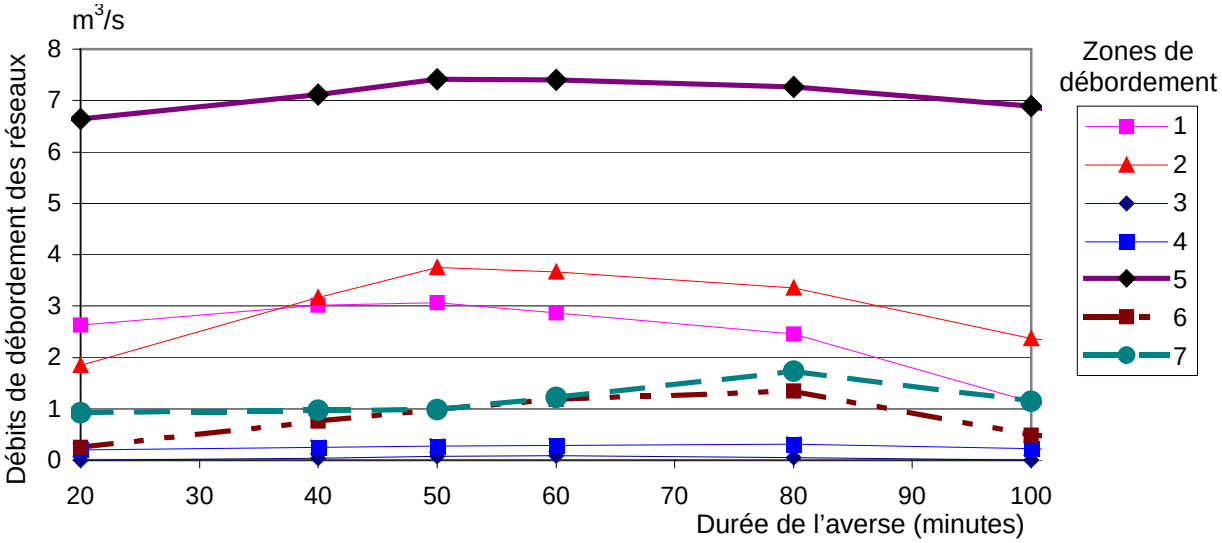


Figure 204 : Estimation des débits maximaux débordant hors du réseau du Laval en fonction de la durée pour une averse de période de retour de 100 ans.

L'analyse des débits maximaux de débordement montre que la durée des pluies critiques est comprise entre 50 et 80 minutes. La sensibilité des points de débordement à la durée de l'averse dépend évidemment de leur position sur le réseau. Les points de débordement situés en tête de réseau sont plus sensibles à des averses de courte durée et les points situés dans la partie basse à des averses plus longues. Pour le Laval, des durées de pluies de projet critiques d'une durée de 50 minutes pour les fortes intensités et de 60 minutes pour les averses dont la période de retour est inférieure à 20 ans ont été retenues.

Le carrefour des Sarrazines représente le point le plus critique de ce réseau. Ce point sensible correspond aux zones n°2 et n°5 de la figure 205. Au niveau de la zone n°5, une buse carrée de 1m de côté seulement permet le passage sous la route de Grasse et limite

drastiquement les écoulements. Les débordements représentent en ces lieux près de 70 000 m^3, soit 80% du total. Les débordements apparaissent en ce point pour des averses de fréquence inférieure à la quinquennale. Ceux-ci sont encore estimés à plus de 27 000 m^3 pour une averse biennale. Bien que ces valeurs apparaissent importantes au regard de la réalité (surestimation des volumes due à l'absence de la capacité de stockage des réseaux secondaires), ce point reste le seul où le risque ne diminue pas significativement avec la fréquence des événements. De légers débordements peuvent se produire en aval, en haut de l'avenue Philippe Rocha (zone 4, fig. 205). Ces dernières estimations restent cependant imprécises. En effet, les volumes déversés au niveau du carrefour Sarrazine regagnent le réseau principal en ce point.

Tableau 79 : Localisation des zones de débordement sur le Laval.

Zone n°	Localisation
1	Au carrefour du chemin des Combes et de la Première Avenue
2	Avenue de la Sarrazine (à hauteur de l'impasse Sarrazine)
3	Haut du chemin de Saint-Claude
4	Haut de l'avenue Philippe Rocha
5	Au niveau du Carrefour de l'avenue Sarrazine et de la route de Grasse
6	Angle de l'avenue Philippe Rochat et de l'Avenue des Coteaux
7	Carrefour du chemin de Saint-Jean, au niveau de la voie de chemin de fer et de la RN7

Trois autres points sensibles sont identifiés sur le réseau du Laval. Le plus en amont est situé en dessous des zones commerciales sous l'A8, au niveau du chemin des Combes (zone 1, fig. 205). Les débordements y deviennent conséquents pour des averses égales ou supérieures à la quinquennale. D'autres débordements apparaissent en amont du chemin de Saint-Claude (zone 3, fig. 205), mais les volumes en jeu restent faibles.

Des débordements significatifs se produisent à l'angle de l'avenue Philippe Rochat et de l'Avenue des Coteaux (zone 6) pour des averses d'intensité supérieure à la décennale. Le point bas, au carrefour du chemin de Saint-Jean, au niveau de la voie de chemin de fer et de la RN7 (zone 7) est aussi exposé à des débordements conséquents, de l'ordre de 8 000 m^3 pour une averse centennale.

Le dernier point sensible n'est pas ici répertorié, mais il correspond à la partie basse du vallon où se produisent des mises en charge répétées du réseau. Les débordements s'effectuent au niveau du carrefour du Boulevard Foch et de l'avenue du Général Mazière et inondent un point bas localisé entre l'impasse Jean Mensier et l'avenue Edouard Salvy. Les études entreprises sous la direction de la Mairie, sur ce dernier point, pourraient aboutir à la création de la défluence «Foch» qui supprimerait le coude hydraulique actuellement présent.

L'amplitude des débordements évolue aussi, en fonction de l'intensité des averses. La relation entre le réseau et les écoulements en surface est délicate à appréhender. En effet, les points de débordement sont nombreux et les écoulements s'effectuent selon de multiples directions qu'il n'est pas possible ici de préciser.

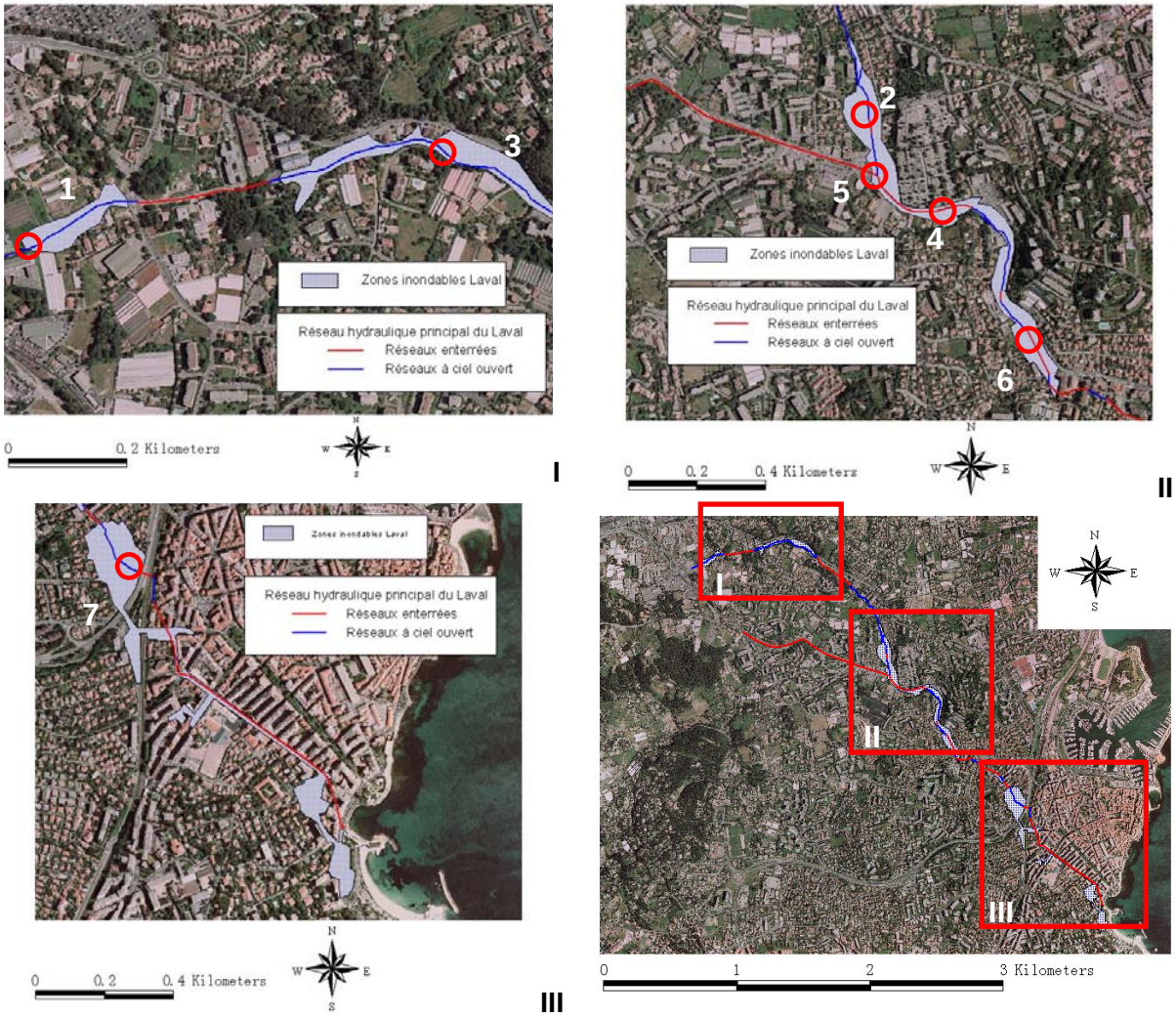


Figure 205 : Zones de débordement du vallon du Laval (P.P.R. de la ville d'Antibes).

Tableau 80 : Volumes de débordement estimés sur le réseau principal du Laval.

	Période de retour (années)						V_{T2}/V_{T100}
	100	**50**	**20**	**10**	**5**	**2**	
Durée de l'averse	50 mn	50 mn	50 mn	60 mn	60 mn	60 mn	
Zone n°	**Volumes de débordement (m^3)**						
1	6 068	5 075	3 753	3 010	1 958	657	11%
2	12 351	10 124	7 170	6 520	4 318	1 815	15%
3	82	17	0	0	0	0	0%
4	1 867	1 525	1 115	1 032	771	448	24%
5	54 785	48 361	40 035	38 453	32 622	25 303	46%
6	4 775	3 183	1 512	1 180	361	0	0%
7	8 996	7 458	5 604	5 321	3 860	1 880	21%
Volume total déversé	**88 924**	**75 743**	**59 187**	**55 516**	**43 890**	**30 102**	**34%**
% (T_{100}=base 100)		85%	67%	62%	49%	34%	
V Sarrazine/V totaux	75%	77%	80%	81%	84%	90%	

Globalement, le risque apparaît plus fort dans la partie haute du vallon où des points de débordement très importants existent (carrefour des Sarrazines). En ce lieu, la part relative des volumes est croissante lorsque l'intensité des averses diminue (de 75% pour la centennale à 90% pour la biennale).

1.2.2.2. Etude des débordements sur le Madé.

La modélisation des écoulements pour une crue de fréquence centennale fait apparaître 9 points de débordement sur le Madé. Les débits de pointe au niveau des zones de débordement sont atteints pour une averse centennale d'une durée de 50 minutes. Cette durée s'allonge, comme sur le Laval, lorsque l'intensité des averses diminue. La durée des pluies de projet de période de retour inférieure ou égale à 10 ans est de 60 minutes.

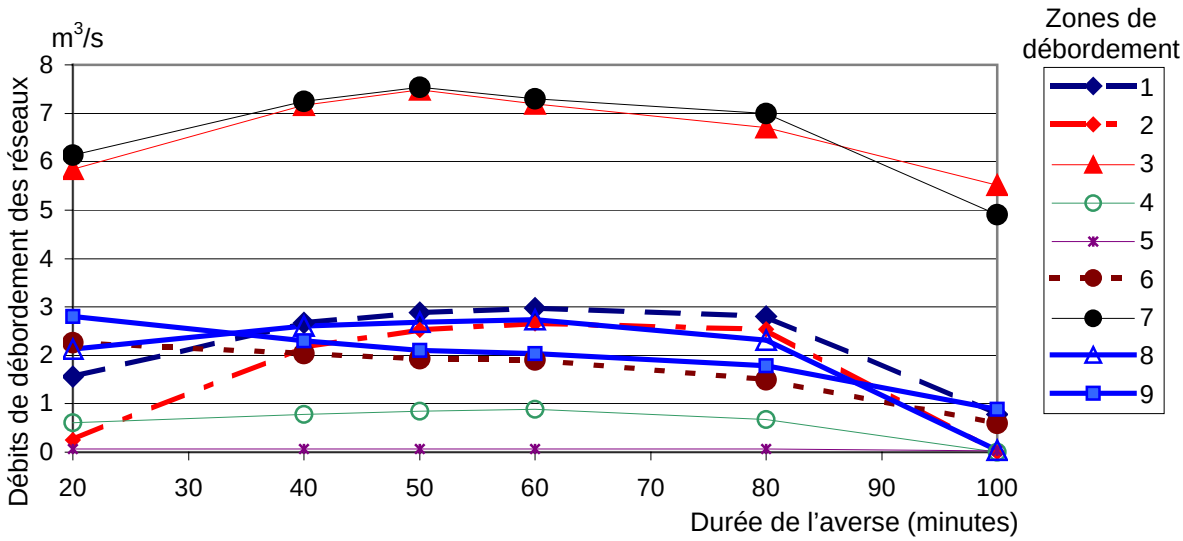


Figure 206 : Estimation des débits maximum débordants hors du réseau du Madé en fonction de la durée pour une averse de période de retour de 100 ans.

A l'opposé du Laval, les amplitudes de débordement observées sur le Madé évoluent plus fortement en fonction de l'intensité des pluies. Cette différence s'explique essentiellement par une proportion plus importante des surfaces naturelles et par l'absence de verrou hydraulique aussi prononcé que celui du carrefour Sarrazine. Les surfaces naturelles infiltrent mieux les averses de faible intensité. Les volumes de débordement générés par une averse biennale ne représentent que 17% de ceux estimés pour une averse centennale. Sur le Laval, le rapport entre ces deux extrêmes est de 34%, soit le double.

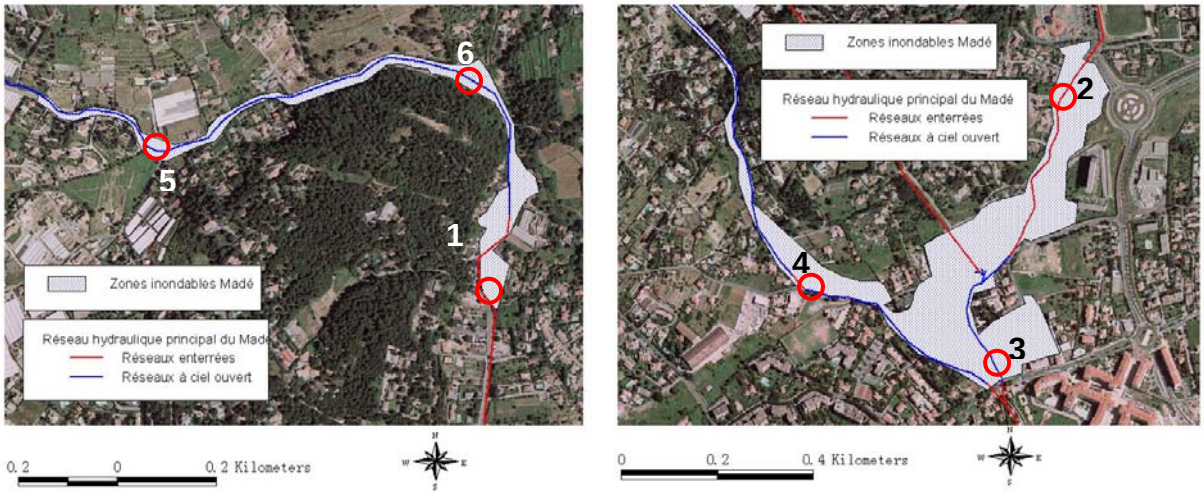


Figure 207 : Zones de débordement du vallon du Madé (P.P.R. de la Ville d'Antibes).

Deux points sensibles apparaissent sur la partie antiboise de ce vallon. Le premier se situe au niveau du carrefour de Belvédère et des Eucalyptus (zone 1). La zone d'inondation est faiblement urbanisée, mais présente cependant un habitat dispersé. Le risque ne peut donc pas être écarté.
Pour une crue centennale, le risque de débordement représente un volume de plus de 16-000 m^3. Le risque diminue significativement avec des événements moins intenses (V_{T2}/V_{T100}=8%). Cette observation peut se faire au niveau des zones 5, 6 et 8 situées le long des chemins de la Forêt et du vieux Brusquet (V_{T2}/V_{T100}=1% pour les zones 5 et 8, V_{T2}/V_{T100}=32% pour la zone 6 mais sur de faibles volumes).

Tableau 81 : Localisation des zones de débordement sur le Madé.

Zone n°	Localisation
1	Carrefour de Belvédère et des Eucalyptus
2	Carrefour des chemins de Saint Maymes et des Eucalyptus
3	Square De Launay
4	Chemin de Vallauris (en limite de commune)
5	Chemin du vieux Brusquet
6	En aval du Carrefour des chemins de Saint-Maymes et de Roubion
7	En amont du chemin des Indicas
8	Haut du chemin du vieux Brusquet
9	En amont du chemin Rural

Les risques d'inondation les plus importants se situent en amont du passage du réseau sous la route de Cannes (zones 2 et 3). La longueur de la zone de débordement s'étend sur plus de 700 m de réseau, entre le carrefour du chemin de Saint Maymes et le square De Launay. Ce dernier constitue un point bas inondable où subsistent encore de nombreuses habitations. Les volumes de débordement estimés dans cette zone sont importants (environ 75 000 m^3 pour une averse centennale). Mais, la zone d'expansion est large et les volumes en jeu se réduisent considérablement avec la diminution de l'intensité des averses. Ainsi, les débordements produits par une averse biennale ne représentent plus que 12% de ceux engendrés par la centennale.

Tableau 82 : Volumes de débordement estimés sur le réseau principal du Madé.

	Période de retour (années)						V_{T2}/V_{T100}
	100	**50**	**20**	**10**	**5**	**2**	
Durée de l'averse	50mn	50mn	50mn	60mn	60mn	60mn	
Zone n°	**Volumes de débordement (m^3)**						
1	16 371	13 072	8 980	7 573	4 504	1 265	8%
2	47 856	37 559	23 945	19 139	9 921	2 111	4%
3	28 395	24 396	19 320	18 267	13 884	8 089	28%
4	2 051	1 446	751	415	80	0	0%
5	238	182	115	93	51	1	1%
6	5 828	4 968	3 860	3 432	2 696	1 851	32%
7	40 142	34 684	27 202	25 229	19 410	12 121	30%
8	6 088	4 718	2 974	2 121	1 012	82	1%
9	6 492	5 583	4 392	3 959	3 015	1 697	26%
Volume total déversé	**153 461**	**126 608**	**91 539**	**80 228**	**54 573**	**27 217**	17%
% (T_{100}=base 100)		83%	60%	52%	36%	18%	-
Volume total déversé sur la commune d'Antibes	106 827	86 341	59 945	51 040	32 148	13 399	12%
V Antibes/V total	70%	68%	65%	64%	59%	49%	-

Les débordements pouvant se produire entre le chemin Rural et le haut de celui des Indicas sont matérialisés par deux points (zones 7 et 9). Le sous-dimensionnement du réseau apparaît important puisque les volumes sortants sont supérieurs à 50 000 m^3. Cependant,

l’absence de données précises sur ce tronçon n’a pas permis d’identifier convenablement les zones à risque.

D’un point de vue hydraulique, les réseaux du Laval et du Madé sont très hétérogènes. Le Laval possède de nombreux points de débordement. De tous, celui situé au niveau du Carrefour Sarrazine est le plus important. Les risques d’inondation sont présents même pour des averses fréquentes. La durée des pluies critiques est sensiblement égale aux temps de concentration qui avaient été calculés empiriquement.

Les risques les plus importants en terme d’inondation se concentrent au centre du Laval (carrefour des Sarrazines) et dans la partie basse du réseau du Madé (Square De Launay).

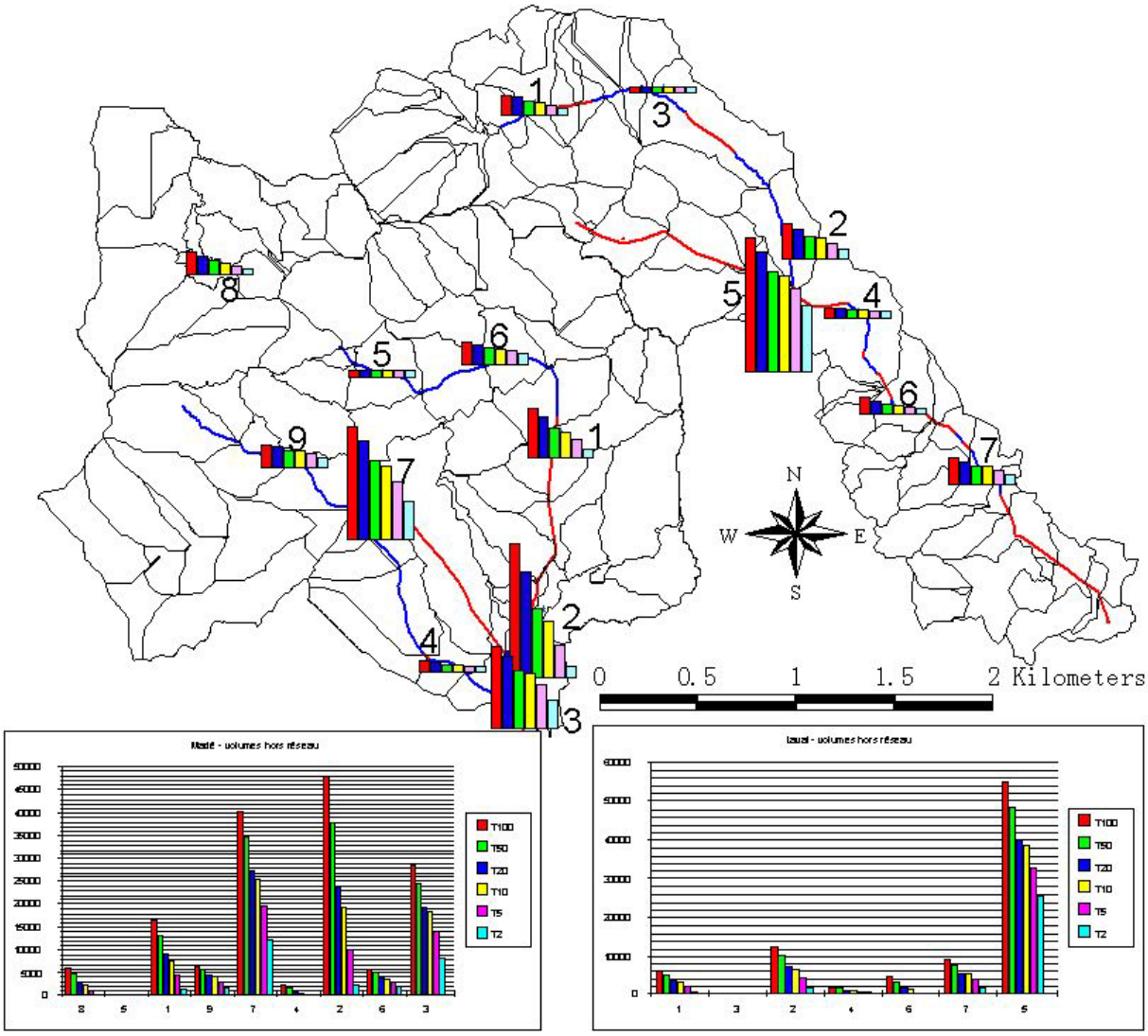


Figure 208 : Zones et volumes de débordement non contrôlés des réseaux du Laval et du Madé.

Les effets d'amortissement, apparus lors de l'étude des hydrogrammes des deux vallons, ont révélé d'importants dysfonctionnements des réseaux d'eaux pluviales du Laval et du Madé. Ces dysfonctionnements se traduisent par des débordements sur des zones d'expansion (naturelles ou non) ou encore par l'envahissement des chaussées voisines.

L'estimation des volumes de débordement montre que pour les deux vallons, le risque d'inondation croît significativement avec l'intensité des averses. Le fonctionnement hydrologique et hydraulique de ces vallons est cependant très différent. Sur le Laval, l'urbanisation dense accentue les risques pour des événements de faibles et moyennes intensités. A l'opposé, sur le Madé, les risques d'inondation ne sont vraiment importants que pour des épisodes très intenses (T = 50 ans et 100 ans).

Les volumes qui sortent des réseaux sont conséquents pour une crue centennale (154 000 m^3 sur le Madé et 89 000 m^3 sur le Laval). Le risque est aussi présent pour des averses plus courantes. Pour ces événements, le vallon du Laval apparaît plus exposé que celui du Madé (30 000 m^3 contre 27 000 m^3). Ces résultats montrent que l'urbanisation joue principalement un rôle de facteur aggravant les risques pour des événements assez fréquents. Pour les épisodes extrêmes, la faible capacité d'infiltration des sols naturels (essentiellement argileux) accentue particulièrement l'importance des risques.

Conclusion §1

En l'état, les réseaux des vallons étudiés montrent de sérieux dysfonctionnements pour des événements rares, mais aussi pour ceux plus fréquents. Ce premier modèle a permis de recenser 7 points de débordement sur le Laval et 9 sur le Madé. Tous n'ont pas le même poids en terme de risque d'inondation. Les écarts entre les volumes sortants varient fortement selon les verrous hydrauliques. La somme de ces volumes représente plus de 240 000 m^3 essentiellement répartis sur 4 points « noirs » des réseaux :

- *Le carrefour Sarrazine (70 000 m^3) ;*
- *Le carrefour des chemins de Saint Maymes et des Eucalyptus (50 000 m^3) ;*
- *Le square De Launay (30000 m^3) ;*
- *Le tronçon situé en amont du chemin des Indicas (40 000 m^3).*

Ces zones représentent à elles seules 80% des volumes débordants estimés. Ces estimations comportent cependant un biais qu'il est difficile d'évaluer. En effet, les raccordements des zones de débordement, aux réseaux situés plus en aval, ne peuvent être entièrement représentatifs de la diffusion des écoulements qui se produisent en surface. Ces estimations ne donnent pas non plus les volumes de stockage qui permettraient de contrôler ces crues.

Afin d'évaluer ces volumes, un scénario d'aménagement de protection des crues a été conçu en tenant compte des observations faites avec l'étude des zones de débordement. Les ouvrages de stockage sont intégrés en amont des points de débordement et permettent de contrôler les hauteurs d'eau et les débits.

La réalisation de ce scénario montre que la création de 6 bassins sur le Laval et 9 sur le Madé permettraient de contrôler les risques de débordement pour une crue centennale. Sur le Laval, le volume de ces bassins représente environ 75 000 m^3 et sur le Madé autour de 125 000 m^3.

Tableau 83 : Localisation des sites des bassins de rétention curatifs sur le Laval.

Bassin n°	Localisation
1	Au carrefour du chemin des Combes et de la Première Avenue
2	En amont du Carrefour de l'avenue Sarrazine et de la route de Grasse
3	Haut du chemin de Saint-Claude
4	Haut de l'avenue Philippe Rocha
5	Angle de l'avenue Philippe Rochat et de l'Avenue des Coteaux
6	Carrefour du chemin de Saint-Jean, au niveau de la voie de chemin de fer et de la RN7

Tableau 84 : Estimation basse des volumes de stockage des déversoirs d'orage nécessaires au contrôle des débordements sur le réseau du Laval.

	Volumes de stockage (m^3)					
Bassin n°	**T=100 ans**	**T=50 ans**	**T=20 ans**	**T=10 ans**	**T=5 ans**	**T=2 ans**
1	8 265	7 032	5 370	4 426	3 094	1 435
2	45 241	40 240	33 684	31 600	26 308	19 188
3	8 619	7 626	6 299	5 885	4 642	2 874
4	919	462	31	0	0	0
5	555	402	212	125	29	0
6	11 296	10 449	9 212	8 805	7 195	4 250
Total	**74 893**	**66 211**	**54 808**	**50 841**	**41 267**	**27 748**
Valeur arrondie	**75 000**	**67 000**	**55 000**	**51 000**	**42 000**	**28 000**

Tableau 85 : Localisation des sites des bassins de rétention curatifs sur le Madé.

Bassin n°	Localisation
1	Carrefour de Belvédère et des Eucalyptus
2	Carrefour des chemins de Saint Maymes et des Eucalyptus
3	Square De Launay
4	Chemin de Vallauris (en limite de commune)
5	Chemin du vieux Brusquet
6	En aval du Carrefour des chemins de Saint-Maynes et de Roubion
7	En amont du chemin des Indicas
8	Haut du chemin du vieux Brusquet
9	En amont du chemin Rural

Tableau 86 : Estimation haute des volumes de stockage des déversoirs d'orage nécessaires au contrôle des débordements sur le réseau du Madé.

Bassins n°	Volumes de stockage (m^3)					
	T=100 ans	**50 ans**	**20 ans**	**10 ans**	**5 ans**	**2 ans**
1	47 905	43 842	33 237	28 635	20 233	10 092
2	23 366	20 760	16 744	14 639	10 636	5 626
3	7 767	5 316	2 994	1 699	423	0
4	1 178	364	24	0	0	0
5	271	174	90	47	0	0
6	4 353	3 283	2 501	2 250	1 852	1 156
7	30 901	25 195	18 309	15 162	10 124	3 730
8	4 570	2 612	1 168	460	9	0
9	4 475	3 502	2 510	1 957	1 136	212
Total	**124 787**	**105 047**	**77 576**	**64 850**	**44 412**	**20 814**
Valeur arrondie	**125 000**	**106 000**	**78 000**	**65 000**	**45 000**	**21 000**

Description des contraintes de stockage sur le Laval pour une crue centennale :

- *Deux bassins sont positionnés en tête de réseau (bassins n°1 et n°3). Tous deux doivent avoir une capacité de l'ordre de 9 000 m^3 ;*
- *Deux autres bassins sont placés au point de confluence que représente le carrefour Sarrazine. Le bassin n°2 en amont du carrefour reçoit un volume de plus de 45 000 m^3, le bassin n°4 en aval du carrefour ne stocke qu'un volume d'environ 1 000 m^3. A cette hauteur, le collecteur passant sous la route de Grasse a dû être recalibré afin d'augmenter la capacité hydraulique du réseau de 3 m^3/s à 10 m^3/s. Cette opération permet de diminuer le volume à stocker dans le bassin n°2 de 50 000 m^3 ;*
- *Les deux derniers bassins sont placés dans la partie basse du réseau au-dessus de la RN7. Le bassin n° 5 représente un volume de 600 m^3 alors que le bassin n°6 doit avoir une capacité plus grande de l'ordre de 11 000 m^3.*

Description des contraintes de stockage sur le Madé pour une crue centennale :

- *Quatre bassins sont positionnés en tête de réseau (n°5, n°6, n°8 et n°9). Le volume de ces bassins est modeste et représente une capacité de moins de 14 000 m^3 ;*
- *Deux bassins centraux (n°1 et n°7) nécessitent des capacités de 48 000 m^3 et 31 000 m^3 ;*
- *Trois bassins sont positionnés dans la partie basse du réseau (n°2, n°3 et n°4). Le bassin n°2 vient en complément du bassin n°1 et nécessite une capacité de 31 000 m^3. Le bassin n°4 complète l'action du bassin n°7, mais ne stocke q'un faible volume d'environ 1 200 m^3. Le bassin n°3, situé au niveau du square De Launay, recueille un volume de moins de 8 000 m^3.*

En ce qui concerne le positionnement de ces ouvrages, il est intéressant de noter que leur localisation est identique à celle des points de débordement observés, mais que leur capacité est parfois différente des volumes de débordement estimés. A titre d'exemple, les bassins placés au centre du vallon (n°1 et n°7) protègent la zone habitée autour du square De launay. Le bassin n°2 est employé en complément du n°1 et permet d'amortir le ruissellement produit au niveau des quartiers de Pimeau, de Fontmerle et de Lauvert. La capacité du bassin n°3, placé au niveau du Square De Launay, n'est alors que d'environ 8 000 m^3 soit près de quatre fois moins que les volumes estimés sans ces aménagements.

Le volume de stockage utilisé dans ces bassins décroît fortement avec l'intensité des averses. Le volume stocké lors de la crue biennale ne représente que 16% de celui de la centennale sur le Madé et 37% sur le Laval. Cet important écart entre les deux vallons s'explique à la fois par les caractéristiques des réseaux, mais aussi par le comportement hydrologique des vallons.
Les volumes d'eaux pluviales stockés dans ces ouvrages sont inférieurs à ceux qui débordent (16% pour la centennale). Cette diminution est imputable aux contrôles qu'exercent ces ouvrages sur les écoulements dans les réseaux. A l'opposé, pour les averses de faible intensité, l'écart absolu entre les volumes non contrôlés et ceux stockés dans les bassins se réduit sensiblement (7% pour la centennale).

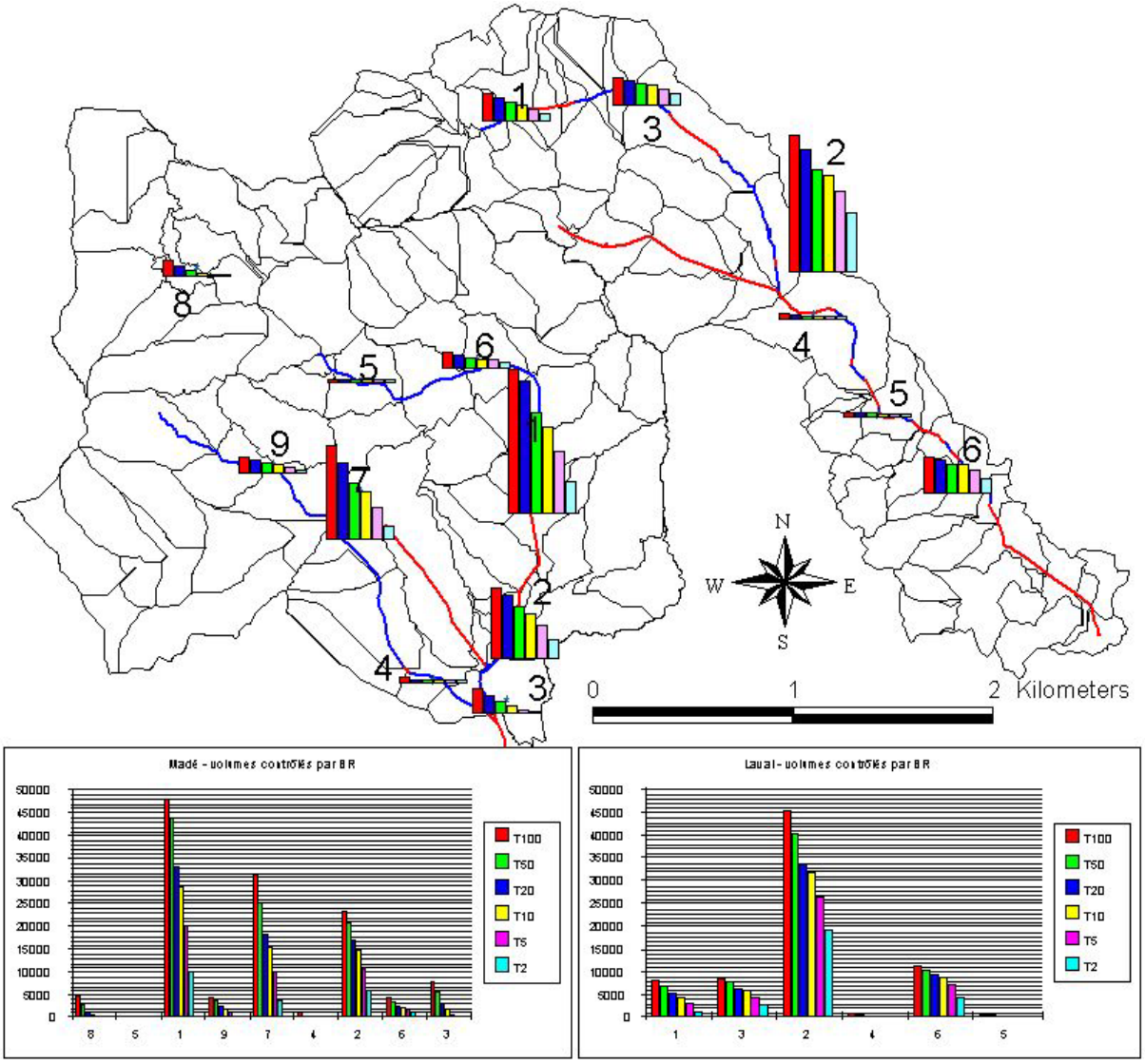


Figure 209 : Positionnement des bassins de stockage et estimation de leur dimensionnement sur les vallons du Laval et du Madé.

2.Techniques alternatives préventives : quel impact sur les réseaux ?

L'effet des mesures préventives n'a encore jamais été prouvé sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales de la commune d'Antibes. Depuis 1988, le nombre des ouvrages croît régulièrement et plusieurs questions restent en suspens. Techniquement, la fonction de ces ouvrages est prouvée à l'échelle des parcelles puisqu'ils permettent de compenser et d'amortir, à la source, les effets de l'imperméabilisation des sols sur les processus de ruissellement. L'efficacité de ces ouvrages est moins perceptible à l'échelle des vallons. Leurs positions géographiques sont aléatoires puisqu'elles résultent des constructions réalisées. De fait, leur implantation est indépendante des caractéristiques hydrologiques des bassins versants et des dysfonctionnements avérés des réseaux hydrauliques.

Afin de saisir l'impact de ces structures sur les risques d'inondation, un nouveau scénario projete, sur le long terme, la généralisation de ces techniques à la totalité des parcelles des vallons du Laval et du Madé. Le modèle hydraulique reprend les données actuelles des réseaux, mais intègre aux sous-bassins élémentaires le potentiel de stockage et les fonctions d'amortissement qui découlent des mesures préventives. L'inventaire des techniques alternatives mis en oeuvre sur la commune d'Antibes, au cours de la période allant de 1988 à 1999, a montré que les bassins enterrés en béton représentent l'essentiel des réalisations (environs 85%). La quasi-totalité des eaux de ruissellement stockées est rejetée directement ou indirectement dans les réseaux. La régulation des débits sortants est définie par une loi d'orifice qui fixe la durée de vidange d'un ouvrage en charge à 2 heures. Le dimensionnement de ces bassins correspond aux prescriptions imposées par la commune, c'est-à-dire 100 litres stockés pour 1 m² imperméabilisé. Ces deux contraintes techniques s'appliquent à l'ensemble des vallons du Laval et du Madé.

Le volume de stockage potentiel peut être approché grâce à l'utilisation combinée des informations fournies par le POS (zonage et proportion maximale des surfaces imperméables), par le parcellaire retranscrit dans le cadastre. Les volumes de stockage sont ensuite distribués aux sous-bassins versants élémentaires.

Ces modèles doivent apporter des précisions sur l'impact qu'aurait une généralisation des techniques alternatives préventives sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales.

2.1. Quantification et répartition spatiale des volumes de stockage.

La localisation géographique des bassins de rétention est imposée directement par l'urbanisation. Le POS va être ici employé afin de quantifier les surfaces imperméables en terme de potentiel. Si les prescriptions actuelles qui portent sur les mesures préventives sont maintenues à long terme, l'hypothèse selon laquelle la totalité des eaux de ruissellement produites par ces surfaces aménagées seront contrôlées par des ouvrages de stockage peut être retenue. Le zonage défini par le POS d'Antibes peut donc être employé afin de déterminer la proportion maximale des surfaces imperméables de chaque parcelle. Dans ce cas, le volume de stockage correspondant est estimé et positionné géographiquement grâce au découpage cadastral.

L'intégration des bassins de rétention préventifs aux réseaux d'eaux pluviales est mise en oeuvre à l'échelle de bassins versants de 400 et 700 hectares. La modélisation de ces ouvrages ne peut rendre compte, sur de telles surfaces, du nombre exact de bassins qui est à peu près équivalent au nombre de parcelles. De plus, la représentation de tous les ouvrages suppose que leur localisation et leur positionnement au sein des réseaux soient clairement définies. Or, à l'échelle de ces vallons, la connaissance du réseau secondaire n'est que partielle. Afin de contourner ce problème, les volumes de stockage préventifs potentiellement réalisables sont regroupés et représentés à une échelle spatiale plus adaptée celle des sous-bassins versants élémentaires. En contrepartie, ce type d'approche

impose une schématisation des systèmes hydrologiques qui sous-entend l'identification des surfaces où le ruissellement est contrôlé.

2.1.1. Estimation des volumes de stockage.

Depuis 1988, de nombreux bassins de rétention ont été construits sur la commune d'Antibes. Actuellement, les volumes de stockage réalisés sont de l'ordre de 9 000 m^3 sur le Laval (dont 4 000 m^3 sur le site de Carrefour) et de 4 000 m^3 sur le Madé. Cependant, au regard des volumes de ruissellement générés par les averses de forte intensité, les volumes créés ne sont pas suffisants pour mesurer concrètement leur impact sur le fonctionnement des réseaux. En effet, les volumes de ruissellement d'une averse de fréquence centennale sont estimés à environ 200 000 m^3 sur le Laval et 280 000 m^3 sur le Madé.
L'estimation quantitative des volumes de stockage pouvant être réalisés dans le futur est une opération délicate. Le niveau actuel d'urbanisation est déjà élevé. L'absence de zone d'urbanisme prioritaire accentue cette difficulté. La capacité de mutation du parcellaire est globalement faible et le rythme de réalisation d'ouvrages de stockage lié aux modifications du bâti existant est incertain. Le potentiel de stockage à long terme peut néanmoins être approché avec la réglementation fournie par le POS qui définit l'emprise maximale au sol autorisée pour chaque parcelle. Cette valeur correspond aux surfaces constructibles, mais intègre aussi les aires de stationnement ainsi que les voies d'accès à des domaines privés. Toutes ces surfaces imperméables peuvent être utilisées afin de calculer les volumes de stockage des bassins de rétention.

Tableau 87 : Proportion maximale des surfaces imperméabilisées par parcelle en fonction des réglementations imposées aux zones du POS.

Type de zone	**Proportion maximale des surfaces imperméables par rapport aux surfaces totales des parcelles constructibles.**
UA : Vieille ville	70%
UB : Zone d'habitat collectif continu	50%
UC : Zone d'habitat collectif discontinu	25%
UD : Zone d'habitat individuel dominant	35%
UF : Zone d'activité balnéaire et portuaire	0%
UG : Domaine ferroviaire	0%
UH : Domaine autoroutier	0%
UL : Zone d'activité touristique	20%
US : Domaine sportif	25%
ZU : Zone d'activités et de commerce	50%
NB : Zone d'habitat individuel diffus	25%
ND : Zone non aménageable	0%
Zo : Zone hors POS	0%

Le zonage du POS d'Antibes permet d'écarter l'ensemble des surfaces non constructibles (zones à risque, espaces protégés etc.) et donc d'exclure un certain nombre de parcelles qui ne seront pas équipées. La proportion des surfaces imperméabilisées peut varier fortement sur des parcelles identiques soumises aux mêmes règles d'urbanisme (même valeurs pour les COS et SHON). En effet, les besoins variés des aménageurs et la diversité des projets (nature et forme) ne permettent pas d'affirmer que le potentiel d'imperméabilisation sera totalement exploité. Cependant, l'estimation de ce potentiel maximum permet de définir les volumes de stockage préventif maximum qui pourraient équiper les parcelles privées.
Les volumes de stockage correspondent, selon cette hypothèse, au dixième des surfaces imperméables. Les volumes potentiels de rétention sont estimés pour l'ensemble des parcelles. Notons que les estimations inférieures à 10 m^3 par parcelle ont été négligées conformément aux limites de taille actuellement imposées par la commune d'Antibes.

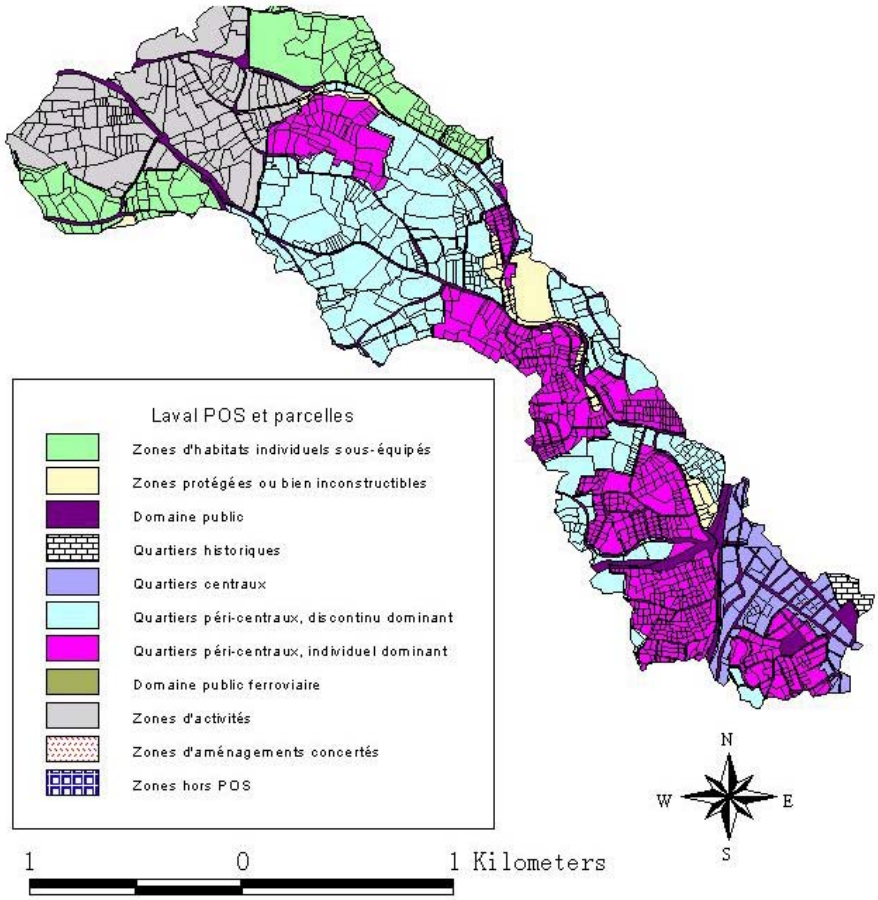


Figure 210 : Attribution des propriétés du zonage du POS d'Antibes au parcellaire du Laval.

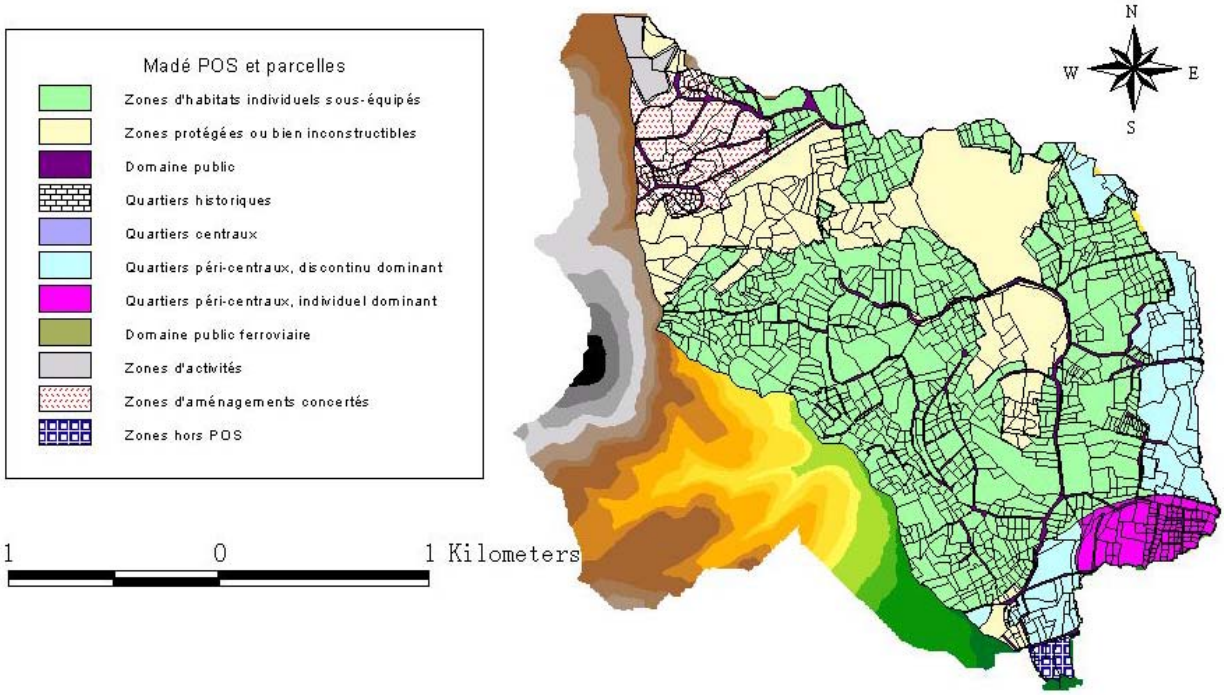


Figure 211 : Attribution des propriétés du zonage du POS d'Antibes au parcellaire du Madé.

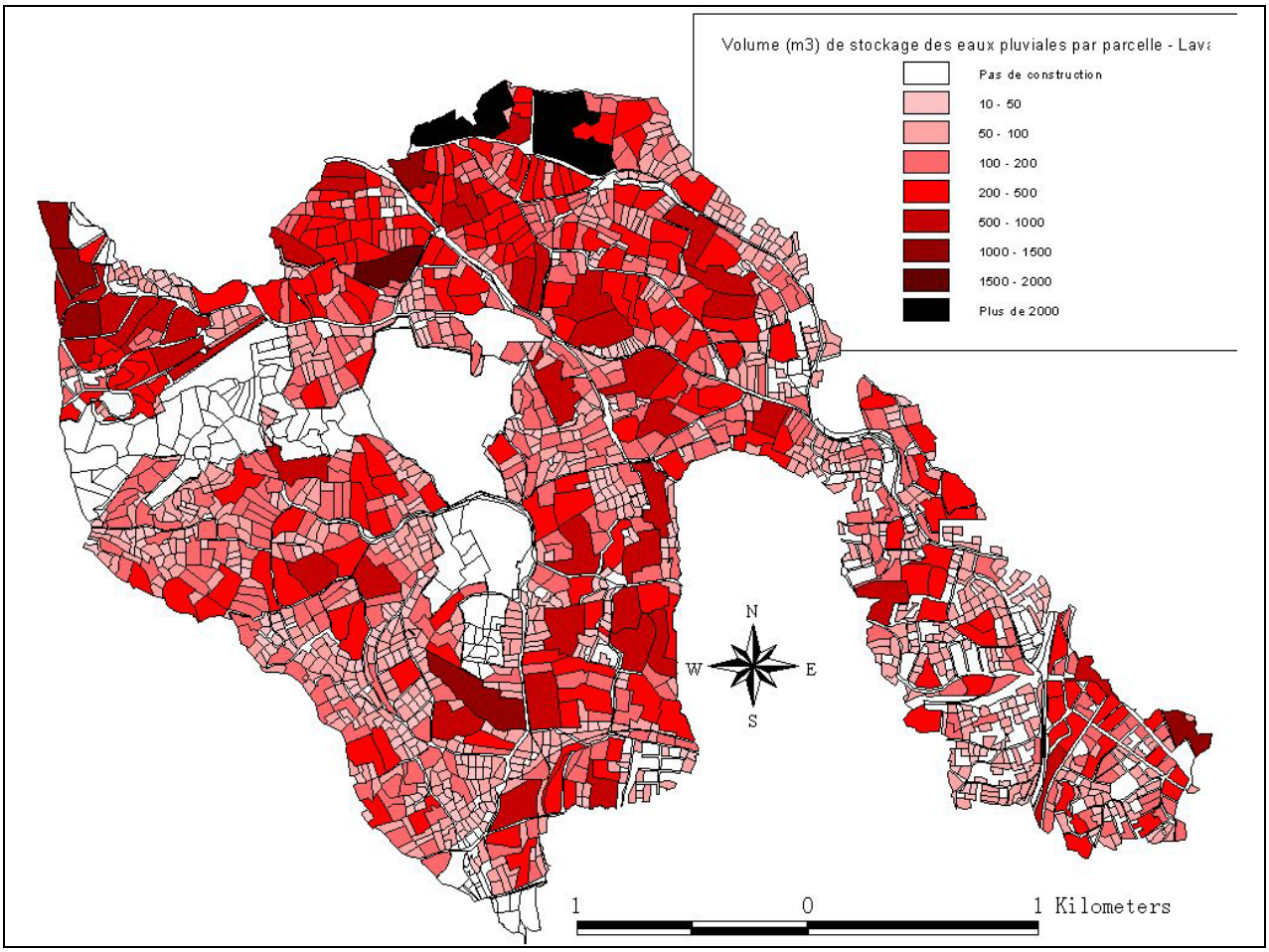


Figure 212 : Approximation du potentiel maximum de stockage des eaux pluviales réalisable par parcelle en fonction du zonage du POS (1m² imperméabilisé=100 litres stockés).

Cette étude montre que le potentiel d'augmentation des surfaces imperméables lié à de nouvelles constructions est faible. En effet, la proportion des surfaces imperméables en domaine privé augmente de 45% sur le Madé et de 8% sur le Laval. A l'échelle des vallons, l'augmentation de ces mêmes surfaces imperméabilisées ne représente que 5% du Madé et 2,3% du Laval. Ces résultats sont imputables aux contraintes imposées par le POS aux deux vallons, mais aussi au niveau d'urbanisation actuel des deux vallons.

Figure 213 : Evolution des surfaces imperméables du domaine privé sur le Laval et le Madé.

	Laval	**Madé**
Surface imperméable (hectares) Scénario n°1 : présent	115	77
Surface imperméable (hectares) Scénario n°2 : futur	124	102
Augmentation (%)	8	45

Sur le Laval, les catégories de zonage du POS permettent une densification du bâti, mais le niveau d'urbanisation actuel est déjà très élevé. Ainsi, sur ce vallon, le potentiel de stockage prévisionnel est essentiellement dû à des réaménagements ou bien à des modifications sur du bâti déjà existant à hauteur de 93%. Sur le Madé et malgré une densité relativement faible du bâti, l'augmentation des surfaces imperméables imputable à de nouveaux aménagements est relativement modeste. Les surfaces actuellement imperméables représentent 75% du maximum réalisable. Selon ces projections, le taux d'imperméabilisation global resterait inférieur à 30% de la totalité du vallon. Cette faible évolution est due en grande partie à la forte proportion de zones classées en espaces boisés protégés et non constructibles. Ces espaces représentent au total 22% du bassin. La

majeure partie du bassin est constituée de zones d'habitat diffus où le potentiel d'imperméabilisation est limité à 25%.

L'application systématique des mesures préventives, sur l'ensemble des surfaces imperméables (voirie et terrains privés) indépendamment de la taille de l'ouvrage, donnerait un volume global de 121 000 m^3 sur le Laval et de 102 000 m^3 sur le Madé (pour sa partie située sur la commune d'Antibes).

Une fois corrigées, ces valeurs ne sont plus que de 105 000 m^3 sur le Laval et 93 000 m^3 sur le Madé. Au total, le ruissellement des eaux pluviales peut être contrôlé sur des surfaces qui représentent autour de 100 hectares pour chaque vallon (soit environ 26% de la surface totale du Laval et 16% de celle du Madé pour la partie antiboise).

Tableau 88: Estimation du potentiel maximal de stockage par application des techniques alternatives sur le Laval et le Madé.

Type de surface imperméable	Superficie (ha)		Volumes de stockage (m^3)	
	Laval	Madé	Laval	Madé
Voirie (domaine privé)	14	8	14 000	8 000
Domaine privé (surfaces imperméables <100m²)	2	1	2 000	1 000
Domaine privé (surfaces imperméables >100m²)	105	93	105 000	93 000
Domaine privé (surfaces imperméables >100m²) sur Vallauris	-	23	-	23 000
Total	121	102	121 000	102 000
Surfaces pouvant être équipées de techniques préventives	105	93	105 000	116 000

Tableau 89 : Répartition des différents types de zone du POS d'Antibes sur les vallons du Laval et du Madé.

Types de zone du POS de la ville d'Antibes	Proportion de surface imperméable maximale	Proportion des zones par rapport à la surface totale		Surface équivalente en hectare	
		Laval	Madé	Laval	Madé
NB : Zone d'habitat individuel diffus	25%	11%	53%	45	264
ND : Zone non aménageable	0%	3%	22%	14	112
UA : Vieille ville	70%	1%	-	2	-
UB : Zone d'habitat collectif continu	50%	5%	-	22	-
UC : Zone d'habitat collectif discontinu	25%	29%	10%	117	48
UD : Zone d'habitat individuel dominant	35%	24%	3%	97	17
UF : Zone d'activité balnéaire et portuaire	0%	-	-	-	-
UG : Domaine ferroviaire	0%	0%	-	0	-
UH : Domaine autoroutier	0%	-	-	-	-
UL : Zone d'activité touristique	20%	-	-	-	-
US : Domaine sportif	25%	-	-	-	-
Zo : Zone hors POS	0%	-	1%	-	3
ZU : Zone d'activité et de commerce	50%	17%	7%	69	37
Ro : Domaine de la voirie	0%	9%	4%	34	19
Somme		100%	100%	400	500

L'absence d'information sur le zonage du POS de la ville de Vallauris a été compensée par les données fournies par les photographies aériennes de la zone. Les volumes de stockage de la partie située sur la commune de Vallauris ont été approchés à partir des indications fournies par le Mode d'Occupation du Sol et complétés par plusieurs visites sur le terrain. Les volumes de stockage de cette zone ont été estimés à partir du bâti existant et donc sans tenir compte des évolutions et mutations pouvant intervenir dans le futur. Les prérogatives,

appliquées par la commune d'Antibes pour le contrôle des eaux de ruissellement, ont été volontairement étendues à la partie du bassin situé sur la commune de Vallauris afin d'harmoniser et de simplifier les procédures de modélisation. En tenant compte de la contribution des surfaces naturelles dans le dimensionnement des mesures préventives, les responsables de la DDE des Alpes-Maritimes renforcent les interrogations qui pèsent sur la responsabilité exacte des aménagements dans les risques d'inondation.

Précisons que la commune de Vallauris impose des volumes de stockage inférieurs à ceux d'Antibes. La hauteur de la lame d'eau à stocker correspond à une pluie de projet de fréquence décennale pour des durées comprises entre 5 et 10 minutes en fonction de la taille de la parcelle. Cette méthode, mise au point par le bureau d'étude B.C.E.T., a été proposée par la D.D.E. à la commune de Vallauris lors de la mise en place le 18 juin 2001 de son P.P.R.i.. L'approche est originale puisque l'impluvium des bassins est étendu à la totalité des surfaces de la parcelle pour calculer les dimensions de l'ouvrage. Le volume de stockage est calculé à partir d'une loi d'orifice qui permet d'amortir le débit de fuite tel que $Q_{max}=0,25\ Q_{imp}$. La relation imposée entre les débits est arbitraire ce qui limite la portée de cette méthode.

Les volumes de stockage correspondant à cette zone sont de l'ordre de 23 000 m^3, ce qui porte à un volume total de 116 000 m^3 pour l'ensemble du vallon. D'après nos estimations, la majorité des volumes de stockage potentiellement réalisables se situe en tête des vallons. Plus de 75% des 105 000 m^3 de stockage se trouvent dans la partie supérieure du Laval et 66% des 116 000 m^3 sur la partie haute du Madé.

Les types de zone du POS qui couvrent la tête des vallons du Laval et du Madé, offrent un potentiel d'imperméabilisation important. Cette forte capacité de constructibilité doublée de grandes parcelles expliquent le fort potentiel de stockage dans les parties les plus hautes des vallons.

Une partie de ces bassins de rétention a déjà été réalisée, soit environ 9 000 m^3 sur le Laval (avec 4 000 m^3 uniquement pour la zone commerciale située en tête du Laval) et 4 000 m^3 sur le Madé. Ces volumes sont bien en deçà des estimations du potentiel de stockage qui peut être réalisé. Cependant, si les prescriptions actuellement en vigueur sont maintenues, le nombre des ouvrages et les volumes qu'ils représentent augmenteront même lorsque les réserves foncières seront épuisées. En l'absence d'espace disponible, la majeure partie de ces ouvrages accompagneront des programmes de réaménagement ou de reconstruction. Aussi, le rythme des réalisations sera certainement plus faible que celui observé entre 1988 et 2000.
Les surfaces pouvant être contrôlées par des techniques alternatives représentent un peu plus du quart du vallon du Laval et autour du sixième du vallon du Madé. De fait, l'action de rétention et de stockage de ces ouvrages ne s'exerce que sur une surface réduite sur ces deux vallons (26% sur le Laval et 17% sur le Madé).

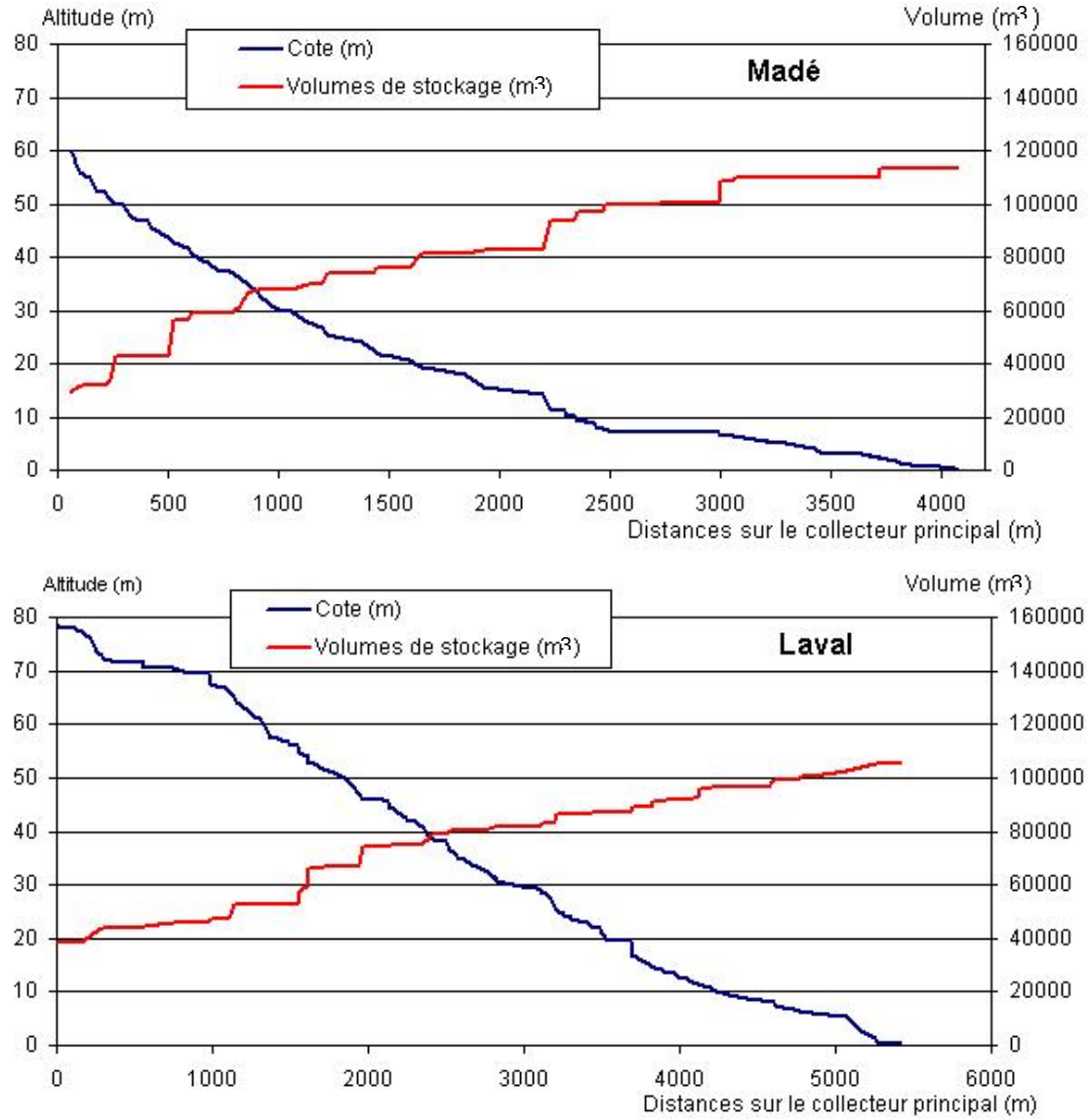


Figure 214 : Intégration du volume de stockage potentiel des mesures préventives par rapport aux réseaux principaux d'eaux pluviales du Laval et du Madé.

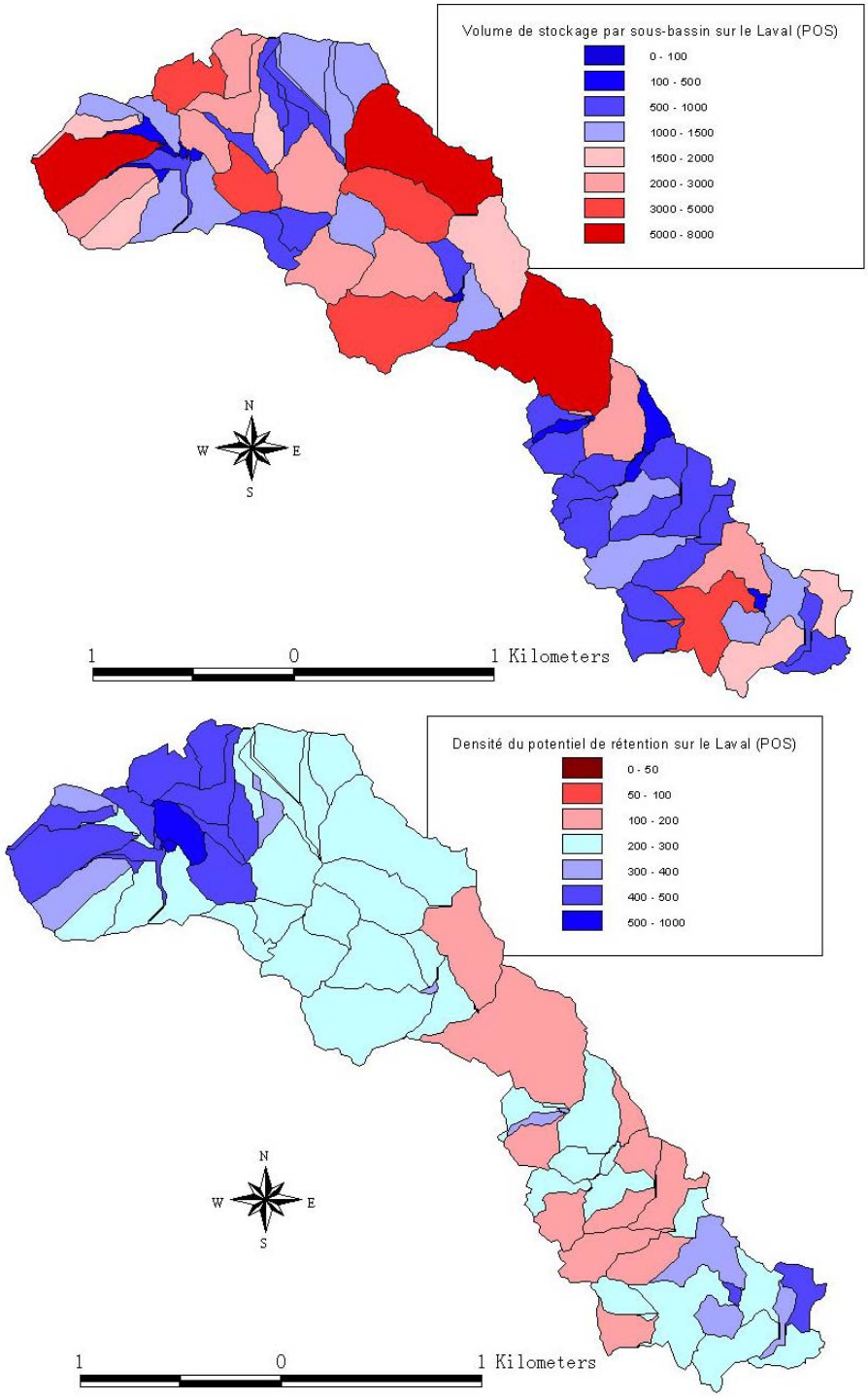


Figure 215 : Répartition par sous-bassin des potentiels de stockage des eaux pluviales en fonction du POS et densité de stockage (m^3/hectare) sur le Laval.

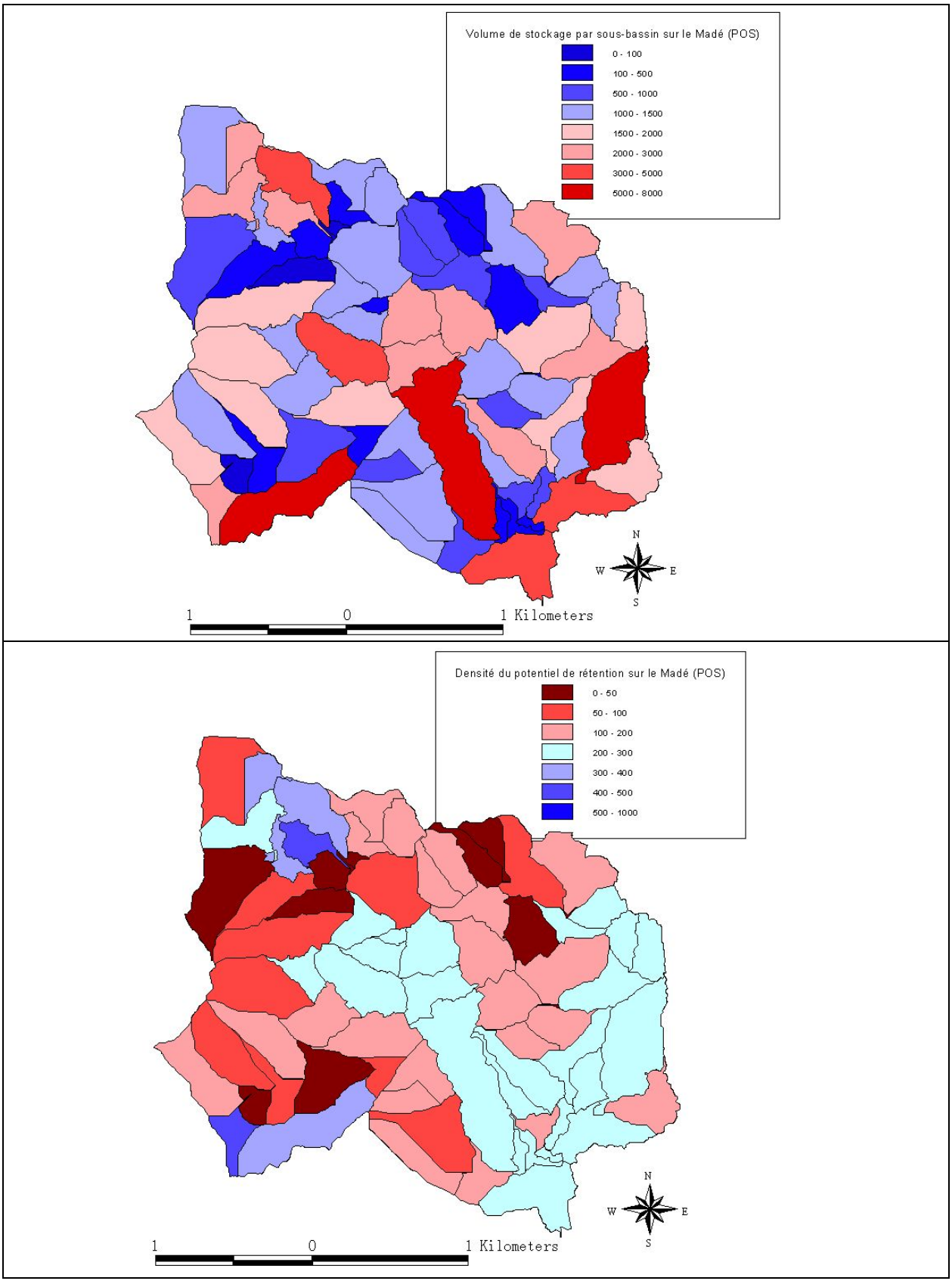


Figure 216 : Répartition par sous-bassin des potentiels de stockage des eaux pluviales en fonction du POS et densité de stockage (m^3/hectare) sur le Madé.

2.1.2. Schéma de modélisation hydrologique.

L'intégration systématique des bassins préventifs suppose que le modèle hydrologique soit capable de dissocier les surfaces contrôlées des surfaces non contrôlées. L'objectif de cette étape est de vérifier si les surfaces imperméables et perméables peuvent être dissociées au sein du modèle hydrologique de type réservoir « kinematic » tout en préservant les propriétés hydrologiques et hydrauliques initiales. Le bassin test a une surface d'un hectare et est recouvert à 40% de surfaces imperméables et à 60% de surfaces perméables.

Tableau 90 : Composition des surfaces du bassin versant de référence (S = 1 hectare).

Propriétés des surfaces	Types de couverture	Proportion
Sols imperméables	Bâtis	20%
	Voiries	20%
Sols perméables	Sols nus (peu perméables)	20%
	Sols végétalisés (moyennement perméables)	20%
	Sols recouverts d'une importante végétation (fortement perméables).	20%

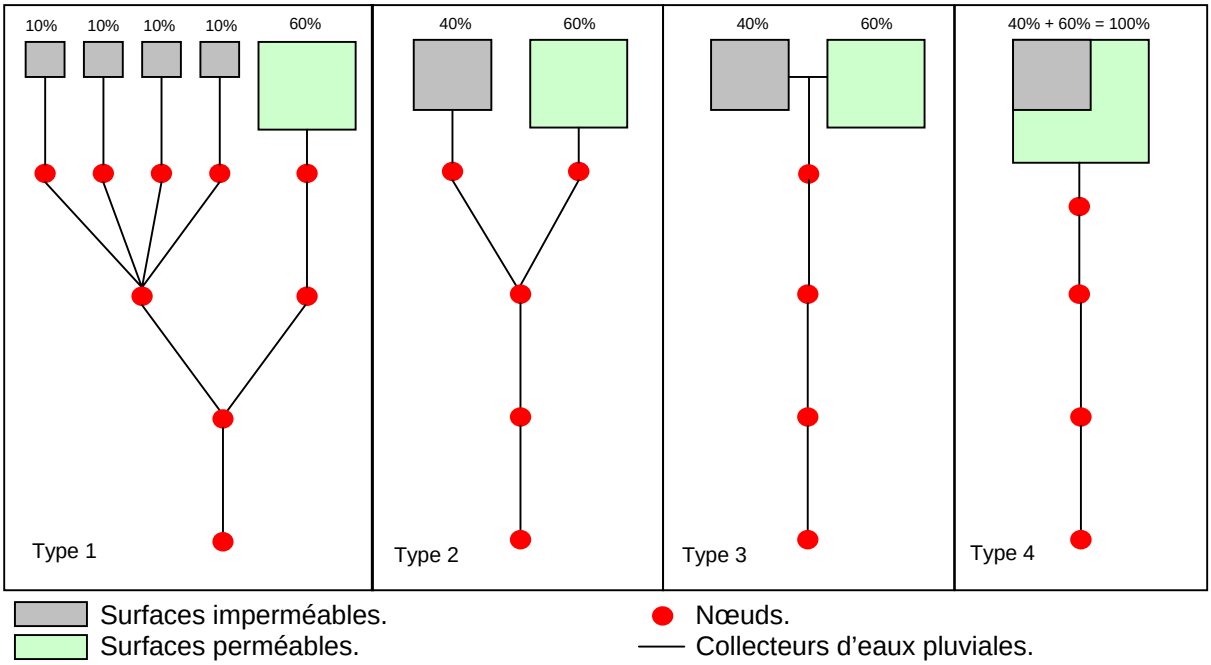


Figure 217 : Quatre modèles de représentation d'un même bassin versant sous Mouse 2001.

Les quatre types de modèles sont réalisés et représentent un même bassin versant. Le modèle de type 4 correspond à la représentation la plus simple : l'ensemble des caractéristiques du système hydrologique est rassemblé en un seul point. Ce modèle est celui de référence. Le modèle de type 3 permet une dissociation des surfaces perméables et imperméables. Ce modèle ne possède qu'un seul point d'entrée dans le réseau.

Les modèles de type 1 et 2 proposent une représentation plus complexe du système hydrologique. Les surfaces sont dissociées en fonction de leurs propriétés physiques. Le système se compose alors de plusieurs bassins versants dont la dimension est en rapport avec la superficie de chaque type de surface. Chacun des bassins possède un exutoire raccordé au réseau. Ces points d'entrées multiples permettent d'intégrer des ouvrages de rétention des eaux de ruissellement. La fonction d'amortissement et de stockage est ainsi uniquement appliquée aux parcelles identifiées. Ce type d'approche permet de recréer exactement les effets des techniques préventives sur le contrôle du ruissellement à l'échelle de la parcelle.

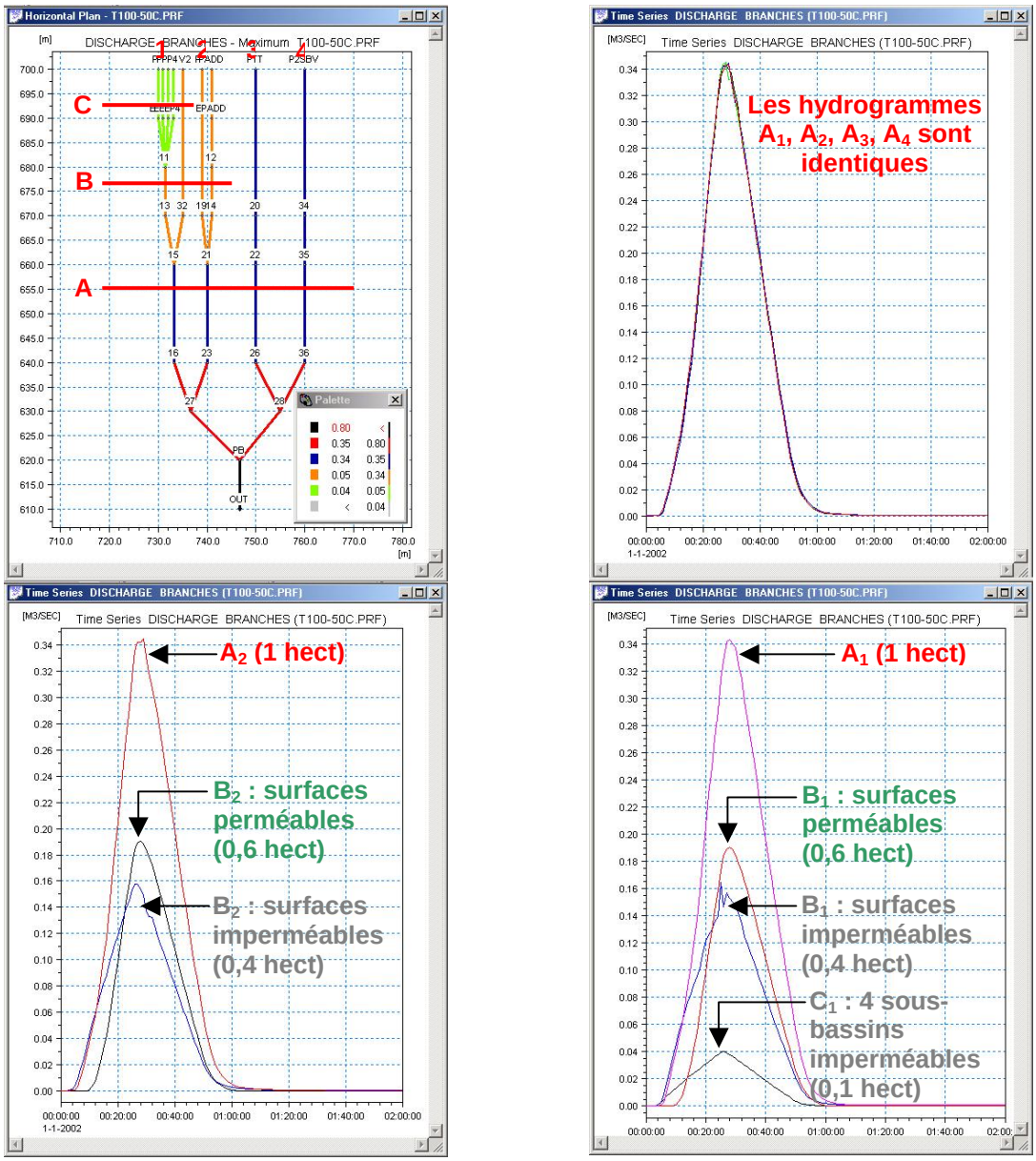


Figure 218 : Hydrogrammes des différents modèles de représentation d'un même bassin versant de référence.

Les résultats obtenus et présentés avec la figure 218 montrent que les quatre modèles donnent des résultats identiques. Pour une même pluie de projet, les schémas de modélisation et de dissociation des surfaces d'un même bassin en fonction de leurs propriétés physiques permettent de préserver la valeur des volumes de ruissellement. Les principales caractéristiques hydrauliques sont aussi conservées en aval de l'exutoire des bassins versants. La confluence des écoulements provenant des différents bassins versants permet de recomposer des hydrogrammes identiques en tout point (valeur des débits de pointe et vitesse d'écoulement).

De fait, la dissociation des surfaces de production en fonction de leurs propriétés physiques peut être réalisée sans que cela affecte les caractéristiques hydrologiques d'origine, mais aussi les conditions d'écoulement et de diffusion de l'onde de crue dans les réseaux d'eaux pluviales.

Le schéma hydrologique de type 2 représente la solution la plus pratique et facile à mettre en œuvre.

2.1.3. Schéma de modélisation hydraulique.

Le modèle hydrologique disponible sous Mouse permet de dissocier les surfaces perméables et imperméables. De fait, le ruissellement produit par les parcelles imperméabilisées peut être amorti et stocké par un bassin de rétention. Si le nombre de bassins est limité, comme cela peut être le cas à l'échelle d'un quartier, le modélisateur est en mesure de représenter chaque ouvrage. Cependant, à l'échelle de vallons de plusieurs centaines d'hectares, le nombre d'ouvrages potentiellement réalisable devient trop important et nécessite une simplification de représentation et de modélisation.

Pour résoudre ce problème, il faut admettre l'hypothèse selon laquelle les volumes de stockage, réalisés pour contrôler le ruissellement provenant des parcelles, sont additionnables sur un espace donné. Cette simplification est ici possible car les contraintes techniques imposées aux bassins de rétention sont uniformes à l'échelle des vallons étudiés (méthode de dimensionnement et régulation des débits de fuite). Ainsi, pour chacun des sous-bassins versants élémentaires, les structures de stockage réalisées ou réalisables peuvent être représentées par un seul ouvrage dont l'impluvium est équivalent à la somme des surfaces imperméabilisées.

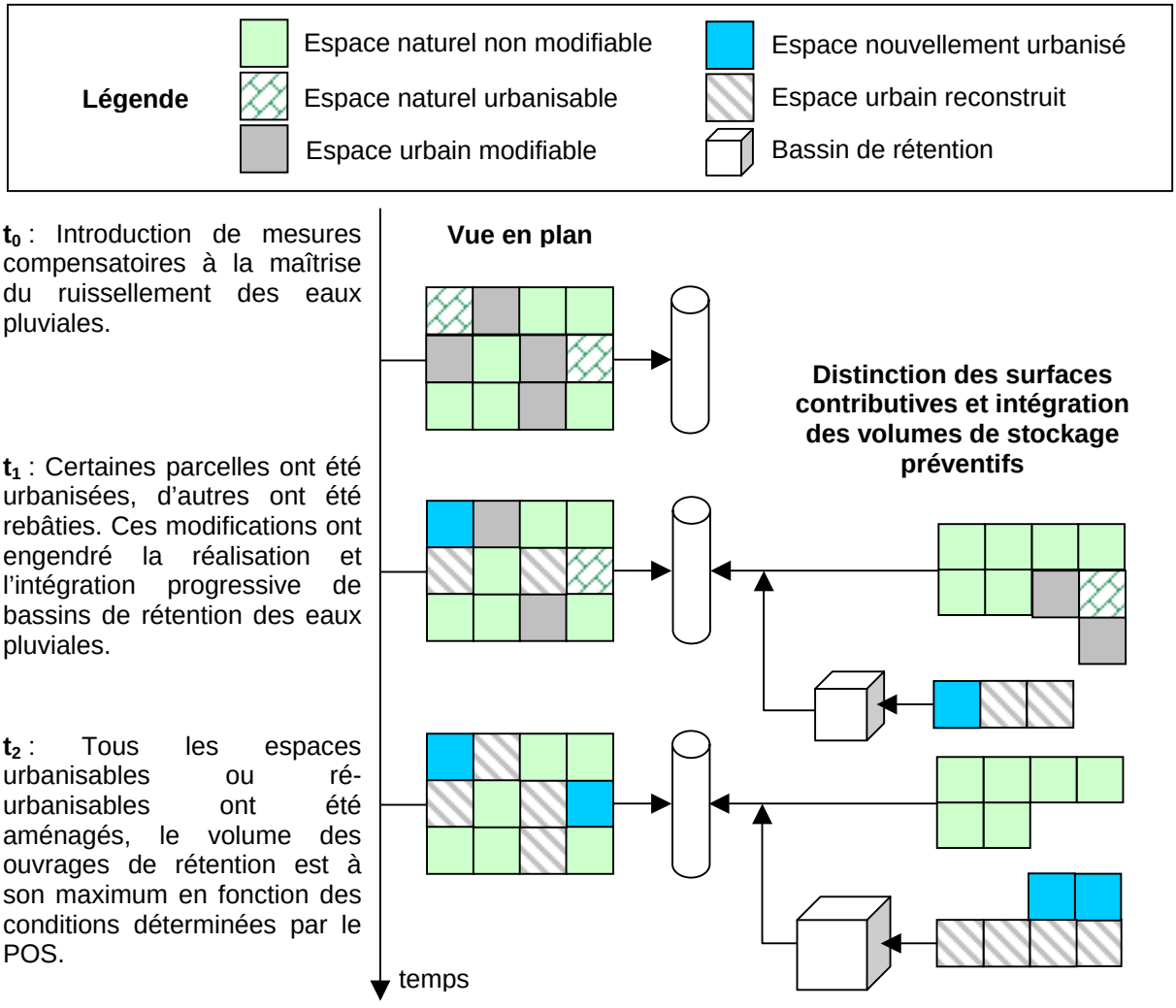


Figure 219 : Chronique d'aménagement et d'intégration des ouvrages de rétention préventifs d'eaux pluviales.

Les résultats expérimentaux obtenus (fig. 221) prouvent que les fonctions de stockage et d'amortissement de plusieurs bassins de rétention peuvent être assurées par un seul ouvrage. Dans le cadre de cette étude, ce principe de simplification est applicable aux ouvrages situés dans le même système hydrologique (1 seul exutoire à l'origine).

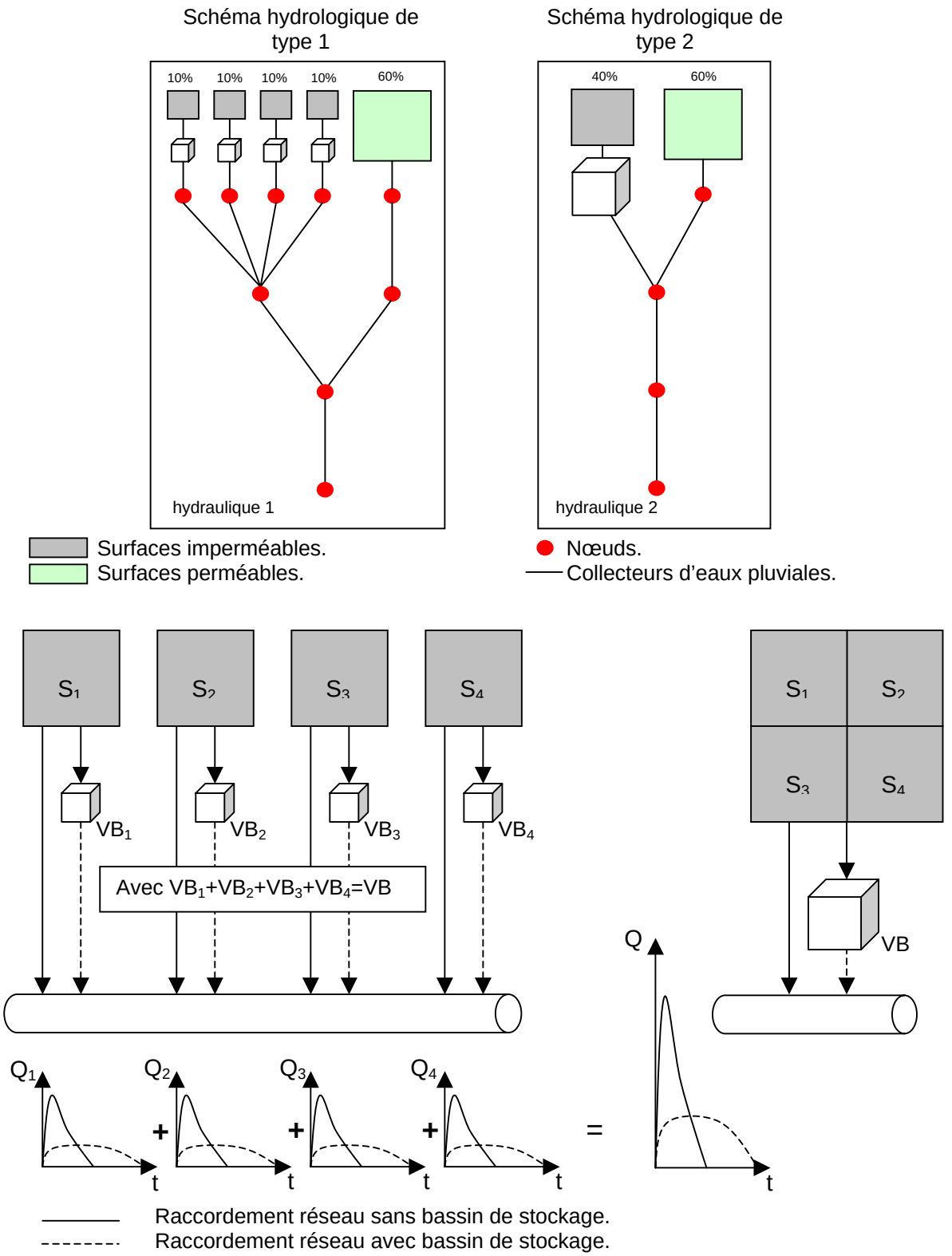
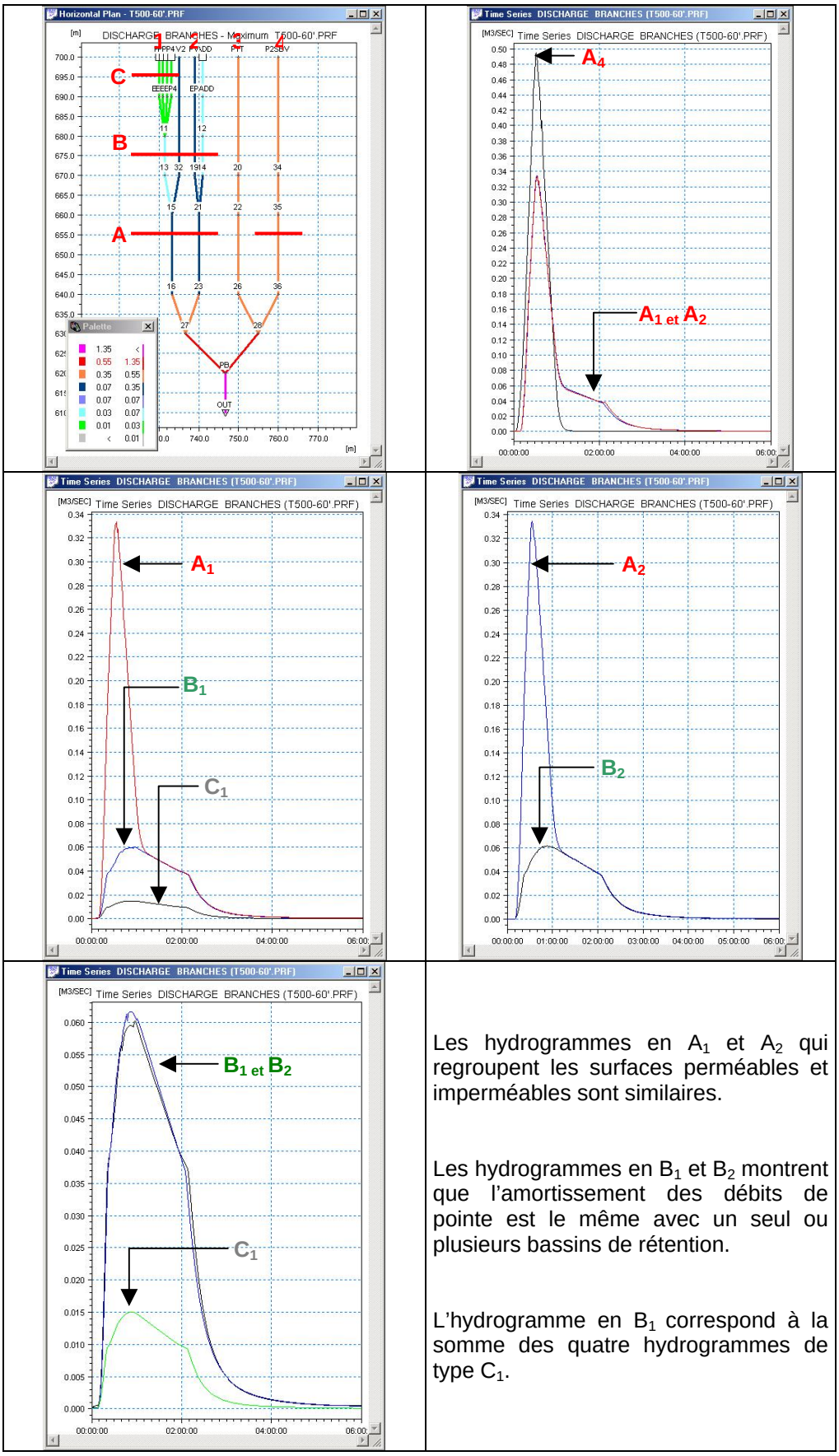


Figure 220 : Deux modèles identiques de stockage des eaux pluviales à l'échelle de la parcelle sous Mouse 2001.

Cette modélisation prouve qu'à l'échelle des sous-bassins versants, les fonctions hydrauliques de plusieurs bassins de rétention préventifs peuvent être assurées par 1 seul ouvrage (schémas hydrologique et hydraulique de type 2). Celui-ci possède un volume de stockage égal à la somme de l'ensemble des bassins. Le rapport entre la surface et la hauteur du bassin doit être le même afin de préserver les fonctions d'amortissement et de restitution aux réseaux.



Les hydrogrammes en A_1 et A_2 qui regroupent les surfaces perméables et imperméables sont similaires.

Les hydrogrammes en B_1 et B_2 montrent que l'amortissement des débits de pointe est le même avec un seul ou plusieurs bassins de rétention.

L'hydrogramme en B_1 correspond à la somme des quatre hydrogrammes de type C_1.

Figure 221 : Scénarios de modélisation des bassins de rétention, hydrogrammes et amortissement des débits de pointe.

L'organisation spatiale du tissu urbain, les règles dictées par le POS et le découpage cadastral permettent d'estimer le potentiel de stockage des mesures préventives au ruissellement des eaux pluviales.
Le volume maximum de rétention est de 105 000 m^3 sur le Laval et de 116 000 m^3 sur le Madé. Ces volumes estimés ne sont pas répartis de façon homogène sur les deux vallons. Les espaces situés en tête des réseaux offrent de fortes capacités de rétention car ils associent de grandes parcelles avec des zones d'activités et de commerces.
L'intégration de ces structures ponctuelles de stockage aux réseaux hydrauliques soulève de nombreuses difficultés. En effet, le volume de stockage estimé représente quelques 1 905 ouvrages si l'on tient compte de la dimension moyenne de ces structures qui est actuellement de 116 m^3 (905 ouvrages sur le Laval et 1000 ouvrages sur le Madé).
Le modèle permettant de simuler l'action de ces ouvrages de stockage sur le fonctionnement des réseaux hydrauliques implique certains schémas de simplification :

- *Hydrologique : en dissociant la portion des surfaces imperméables où le ruissellement des eaux pluviales peut être contrôlé par des techniques préventives ;*
- *Hydraulique : en sommant les volumes préventifs et en ne représentant qu'un seul ouvrage par sous bassin élémentaire.*

Ces schémas impliquent certaines approximations. En effet, cette approche impose que les pentes et la géométrie des impluviums de chaque ouvrage soient les mêmes, ce qui n'est absolument pas le cas dans la réalité.
En contrepartie, il est admis implicitement que toutes les surfaces imperméables qui contribuent au remplissage soient bien raccordées aux bassins, ce qui est aussi très éloigné des observations locales. D'autre part, tous ces ouvrages sont supposés en état de fonctionnement. Or, les nombreuses études de terrain précédemment citées montrent que l'état d'entretien de ces ouvrages permet d'écarter cette éventualité.

2.2. Estimation de l'impact des techniques alternatives préventives.

Un nouveau scénario d'étude est mis en œuvre afin d'estimer le fonctionnement des réseaux hydrauliques dans le cas d'une généralisation des techniques alternatives préventives. La réalisation de cette étude suppose plusieurs adaptations du modèle conçu sous Mouse :

- Identification des nouvelles surfaces imperméables ;
- Intégration des techniques alternatives préventives et de leur raccordement aux réseaux.

Deux nouveaux scénarios vont permettre d'appréhender l'impact réel d'une stratégie préventive finalisée.

- Le scénario n°2 intègre les modifications hydrologiques, c'est-à-dire l'augmentation des surfaces imperméables. Les grands bassins de stockage, dont l'emplacement a été défini dans le scénario n°1, permettront de mesurer l'évolution des capacités à créer afin d'assurer un contrôle total des crues. La comparaison de ces scénarios présent (n°1) et futur (n°2) doit donner des indications objectives sur l'augmentation des volumes d'inondation.
- La seconde étape consiste à créer un scénario n°3 qui intègre, sur la base hydrologique du scénario n°2, les volumes de stockage préventifs aux réseaux. L'impact de ces ouvrages peut alors être objectivement observé en étudiant l'évolution des volumes de stockage qu'il faut encore concevoir pour contrôler les risques de crue.

Les mesures curatives sont ici employées comme des stations de jaugeage et permettent de mesurer l'importance des débordements. Ces ouvrages contrôlent aussi les débordements et assurent que la totalité des écoulements s'effectuent dans les réseaux. Les conditions d'écoulement unidirectionnel sont donc respectées. Les annexes 8 à 11 présentent les

données physiques ainsi que les Modes d'Occupation des Sols des nouveaux sous-bassins versants élémentaires et parcelles employés dans les scénarios n°2 et 3.

2.2.1. Evolution des risques de crue sans techniques alternatives préventives (scénario n°2).

L'intégration des mesures préventives implique une augmentation des surfaces imperméables de l'ordre de 5% sur le Madé et de 2,3% environ sur le Laval. Ces évolutions même faibles engendrent un accroissement des volumes de ruissellement pour les pluies de projet employées. L'augmentation des débits est difficilement mesurable à cause de la très forte hétérogénéité des réseaux et des effets d'amortissement qui affectent les écoulements. Le coefficient volumétrique augmente plus faiblement pour les averses de forte intensité que pour les averses d'intensité moyenne. Ces résultats préliminaires soulignent que les surfaces imperméabilisées affectent plus le fonctionnement des réseaux pour des averses « courantes ». En effet, pour des averses de très forte intensité, le comportement des sols naturels se rapproche de celui des sols imperméables.

Tableau 91 : Estimation des volumes de ruissellement des scénarios n°1 (situation présente) et n°2 (situation future) sur les vallons du Laval et du Madé.

Vallons	**Volumes de ruissellement (m^3)**					
	Durée averse 50 minutes			**Durée averse 60 minutes**		
	T=100 ans	**T=50 ans**	**T=20 ans**	**T=10 ans**	**T=5 ans**	**T=2 ans**
Laval						
Futur (V en m^3)	199 088	177 160	147 717	137 757	114 086	82 587
Présent (V en m^3)	198 290	176 363	146 922	136 914	113 250	81 769
Evolution	0,40%	0,45%	0,54%	0,62%	0,74%	1,00%
Madé						
Futur (V en m^3)	285 471	247 512	196 725	175 592	135 200	82 248
Présent (V en m^3)	280 438	242 531	191 835	170 476	130 217	77 618
Evolution	1,80%	2,05%	2,55%	3,00%	3,83%	5,96%

Les nouvelles surfaces imperméables ont donc un impact sur les processus de ruissellement. L'étude des volumes de stockage nécessaire au contrôle des débordements permet de mesurer les effets de ces modifications sur le fonctionnement des réseaux. Les nouveaux résultats montrent que l'aggravation du risque est proportionnellement plus faible pour les événements extrêmes que pour les crues plus fréquentes.

En effet, l'augmentation des volumes de stockage est de l'ordre de 3% sur le Laval et presque nul sur le Madé pour une crue de période de retour de 100 ans. Pour des crues plus courantes, les accroissements sont plus forts, notamment sur le Madé où ils représentent une capacité supplémentaire de 6% (T=5 ans) et 10% (T=10 ans).

Tableau 92 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°2) sur le Laval.

Bassin n°	**Volumes de stockage (m^3)**					
	T = 100 ans	**T = 50 ans**	**T = 20 ans**	**T = 10 ans**	**T = 5 ans**	**T = 2 ans**
1	8 428	7 201	5 545	4 604	3 257	1 575
2	8 777	7 781	6 475	6 082	4 855	3 101
3	46 897	41 645	34 844	32 676	27 217	19 891
4	985	513	50	0	0	0
5	566	411	221	133	33	0
6	11 323	10 476	9 241	8 842	7 261	4 330
Total scénario n°2	76 976	68 026	56 376	52 337	42 621	28 898
Valeurs arrondies	**77 000**	**68 000**	**57 000**	**53 000**	**43 000**	**29 000**
Total scénario n°1	74 893	66 211	54 808	50 841	4 1267	27 748
Augmentation (2-1, m^3)	**2 083**	**1 815**	**1 568**	**1 496**	**1 354**	**1 150**
Augmentation (2-1,%)	2,8%	2,7%	2,9%	2,9%	3,3%	4,1%

Tableau 93 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°2) sur le Madé.

Bassin n°	Volumes de stockage (m^3)					
	T = 100 ans	T = 50 ans	T = 20 ans	T = 10 ans	T = 5 ans	T = 2 ans
1	48 093	43 238	34 371	29 631	21 011	10 565
2	24 481	21 001	16 837	14 782	10 787	5 786
3	8 229	6 519	3 497	2 054	623	0
4	1 004	469	0	0	0	0
5	238	183	89	49	0	0
6	4 534	3 346	2 426	2 209	1 797	1 086
7	33 336	28 448	20 593	17 490	12 231	5 428
8	2 332	1 590	358	56	0	0
9	2 677	2 325	1 587	1 252	715	98
Total scénario n°2	124 924	107120	79 758	67 523	47 164	22 963
Valeurs arrondies	**125 000**	**108 000**	**80 000**	**68 000**	**48 000**	**23 000**
Total scénario n°1	124 787	105 047	77 576	64 850	44 412	20 814
Augmentation (2-1, m^3)	**137**	**2 072**	**2 182**	**2 674**	**2 752**	**2 148**
Augmentation (2-1,%)	0,1%	2,0%	2,8%	4,1%	6,2%	10,3%

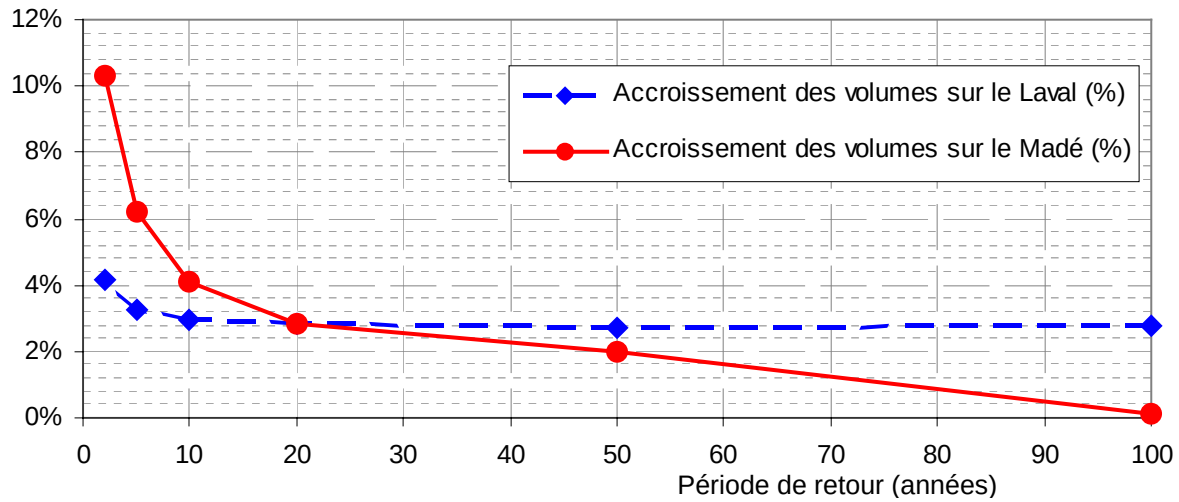


Figure 222 : Evolution de l'accroissement des volumes de débordement sur les vallons du Laval et du Madé avec une imperméabilisation maximale des sols.

L'aggravation des débordements est assez différente entre les deux réseaux. L'origine de ces divergences est de deux ordres :

- Structurel : L'importance des verrous hydrauliques n'est pas la même sur les deux réseaux étudiés ;
- Hydrologique : La part relative des surfaces imperméables n'est pas la même sur les deux vallons.

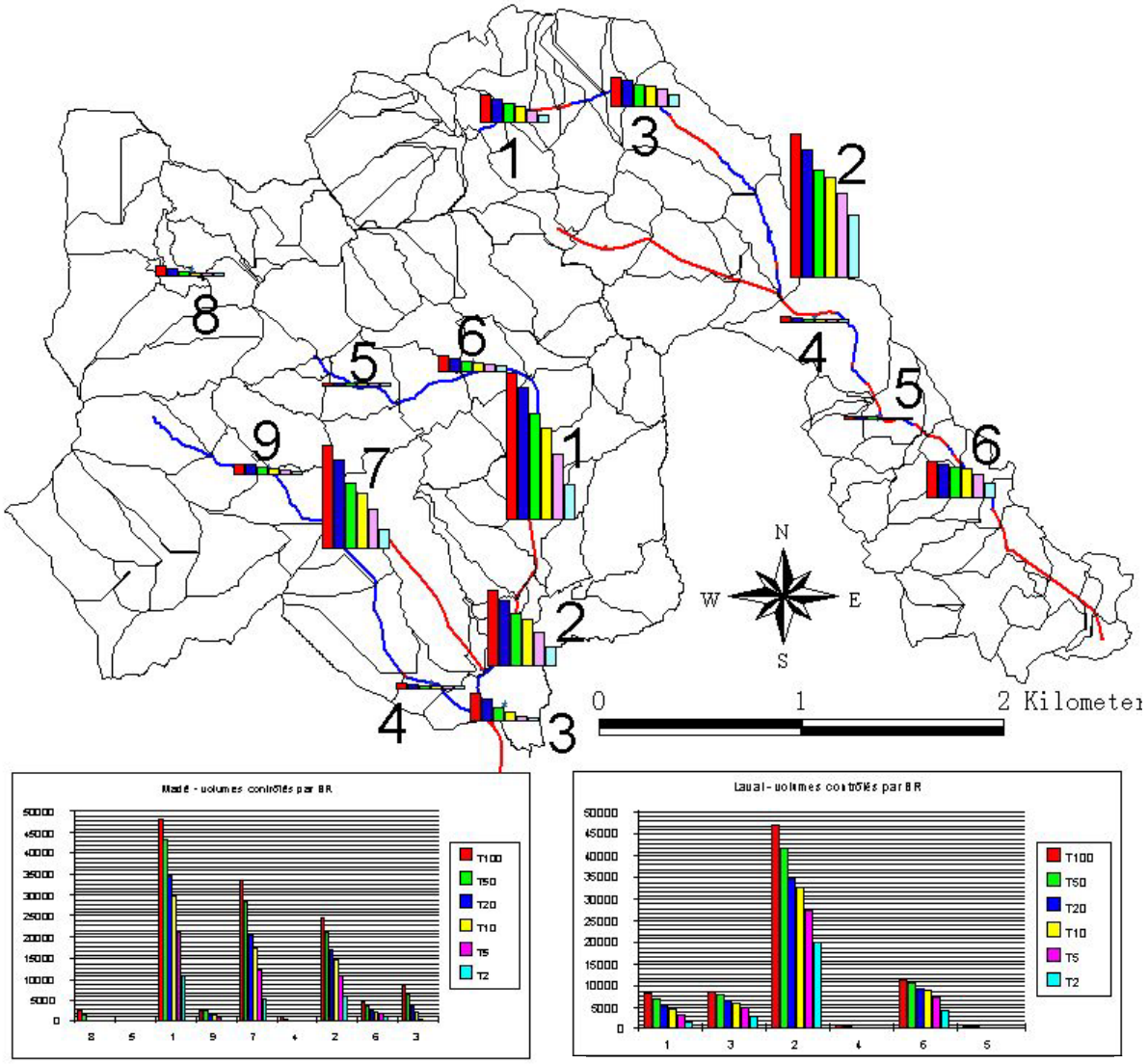


Figure 223 : Positionnement des bassins de stockage et estimation de leur dimensionnement sur les vallons du Laval et du Madé selon le modèle d'imperméabilisation maximum.

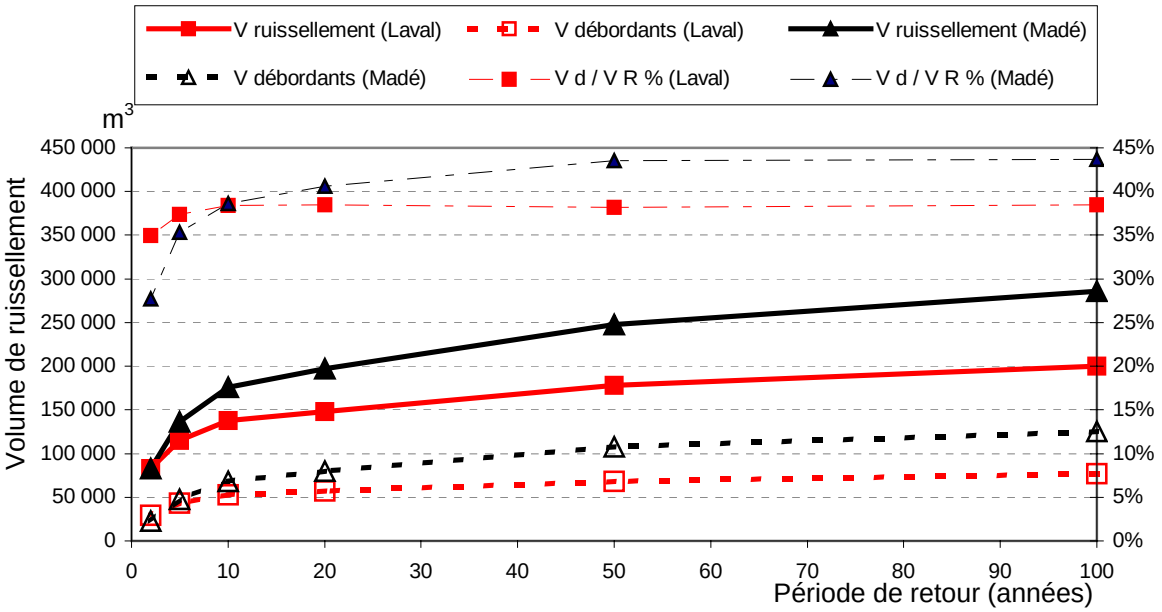


Figure 224 : Bilan des volumes de ruissellement et de débordement (scénario n°2) pour le Laval et le Madé.

Les évolutions plus marquées sur le Madé s'expliquent par un accroissement plus fort des surfaces imperméables. L'optimisation des bassins n°8 et n°9 permet cependant de réduire significativement leur dimensionnement (réduction de l'ordre de 50%). Ces modifications apportées au scénario n°1 expliquent pourquoi les volumes de stockage ne sont pas en augmentation par rapport aux données précédentes. Les volumes non stockés sont redistribués dans le bassin n°7 (situé en aval du n°9) et les bassins n°1 et n°2 (situés en aval du n°8).

Les estimations des volumes de stockage nécessaires au contrôle des débordements vont être employées afin de mesurer l'impact des techniques alternatives préventives sur le fonctionnement des réseaux. Ces résultats préliminaires montrent aussi que les surfaces imperméables aggravent les risques d'inondation pour des crues fréquentes. La faible perméabilité des sols naturels relativise fortement la contribution des espaces urbanisés pour les crues plus exceptionnelles.

2.2.2. Intégration des techniques alternatives préventives aux modèles hydrauliques (scénario n°3).

Les volumes de stockage préventif accompagnent des surfaces nouvellement imperméabilisées ou bien des parcelles réaménagées. La distribution spatiale de ces volumes de stockage est ponctuelle. Leur localisation est dépendante des constructions, mais elle est indépendante des besoins exprimés par les réseaux. L'organisation de l'urbanisme et de ses composantes réglementaires dictent ainsi la répartition des structures de stockage dans le nouveau scénario n°3. Les figures suivantes montrent la distribution spatiale des bassins de stockage préventif. Chaque sous-bassin versant est équipé d'un bassin. Ces bassins sont directement raccordés aux réseaux des vallons du Laval et du Madé.

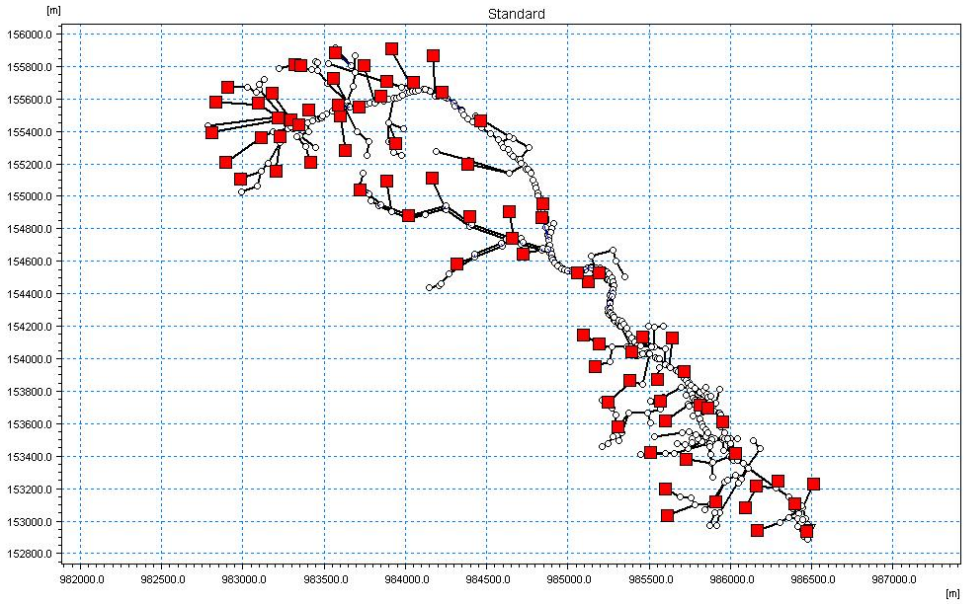


Figure 225 : Distribution spatiale des volumes de stockage potentiel des techniques alternatives dans le scénario n°3 (vallon du Laval).

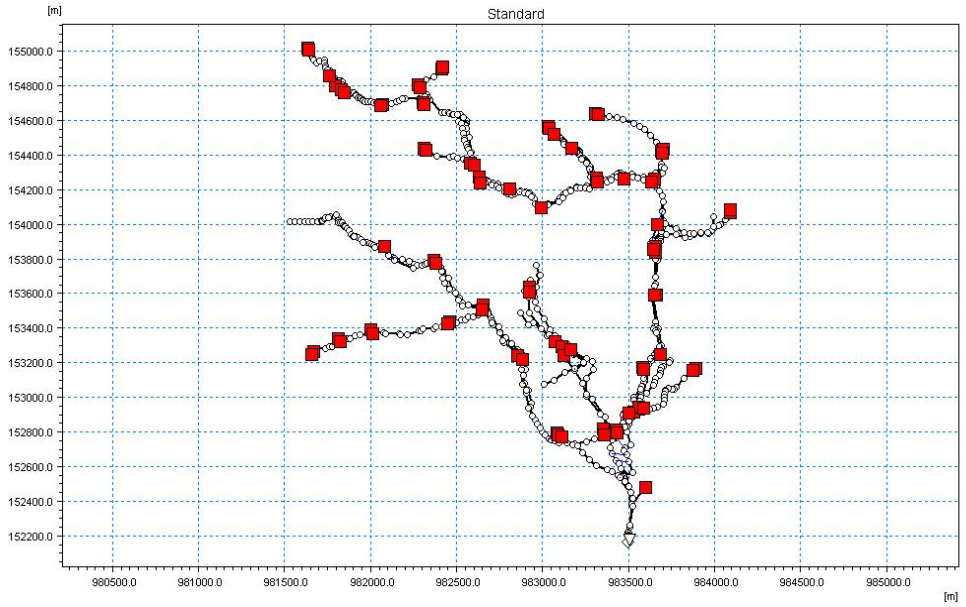


Figure 226 : Distribution spatiale des volumes de stockage potentiel des techniques alternatives dans le scénario n°3 (vallon du Madé).

Les techniques alternatives positionnées sur les vallons représentent donc un volume de stockage important. Chaque bassin curatif doit permettre de jauger les améliorations qu'apportent les techniques alternatives. Evidemment le volume que représentent ces ouvrages en amont des grands bassins, varie fortement selon les sites. Une part non négligeable des techniques alternatives est réalisée à proximité de l'exutoire des bassins. De fait, ces ouvrages n'interviennent pas en terme de limitation des volumes d'utilisation des grands bassins.

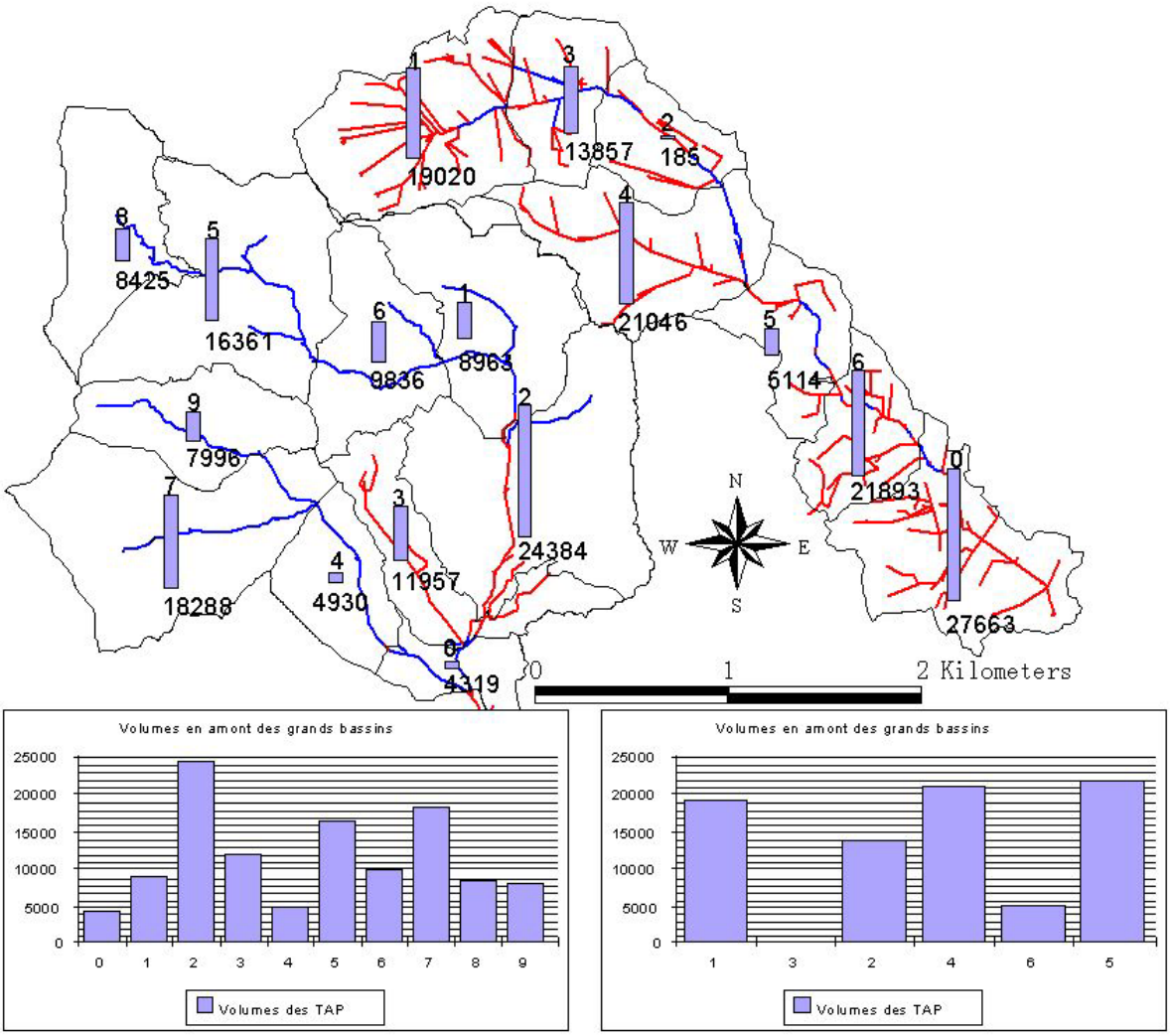


Figure 227 : Volume de stockage des Techniques Alternatives Préventives (TAP) placées en amont des grands bassins servant à mesurer leurs performances sur les réseaux (scénario n°3).

Les résultats obtenus d'après ce scénario n°3 vont être analysés à deux niveaux :

- *En premier lieu, l'analyse des résultats va porter sur l'étude du fonctionnement des réseaux avec l'implantation des techniques alternatives préventives. Le remplissage des grands bassins curatifs va permettre de juger de l'efficacité des techniques alternatives en fonction de l'occurrence du risque ;*
- *En second lieu, l'analyse portera sur le fonctionnement propre des techniques alternatives et de leur réelle utilisation au cours des pluies critiques.*

2.2.3. Mesures de l'efficacité des techniques alternatives préventives sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales (scénario n°3).

L'intégration des volumes de stockage préventif permet d'après les résultats obtenus de compenser les effets de l'urbanisation. L'impact de ces structures dépasse largement cette fonction préventive. En effet, ces dernières permettent de diminuer sensiblement les volumes et les durées de débordement des réseaux d'eaux pluviales. Ces résultats sont logiques puisque l'essentiel de ces ouvrages est, dans le cas présent, mis en œuvre sur des espaces qui étaient déjà construits. L'installation de ces bassins intervient donc comme une mesure curative à partir du moment où les surfaces imperméables existaient déjà auparavant.

Tableau 94 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°3) sur le Laval.

Bassin n°	**Volumes de stockage (m^3)**					
	T = 100 ans	**T = 50 ans**	**T = 20 ans**	**T = 10 ans**	**T = 5 ans**	**T = 2 ans**
1	3 563	2 787	1 779	1 133	500	3
2	41 444	36 672	30 295	28 254	23 313	16 710
3	5 859	5 041	3 901	3 473	2 457	999
4	585	226	0	0	0	0
5	395	260	109	58	6	0
6	11 118	10 224	8 803	8 133	5 985	3 061
Total scénario n°3	62 965	55 209	44 886	41 050	32 261	20 773
Valeurs arrondies	**63 000**	**56 000**	**45 000**	**41 000**	**33 000**	**21 000**
Total scénario n°2	76 976	68 026	56 376	52 337	42 621	28 898
Réduction (3-2, m^3)	**-14 011**	**-12 817**	**-11 490**	**-11 287**	**-10 360**	**-8 125**
Réduction (3-2,%)	-18%	-19%	-20%	-22%	-24%	-28%

Tableau 95 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°3) sur le Madé.

Bassin n°	**Volumes de stockage (m^3)**					
	T = 100 ans	**T = 50 ans**	**T = 20 ans**	**T = 10 ans**	**T = 5 ans**	**T = 2 ans**
1	38 038	37 107	28 814	24 038	15 942	6 563
2	27 750	20 787	15 252	13 171	9 406	4 541
3	4 152	2 739	956	308	0	0
4	122	0	0	0	0	0
5	217	147	65	22	0	0
6	4 060	3 333	2 584	2 406	1 893	1 120
7	26 014	21 327	15 282	12 610	7 858	1 940
8	923	406	33	0	0	0
9	1 948	1 563	1 012	682	258	0
Total scénario n°3	103 224	87 409	63 999	53 237	35 358	14 165
Valeurs arrondies	**104 000**	**88 000**	**64 000**	**54 000**	**36 000**	**15 000**
Total scénario n°2	124 924	107 120	79 758	67 523	47 164	22 963
Réduction (3-2, m^3)	**-21 700**	**-19 711**	**-15 759**	**-14 287**	**-11 806**	**-8 797**
Réduction (3-2,%)	-17%	-18%	-20%	-21%	-25%	-38%

Les résultats fournis par le scénario n°3 permettent de conclure que la généralisation des techniques alternatives engendrera à terme une diminution significative des volumes de débordement sans toutefois supprimer les risques.

En effet, la capacité de stockage de ces ouvrages limite l'importance des risques d'inondation, mais ne permet pas d'apporter des solutions concrètes aux problèmes rencontrés sur les réseaux du Laval et du Madé. La diminution des risques est plus significative pour les averses de moyenne et faible intensités que pour les événements extrêmes. Sur le réseau du Laval, la réduction des volumes de débordement est d'environ 18% pour une averse de fréquence centennale et de plus de 28% pour une biennale. Le

même constat s'impose pour le réseau du Madé, mais dans des proportions encore plus importantes puisque la réduction des risques est de l'ordre de 17% pour la centennale et de près de 38% pour une averse biennale.

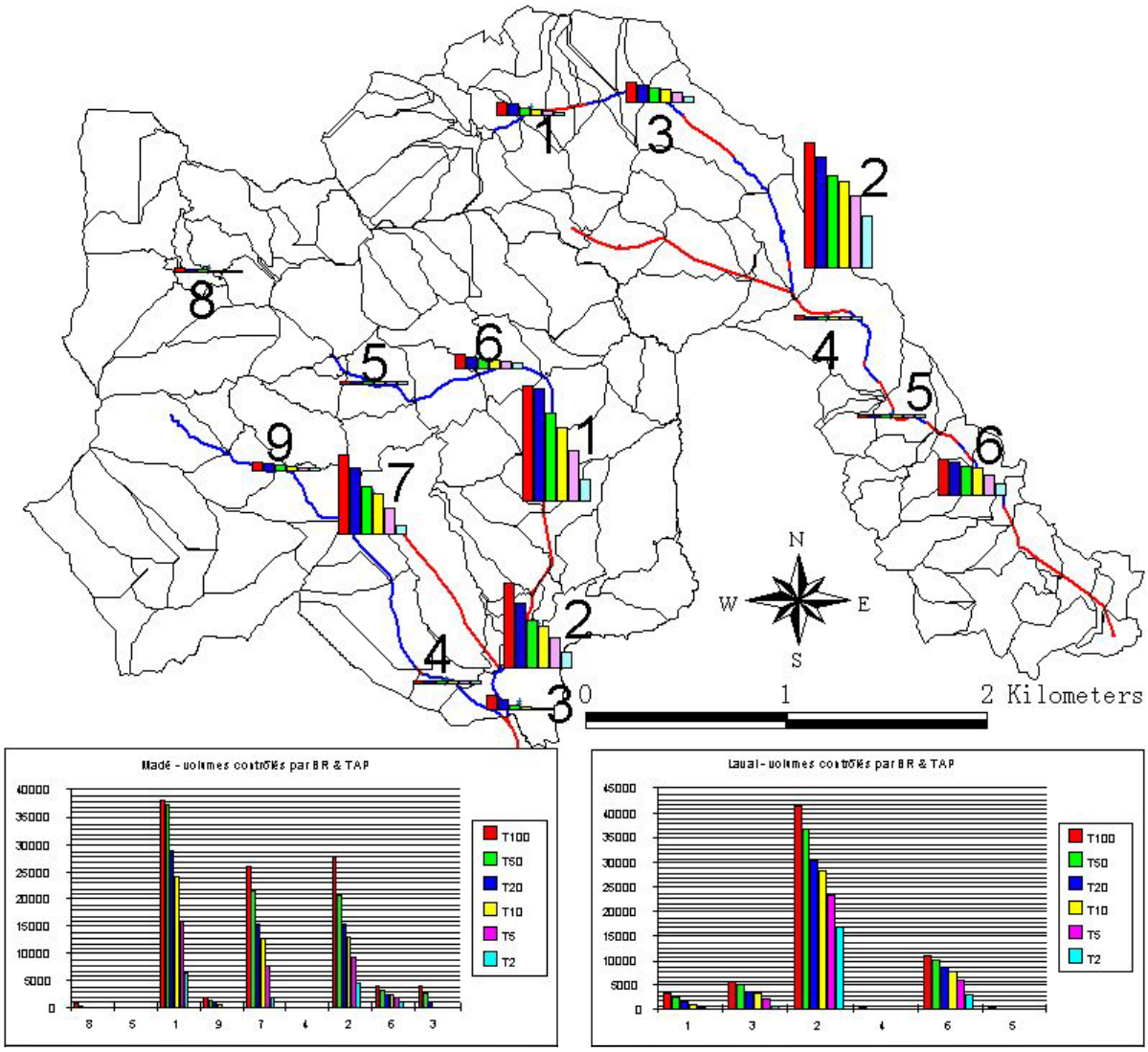


Figure 228 : Estimation du dimensionnement des ouvrages curatifs sur le Laval et le Madé (scénario n°3).

Ces résultats mettent aussi en évidence le faible impact des ouvrages préventifs sur les dysfonctionnements des réseaux d'eaux pluviales. Evidemment, leur fonction n'est pas de répondre aux anomalies de ces réseaux, mais bien de compenser les effets de l'urbanisation sur le ruissellement. Cependant, au regard des volumes de stockage créés, l'impact sur les risques d'inondation apparaît bien faible.

En effet, d'après nos projections, le réseau du Laval disposerait de 105 000 m^3 de stockage sur l'ensemble de son territoire, soit 27 000 m^3 de plus que les volumes nécessaires au contrôle des inondations, pour une averse de fréquence centennale ! Or, les résultats fournis montrent que malgré ces 105 000 m^3 de stockage préventif, il faudrait encore aménager autour de 63 000 m^3 de stockage répartis en 6 points du réseau pour protéger les riverains contre une crue centennale.

L'interprétation des résultats obtenus sur le Madé permet d'aboutir aux mêmes conclusions. Les structures préventives mises en œuvre représentent plus de 81% du volume de

stockage qui permettrait le contrôle d'une crue centennale. Mais, malgré l'intégration de 116 000 m^3 de stockage préventif, cette crue mobiliserait encore 104 000 m^3 de stockage.

Conclusion §2

La généralisation des techniques alternatives à l'ensemble des parcelles représente une capacité de stockage de l'ordre de 105 000 m^3 sur le Laval et 116 000 m^3 sur le Madé. Ces volumes se répartissent en fonction des surfaces qui peuvent être imperméabilisées. Les réglementations d'urbanisme et la taille des parcelles sont les deux paramètres qui définissent à la fois le potentiel de stockage et leur localisation. La distribution spatiale de ces ouvrages est donc indépendante de l'architecture des réseaux hydrauliques et des nécessités en terme de protection face aux risques d'inondation.

Le scénario n°2 permet de simuler les effets qu'impliquerait une imperméabilisation maximale des parcelles. D'un point de vue hydrologique, l'imperméabilisation des sols est un facteur qui accentue l'importance des volumes de ruissellement essentiellement pour les averses d'intensités moyenne et faible (20 ans < T < 2 ans). L'augmentation des coefficients volumétriques pour ces averses se traduit d'un point de vue hydraulique par une hausse sensible des volumes de débordement. Cependant, les effets d'une plus forte urbanisation engendrent une amplification du risque moins perceptible pour les événements rares.

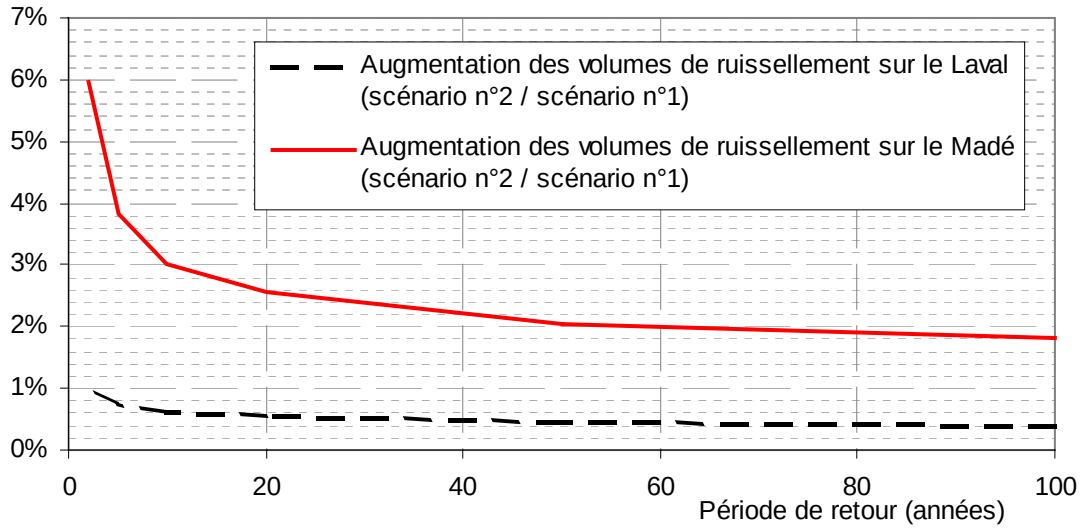


Figure 229 : Augmentation des volumes de ruissellement entre le scénario n°1 (présent) et le scénario n°2 (futur) en fonction de l'intensité des averses.

Le scénario n°3 intègre les volumes de stockage préventif à l'ensemble des parcelles. Les résultats obtenus mettent en évidence deux constats :

- *Les ouvrages préventifs compensent les effets de l'urbanisation sans aggraver les dysfonctionnements des réseaux ;*
- *L'intégration progressive des ouvrages préventifs dans un espace déjà urbanisé permet de réduire les risques d'inondation. La diminution du risque est plus forte pour les événements de faible intensité que pour les événements extrêmes.*

Ces constats permettent d'affirmer que la généralisation des bassins de rétention enterrés dans des vallons urbains peut être assimilée à la mise en place de mesures dont la fonction est curative. En effet, ces structures réduisent le volume des débordements.

La diminution de ces volumes est proportionnellement plus faible pour les fortes crues. Ce résultat s'explique simplement par le fait qu'au cours des événements extrêmes, la

contribution des surfaces naturelles devient presque aussi forte que celles qui sont imperméabilisées.

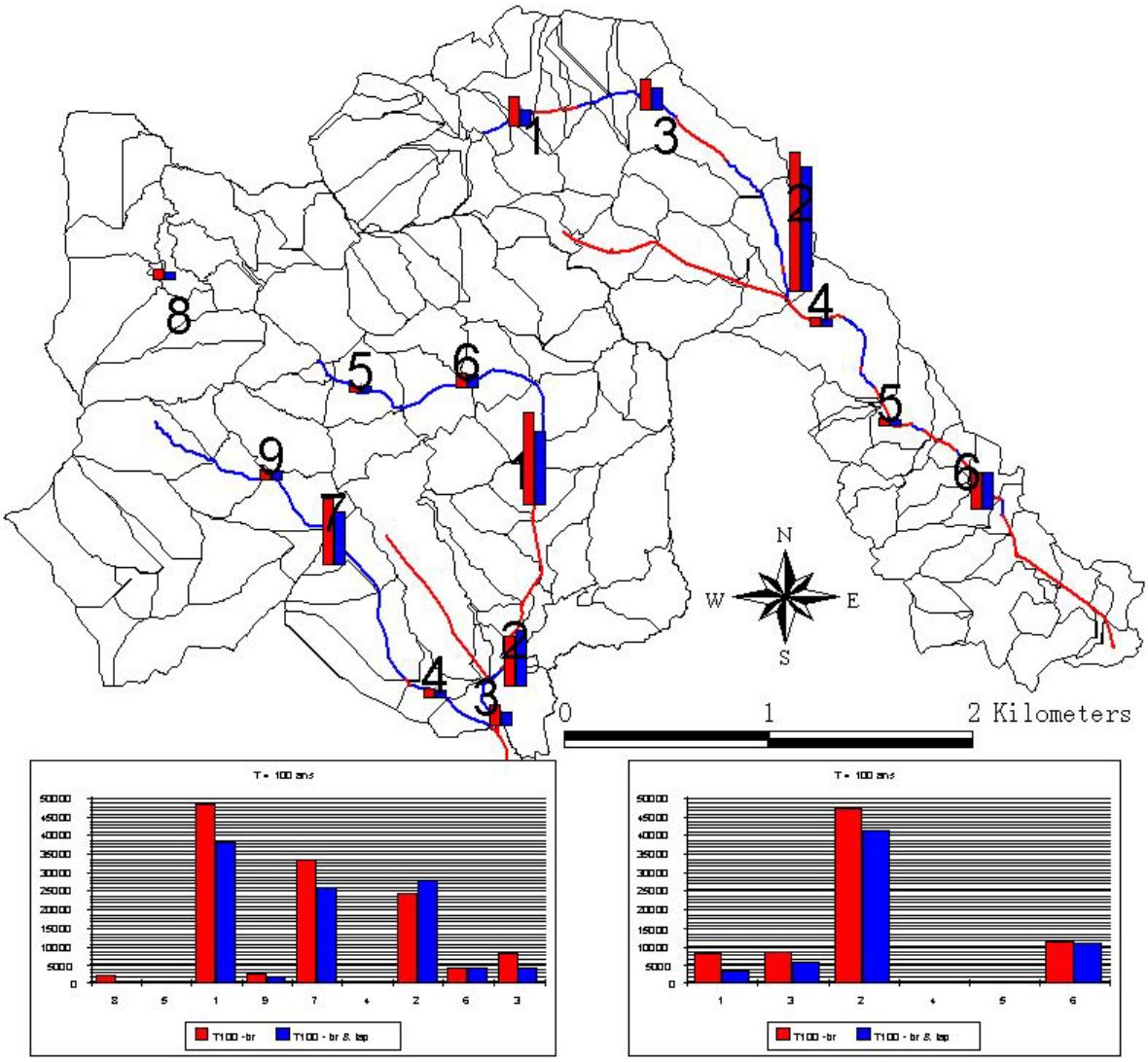


Figure 230 : Comparaison entre les volumes de stockage nécessaires pour les scénarios n°2 et n°3 (T = 100 ans).

Tableau 96 : Synthèse des volumes de débordement non contrôlés et contrôlés dans les différents scénarios (1, 2 et 3) pour une crue de période de retour de 100 ans.

Modèles	**Situation actuelle**	**Scénario n°1**	**Scénario n°2**	**Scénario n°3**	
Stockage	aucun	curatif	curatif	curatif	préventif
Débordements	Non contrôlés	Contrôlés	Contrôlés	Contrôlés	
Débordements Laval	89 000 m^3	75 000 m^3	77 000 m^3	63 000 m^3	105 000 m^3
Débordements Madé	154 000 m^3	125 000 m^3	125 000 m^3	104 000 m^3	116 000 m^3
Total	**243 000** m^3	**200 000** m^3	**202 000** m^3	**167 000** m^3	**221 000** m^3
Volume de stockage		**200 000** m^3	**202 000** m^3	**388 000** m^3	

Situation actuelle : estimation des volumes des débordements ;
Scénarios n°1, 2 et 3 : estimation des volumes de stockage curatifs (m^3) pour le contrôle des crues ;
Volumes des techniques alternatives : volumes préventifs (m^3) intégrés au scénario n°3.

Si certains points apparaissent positifs, le rendement technique des mesures préventives est restreint. En effet, les volumes de stockage ici disposés sur les vallons représentent

approximativement ceux qui devraient être mis en œuvre afin de contrôler les débordements produits lors d'une crue centennale.

Un rendement technique des ouvrages préventifs peut être calculé simplement :

$$\tau_{(\%)}=\frac{V_d-V_{dp}}{Vos_p}=\frac{\Delta V_d}{Vos_p} \text{ avec}$$

$\tau_{(\%)}$: rendement technique des ouvrages de stockage des eaux pluviales ;
V_d : volume de débordement (m^3) ;
V_{dp} : volume de débordement avec des ouvrages de stockage préventifs;
Vos_p : volume de stockage des ouvrages préventifs.

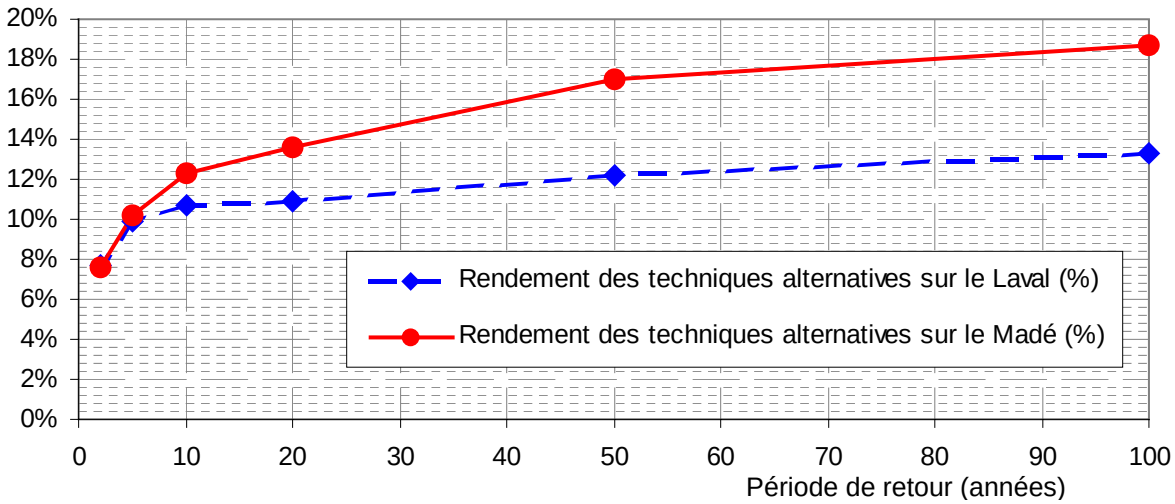


Figure 231 : Estimation de l'évolution du rendement des techniques alternatives sur les vallons du Laval et du Madé en fonction de la période de retour des événements.

Ce rendement permet de mesurer l'efficacité des techniques alternatives préventives sur le fonctionnement hydraulique des réseaux.

Les résultats obtenus montrent que l'efficacité curative des mesures préventives est faible :

- *Laval : Pour une création de 105 000 m^3 de stockage préventif, les volumes de débordement diminuent de 12 000 m^3. Dans ces conditions, le contrôle d'une crue centennale impose la réalisation de 62 000 m^3 de stockage curatif. Le total des volumes construits sur le vallon serait alors de 167 000 m^3!*
- *Madé : Pour une création de 116 000 m^3de stockage préventif, les volumes de débordement diminuent de 22 000 m^3. Dans ces conditions, le contrôle d'une crue centennale impose la réalisation de 104 000 m^3 de stockage curatif. Le total des volumes construits sur le vallon serait alors de 220 000 m^3!*

3.Facteurs favorables à la réalisation d'ouvrages de dimension moyenne.

Les résultats obtenus montrent que les techniques alternatives mises en œuvre permettent de compenser largement les effets de l'imperméabilisation des sols et même au-delà, dans le cas des vallons de la ville d'Antibes. Ces ouvrages apparaissent cependant peu rentables en terme d'efficacité. Des questions d'ordres économique et stratégique se posent tout naturellement. Economique, car la somme des investissements que représentent ces techniques alternatives pourrait être mieux employée surtout lorsque l'espace dans lequel elles s'intègrent est déjà fortement urbanisé. Stratégique aussi, car comme démontré précédemment, le nombre de ces ouvrages est amené sur le long terme à croître significativement (plus de 2 000 bassins uniquement sur le Laval et le Madé). Ces divers points orientent donc nos réflexions vers une critique objective et pragmatique des prescriptions actuellement imposées pour maîtriser le ruissellement des eaux pluviales.

3.1. Eléments de réflexions sur le fonctionnement des techniques alternatives préventives.

La généralisation des techniques alternatives n'offre pas un rendement satisfaisant. En effet, le rapport entre le gain de protection et les moyens mis en œuvre est faible (entre 8% et 20% selon la fréquence des crues). Plusieurs données sont en mesure d'apporter des explications précises sur ces performances médiocres. Les conditions de dimensionnement des bassins, des organes de régulation mais aussi le positionnement géographique des bassins sont autant de facteurs limitants qu'il convient ici de présenter et d'expliquer.

3.1.1. Les volumes de stockage utilisés.

Les volumes de stockage utilisés correspondent simplement aux volumes d'eaux pluviales qui sont réellement stockés dans les bassins de rétention. La commune d'Antibes, impose une durée de vidange de 2 heures pour les ouvrages en pleine charge. La régulation des débits de fuite est donc fixée par la dimension des ajutages et par le niveau de remplissage des bassins.

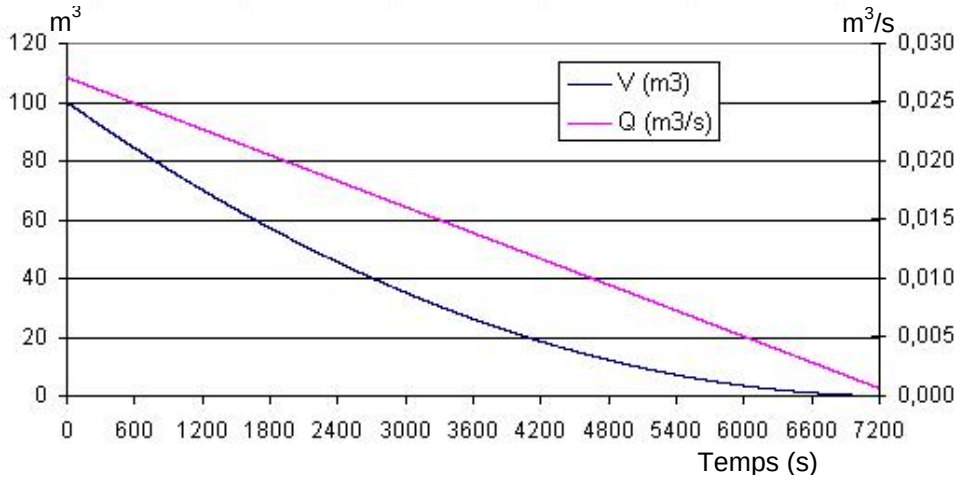


Figure 232 : Vidange d'un bassin de 100 m^3 régulé par un orifice circulaire de 0,11 m de diamètre.

Le volume de stockage imposé est de 100 litres par m² imperméabilisé. Un bassin qui équipe une surface fraîchement imperméabilisée de 1 000 m, a donc un volume de stockage de 100 m^3. Son ajutage est calculé pour une durée de vidange de 2 heures (diamètre = 0,11 m, m=0,5). Le volume d'eau pluvial stocké peut alors être approché pour différentes averses de période de retour de 100 ans et de durée allant de 120 mn à 10 mn.

La relation entre le débit de fuite et la hauteur d'eau dans le bassin est donnée par la formule suivante :

$$Qs = Sm\sqrt{2gh} \text{ avec}$$

Qs : débit de fuite (m^3/s) ;
h : hauteur d'eau dans le bassin (m) ;
g : accélération de la pesanteur (m^{s-2}) ;
s : superficie de l'ajutage (m^2) ;
m : coefficient fonction de la forme de l'ajutage (0,5 pour une veine non adhérente).

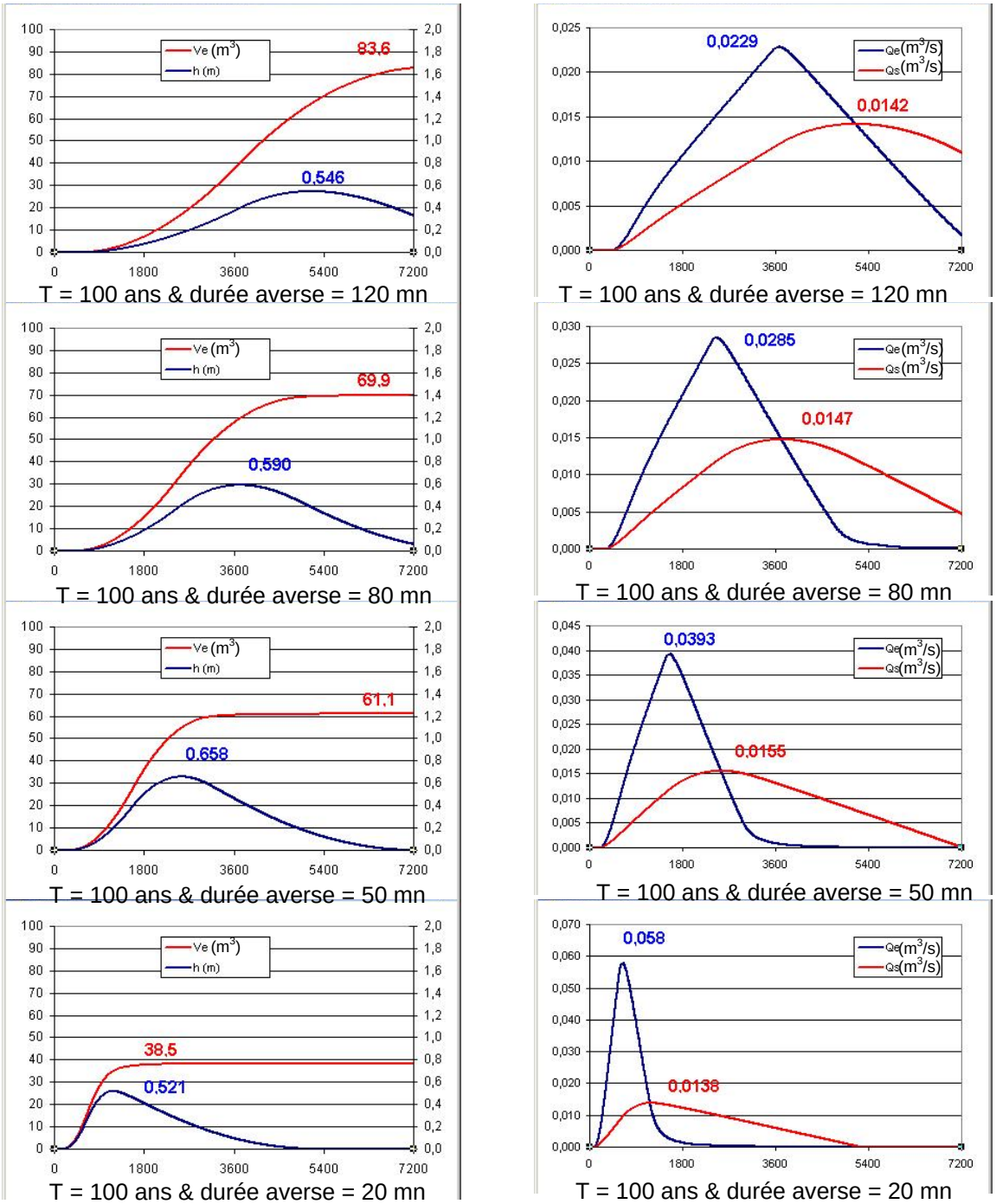


Figure 233 : Evolution de la hauteur d'eau d'un bassin de rétention enterré de 100 m^3 (T=100 ans, durées 120 mn, 80 mn, 50 mn et 20 mn, dimensions : S=50 m^2, h=2 m, ajutage = 0,11 m, Ve = volume entrant, Qe = débit entrant, Qs = débit sortant, h = hauteur de remplissage).

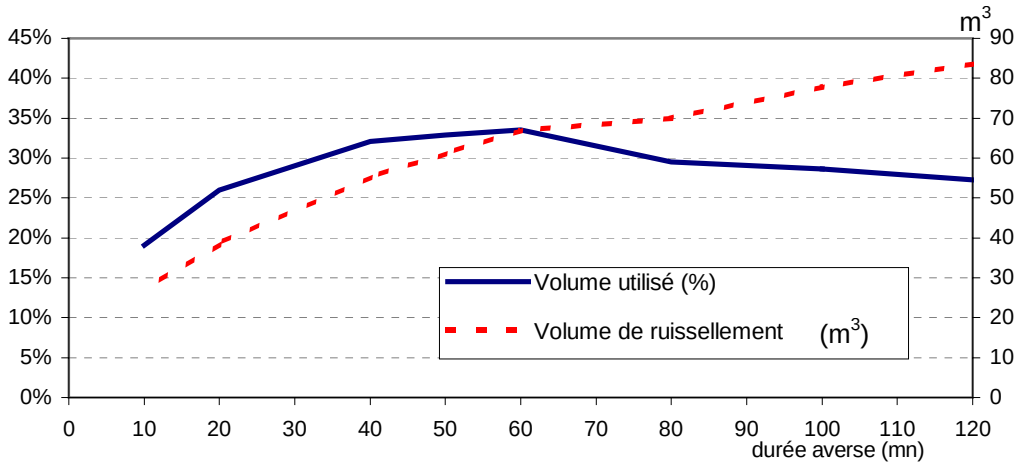


Figure 234 : Evolution du volume de stockage utile en fonction de la durée de l'averse (T=100 ans, durée de vidange en charge = 2 heures, bassin de 100 m^3 h=2 m, S=50 m^2).

Cet exemple, établi d'après les conditions imposées par la Mairie d'Antibes, montre que le volume de stockage utilisé évolue en fonction de la durée de l'averse. Ces volumes ne représentent que 20% à 34% de la capacité du bassin.

Ces ouvrages de stockage permettent cependant une réduction significative des débits de ruissellement qui évolue de 85% à 40% en fonction de la durée de l'averse. L'amortissement des débits de pointe est d'autant plus fort que la durée de l'averse est courte et donc que l'intensité de la pluie est forte.

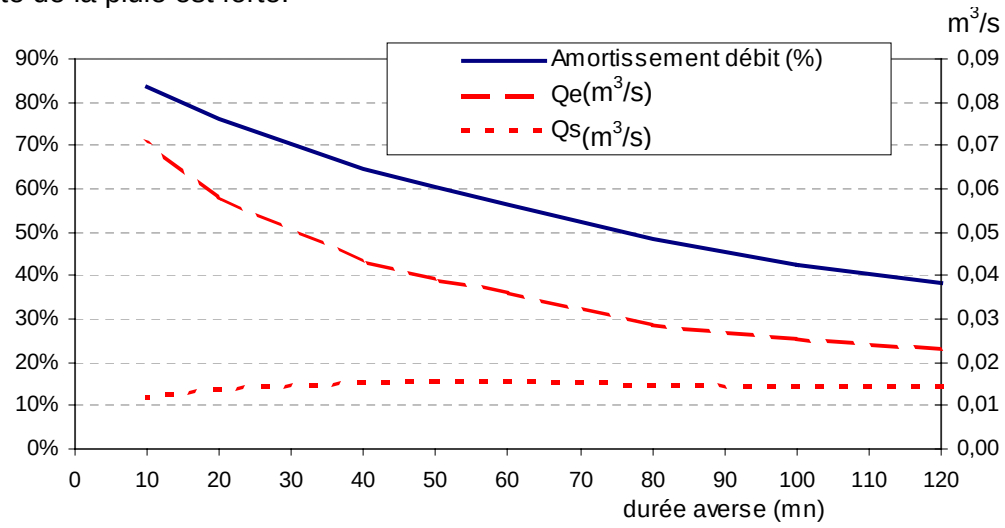


Figure 235 : Limitation des débits de ruissellement par un bassin de rétention enterré (S= 100 m^2, h=2 m, ajutage = 0,11 m) en fonction de la durée de l'averse (T = 100 ans).

Le volume de stockage utilisé au cours d'une averse dépend de son intensité et de sa durée. Le volume peut être accru en augmentant la durée de vidange, ce qui revient à diminuer la taille de l'orifice de régulation. Cette mesure ne semble pas applicable aux petits bassins avec de simples orifices circulaires ou autres. En effet, un orifice de petite taille serait rapidement obturé par le premier solide transporté dans la structure.
La durée de vidange de l'ouvrage ne doit pas non plus être trop longue pour deux raisons :

- Hydraulique : En se vidant trop lentement, le bassin serait sous-dimensionné dans le cas d'averses successives ;
- Sanitaire : les eaux pluviales ne peuvent être stockées trop longtemps pour éviter les proliférations bactériennes.

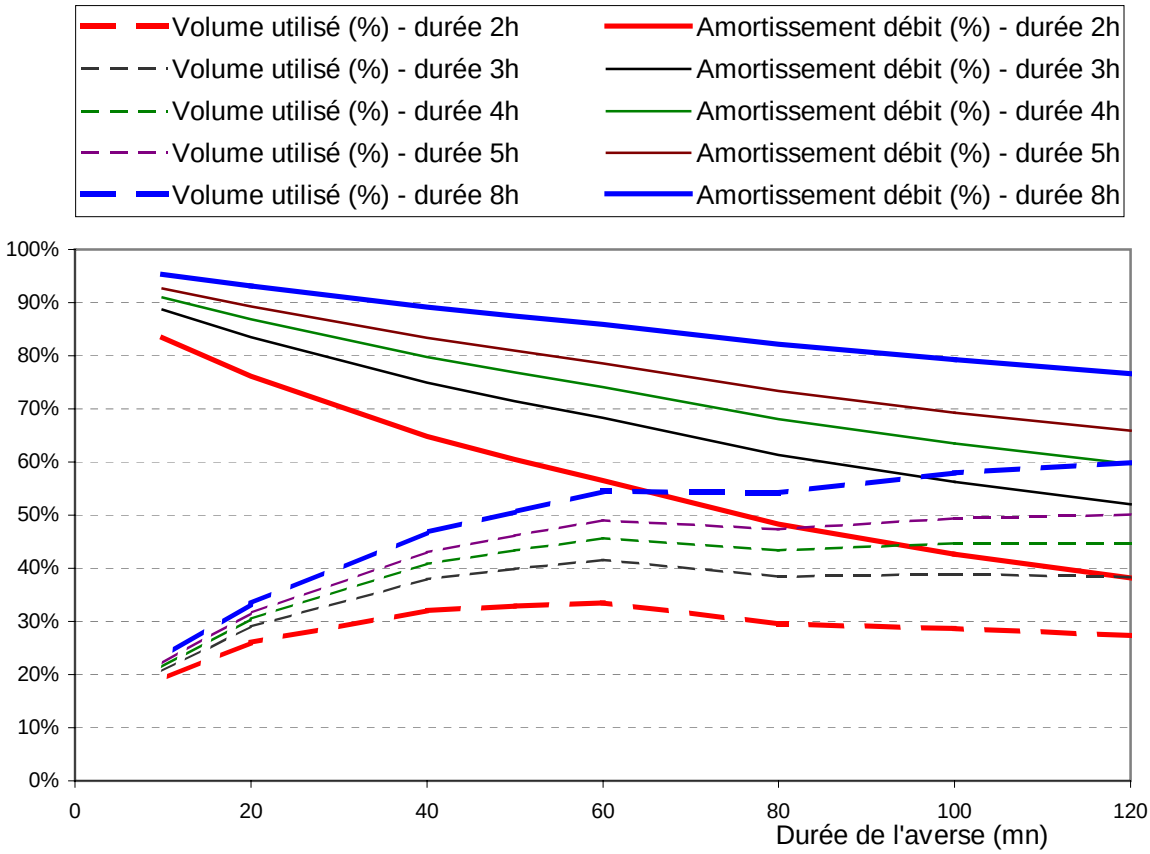


Figure 236 : Evolution du volume de stockage utilisé et de l'amortissement des débits de pointe de ruissellement en fonction de la durée de stockage en charge.

En l'état, les techniques alternatives préventives de type bassin enterré n'offrent pas de compromis technique permettant d'optimiser nettement leur rendement. Néanmoins, l'augmentation de la durée de vidange en charge permettrait d'accroître les volumes de stockage utiles. Ce gain s'accroît lorsque la durée de l'averse se rapproche de 1 h, l'évolution de ces gains est plus lente au-delà de cette durée.

La modification de la taille de l'ajutage n'apporte que peu de gain au niveau de l'amortissement des débits de pointe pour les averses de courte durée. Ces techniques sont performantes pour les averses d'une durée inférieure à 1 h puisqu'elles permettent une réduction supérieure à 50% des débits. Pour les averses plus longues, la réduction des débits de pointe reste supérieure à 40%.

La durée de vidange devrait aussi prendre en compte la position de l'ouvrage au sein du réseau. En effet, en tête de réseau, le stockage long permet de créer un déphasage entre l'onde de crue et les débits amortis. A l'opposé, l'intérêt de bassins de compensation, en partie basse des réseaux, est plus discutable. La redistribution progressive des volumes stockés intervient, dans ce cas, en même temps que les réseaux sont en charge. De fait, ces ouvrages sont susceptibles d'aggraver les conditions d'écoulement, en augmentant la durée de dysfonctionnement des réseaux.

3.1.2. Prescriptions géographiques.

Les prescriptions imposées par la commune d'Antibes sont uniformes à l'échelle des vallons. Cependant, lors d'une crue importante, le réseau reste en charge pendant plusieurs heures. Cette durée peut être allongée si les ouvrages de stockage se vidangent au cours de cette période. Ainsi, une condition optimale de fonctionnement serait d'assurer un déphasage entre la propagation de l'onde de crue au sein des réseaux et la vidange des bassins préventifs.

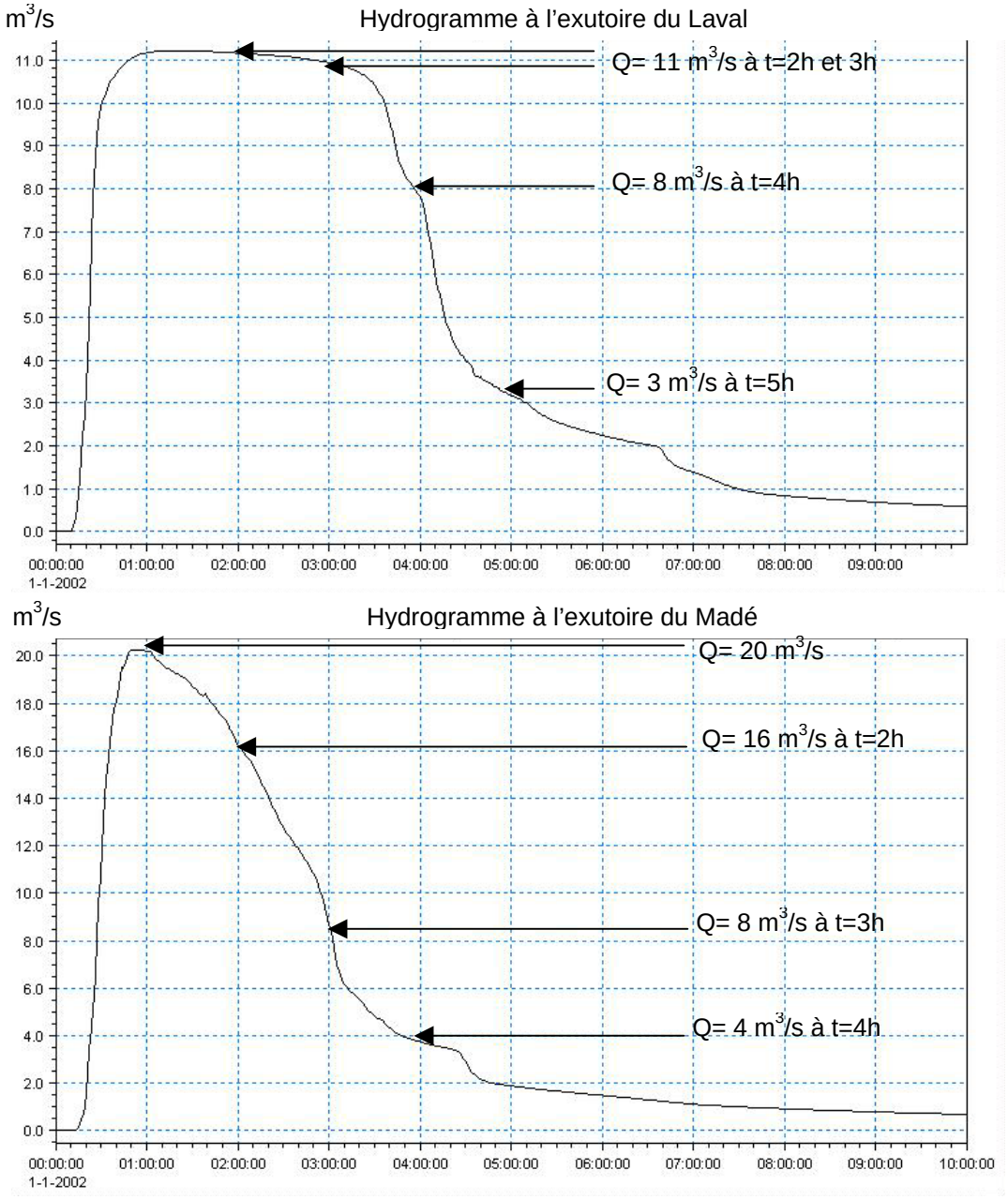


Figure 237 : Hydrogrammes à l'exutoire des réseaux du Laval et du Madé pour une crue centennale (aucun aménagement, situation hydrologique présente).

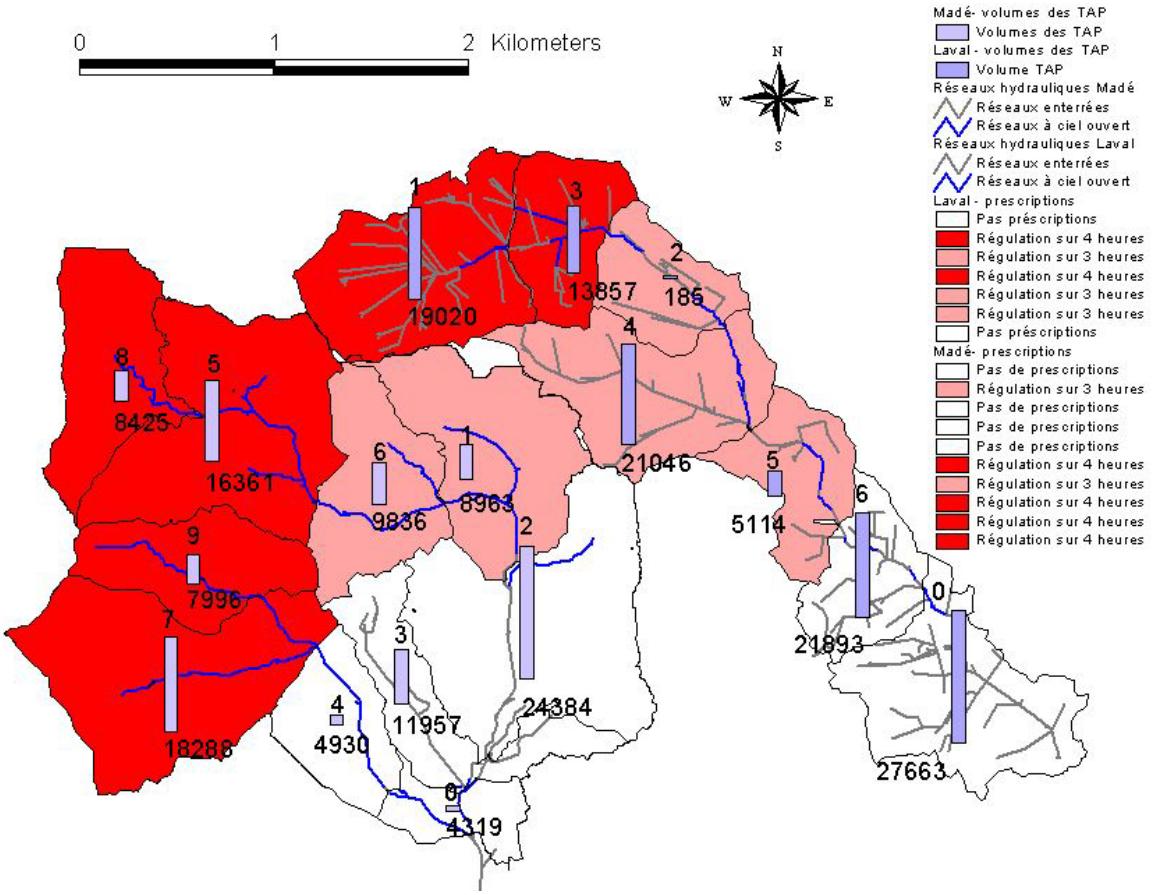


Figure 238 : Proposition de zonage des techniques alternatives préventives et des durées de stockage.

La figure 238 présente un zonage qui pourrait être appliqué aux durées de stockage des mesures préventives selon la position des bassins sur le vallon. La durée de restitution des ouvrages préventifs pourrait être pensée en fonction des conditions de mise en charge des réseaux. Sur le Laval, les durées de stockage devraient être supérieures à 2 h et à 2 h 30 mn sur le Madé. Il est proposé une marge en appliquant une durée de stockage de 4 heures pour les ouvrages en tête des vallons et de 3 heures pour ceux situés en milieu de vallons. A l'opposé, pour les sous-bassins des parties basses des vallons, il apparaît opportun de ne pas construire d'ouvrage et de laisser s'évacuer rapidement les eaux proches de l'exutoire. Si ces ouvrages devaient être impérativement réalisés, il conviendrait d'imposer une durée de stockage supérieure à 5 heures. Or, si la taille des ajutages est trop diminuée, les risques de défaillance deviennent trop importants (obturation par des solides, branches, pierres, etc…). Des durées optimales de stockage pourraient être approchées en définissant, par exemple, les courbes isochrones des temps de transfert sur les vallons.

Les prescriptions, actuellement en vigueur à l'échelle de la parcelle, ont un faible impact sur le fonctionnement des réseaux. Certaines modifications techniques pourraient intervenir et améliorer le rendement de ces ouvrages :

- *Amélioration des volumes de stockage utilisés (de 10% à 15%) par un allongement de la durée de stockage ;*
- *Amélioration de l'amortissement des débits de pointe par un allongement de la durée de stockage ;*
- *Amélioration des écoulements dans les réseaux par un allongement gradué de la durée de stockage en fonction de la distance à l'exutoire des vallons.*

3.2. Aspects économiques des techniques alternatives préventives.

Le tissu urbain de la commune d'Antibes, les outils de réglementation, les prescriptions techniques et le découpage cadastral ont permis d'évaluer quantitativement les volumes de stockage préventif maximaux pouvant être créés. Ces volumes correspondent à 905 ouvrages sur le Laval et 1 000 sur le Madé en considérant que la capacité moyenne de ces ouvrages est de 116 m^3. Le coût global que représente la stratégie préventive doit être approché en tenant compte des types de techniques déployées.
Ces ouvrages font appel à trois postes de dépense distincts entièrement supportés par les investisseurs privés :

- Construction ;
- Raccordement ;
- Entretien.

Les postes de construction et de raccordement interviennent au moment de la construction de l'ouvrage. A l'opposé, les coûts d'entretien dépendent de leur fréquence et sont donc différents selon les types de techniques mises en œuvre. Le rythme d'intégration des techniques alternatives est inconnu. L'estimation des coûts se base donc sur les prix actuels du marché et ne préjuge pas du rythme de l'inflation ainsi que de l'évolution future des prix.

3.2.1. Coûts de construction.

Les coûts de construction sont approchés sur la base des 4 techniques alternatives les plus fréquemment réalisées sur la commune d'Antibes. Evidemment, les bassins de rétention enterrés représentent l'écrasante majorité des ouvrages (94%), les bassins à ciel ouvert 2%, les toitures de stockage 1% et les ouvrages d'infiltration autour de 3%.

Tableau 97 : Estimation du nombre de techniques alternatives potentiellement réalisables sur les vallons du Laval et du Madé.

Taille moyenne = 116 m^3	**Laval**	**Madé**	**Total**
Volumes estimés (m^3)	105 000	116 000	221 000
Nombre d'ouvrages	905	1 000	1 905

Tableau 98 : Estimation du nombre d'ouvrage et des coûts (T.T.C.) de réalisation en fonction des types de techniques alternatives préventives mises en œuvre sur la commune d'Antibes.

Techniques alternatives préventives		**Volumes de stockage (m^3)**	**Coûts (€/m^3)**	**Coûts Totaux (€)**	**Nombre d'ouvrages équivalant aux volumes totaux**
Type	**Part**				
Bassins de rétention enterrés	94%	207 800	373	77 509 400	1 791
Bassins de rétention à ciel ouvert	2%	4 400	110	486 000	38
Stockage en toiture	1%	2 200	30	66 000	19
Ouvrages d'infiltration	3%	6 600	210	1 393 000	57
Total	**100%**	**221 000**	**360**	**79 454 400**	**1 905**

Dans cette estimation économique, il est supposé que la vidange des ouvrages préventifs s'opère gravitairement. De fait, il est admis que la profondeur moyenne des ouvrages est de 2 m. Cette contrainte est aussi prise en compte afin d'approcher les coûts de construction des structures de stockage.
La somme globale des investissements représente, dans ces conditions, près de 80 millions d'euros. Ces coûts seront intégrés sur plusieurs dizaines d'années et certainement à un rythme irrégulier. Selon ces hypothèses, 38 millions d'euros seraient dépensés sur le Laval et 42 millions d'euros sur le Madé.

3.2.2. Coûts de raccordement.

D'après les études entreprises sur les données d'Antibes, 50% des ouvrages de rétention sont raccordés directement aux réseaux. Ces aménagements ne sont effectués que si la distance aux réseaux est inférieure à 25 m. Une valeur médiane de 12,5 m de longueur, avec une canalisation de 300 mm de diamètre, enterrée à 2 m de profondeur est retenue.

Tableau 99 : Estimation des coûts (T.T.C.) de raccordement aux réseaux d'eaux pluviales.

Nombre total d'ouvrages	1905
Ouvrages raccordés	50 %
Nombre d'ouvrages raccordés	952
Distance moyenne de raccordement	12,5 m
Diamètre canalisation	300 mm
Type de canalisation	béton
Profondeur canalisation	1 m
Linéaire de canalisation à poser	11 915 m
Coût de pose	104 €/m
Coût de pose total	1 239 500 €

Les coûts des raccordements aux réseaux ne sont pas négligeables puisqu'ils atteignent plus de 1,2 millions d'euros, mais cette somme ne représente que 1,5% des coûts de construction. Cependant, le principal problème que soulèvent les raccordements, est plus lié à leur nombre qu'à leur coût. En effet, selon ce scénario, les réseaux d'eaux pluviales des deux vallons devraient intégrer plus de 1 000 branchements.

3.2.3. Coûts d'entretien.

Le budget de fonctionnement des techniques alternatives varie sensiblement en fonction des types de techniques. Ainsi, pour les bassins de rétention enterrés et à ciel ouvert, une fréquence annuelle de curage sera retenue. En effet, ces ouvrages sont exposés à des transports solides et à des dépôts qui peuvent réduire la capacité de stockage. Les risques de dysfonctionnement augmentent alors rapidement par obturation des organes de régulation et par la mise en charge permanente de l'ouvrage. En milieu urbain, la majeure partie des problèmes intervient au niveau des organes de régulation (ajutage pour les écoulements gravitaires, pompes dans le cas contraire).

Tableau 100 : Estimation des coûts (T.T.C.) d'entretien des techniques alternatives préventives.

Type de technique alternative préventive	Nombre d'ouvrages	Fréquence annuelle	Ouvrages par année	Forfait (€)	Coût annuel (€)
Bassins de rétention enterrés	1 791	1	1 792	305	546 500
Bassins de rétention à ciel ouvert	38	1	38	305	11 628
Stockage en toiture	19	0,5	10	305	953
Ouvrages d'infiltration	57	0,33	19	305	5 756
Total	1 905	**-**	1 858	**-**	564 800

Les structures de stockage en toiture sont moins exposées à ces risques. Leur fréquence d'entretien est donc biennale. La fréquence d'entretien des ouvrages d'infiltration dépend très fortement des matières transportées par les effluents. Une visite tous les trois ans doit être effectuée généralement.

Tableau 101 : Estimation des provisions à engager pour assurer le financement des coûts d'entretien des mesures préventives (inflation à 2% et loyer de l'argent à 3% en variation annuelle).

Provision	Coûts (€)
10 ans	5 648 000
20 ans	11 295 998
30 ans	16 943 996
40 ans	22 591 992
50 ans	28 239 987

Le budget annuel moyen des coûts d'entretien peut être estimé à plus de 564 000 €. Cette valeur ne représente que 0,6% des coûts de construction, mais elle intervient chaque année. Ainsi, en tenant compte du contexte économique actuel, les provisions devant être engagées afin de financer ce poste, peuvent être approchées. Les estimations fournies, dans des conditions économiques analogues à celles d'aujourd'hui, montrent que les provisions à effectuer sont conséquentes (de l'ordre de 10 millions d'euros sur 20 ans et 30 millions d'euros sur 50 ans).

L'investissement maximal qui pourra être consacré aux techniques préventives est environ 80 millions d'euros (année 2001). Cette estimation souffre de nombreuses incertitudes : tout d'abord, les coûts attribués aux postes de dépense et leur évolution dans le temps, mais aussi l'estimation des volumes réalisés. Cependant, le chiffre obtenu est révélateur de la participation du secteur privé dans l'application des mesures préventives.

Tableau 102 : Bilan des estimations de dépenses (T.T.C.) des techniques alternatives préventives.

Postes de dépense	Coûts (€)
Construction	79 454 400
Raccordement	1 239 012
Entretien (année 0)	566 650
Total	81 260 062

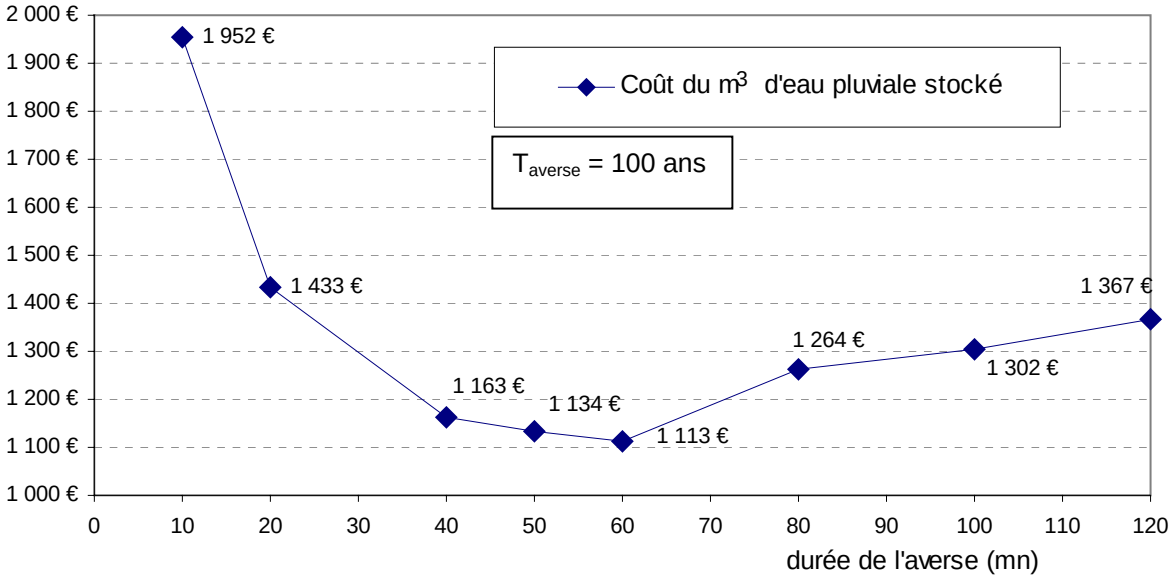
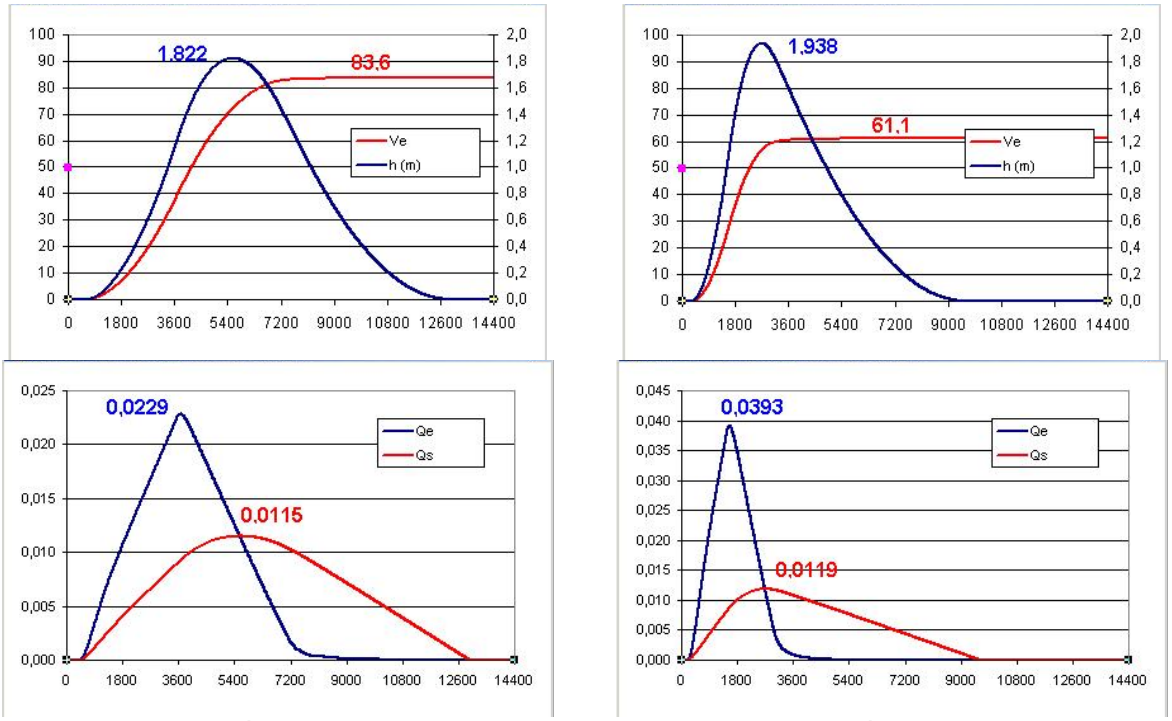


Figure 239 : Evolution du coût du m^3 d'eau pluviale stocké dans un bassin de rétention enterré (S=50 m², h=2 m, durée de vidange de 2h) en fonction de la durée de l'averse.

L'estimation du coût de revient du m^3 d'eau pluviale stocké peut être déterminée afin d'estimer le rendement des investissements préventifs. Cette estimation est précisée en fonction des contraintes imposées à la réalisation de l'ouvrage (volume de stockage et durée de vidange). Le prix du m^3 d'eau pluviale stocké évolue en fonction de la durée de l'averse (fig. 239). Le coût minimum est d'environ 1 100 €/m^3 pour une averse centennale de 60 minutes.
Ces coûts dépassent largement toutes les valeurs estimées jusqu'à présent pour la construction des ouvrages (préventifs et curatifs). Néanmoins, le prix de revient du m^3 d'eau pluviale stocké peut être diminué en adaptant la dimension des ouvrages (fig. 240).



T=100 ans durée de pluie = 120 mn
Amortissement des débits de pointe = 50%

T=100 ans durée de pluie = 50 mn
Amortissement des débits de pointe = 70%

Figure 240 : Optimisation du volume utile de stockage (durée de vidange en pleine charge de 2 heures, diamètre ajutage = 0,07 m, surface = 20 m²).

Le coût du volume de stockage utilisé peut être rapproché du coût de construction en réduisant significativement la dimension de l'ouvrage. Ce résultat peut être obtenu en fixant le volume de stockage à 40 litres/m² pour les surfaces imperméables et l'ajutage à 0,07 m de diamètre. Ces modifications permettent aussi d'accroître significativement la limitation des débits de fuite (50% pour une averse centennale de 120 mn et 70% pour une durée de 50 mn). Ces nouvelles prescriptions pourraient facilement être mises en oeuvre et réduiraient sensiblement les coûts de construction. Ces modifications ramèneraient la superficie imperméable minimale à 400 m² pour la création d'ouvrages préventifs.

L'augmentation des rendements des techniques alternatives est délicate. De plus la mise en œuvre de ces ouvrages suppose que la collecte des eaux de pluie soit effective, ce qui n'est pas toujours applicable en fonction de la topographie des terrains. Les améliorations de rendement portent essentiellement sur une réduction des volumes de stockage. Si ces mesures d'optimisation sont prises, elles n'apporteront pas de gains significatifs au niveau du fonctionnement global des réseaux.

3.3. Aspects économiques des techniques alternatives curatives.

Les mesures curatives permettent de contrôler les risques d'inondation pour des crues allant jusqu'à la centennale Le volume de stockage, nécessité par la stratégie des grands ouvrages, est inférieur à celui des mesures préventives qui elles permettent une limitation des débordements de l'ordre de 20% à 40%. Même si la fonction de ces mesures est préventive, l'étude des coûts montre que le m^3 d'eau pluviale stocké est très élevé. SIEKER démontrait dès 1994 que le mode de stockage décentralisé est plus onéreux que d'autres [SIEKER 1994].

Les mesures curatives impliquent des investissements lourds qui sont actuellement supportés essentiellement par les collectivités territoriales. De plus, l'emplacement de ces ouvrages est défini par les contraintes des réseaux. Il est bien souvent nécessaire, en l'absence de réserve foncière, de négocier l'acquisition des sites.

L'estimation de la faisabilité des mesures curatives ainsi que de leur coût de réalisation doit ouvrir une réflexion sur les moyens de financement de ces ouvrages. L'exemple allemand du recouvrement des dépenses en assainissement pluvial peut ici être cité en référence.

3.3.1. Contraintes techniques imposées aux bassins curatifs.

Les modélisations des risques de crue sur les vallons du Laval et du Madé ont montré l'efficacité des ouvrages curatifs sur le principe. Les volumes de stockage nécessaires au contrôle des débordements sont de l'ordre de 75 000 m^3 sur le Laval et de 125 000 m^3 sur le Madé pour une crue centennale. Selon les conditions réglementaires, imposées par les lois sur l'eau de 1992 et BARNIER de 1995, la commune devrait prévenir ce risque. Les options offertes aux communes intègrent aussi le redimensionnement de certains tronçons, mais la création d'ouvrages de stockage de grande capacité apparaît incontournable.

Tableau 103 : Contraintes urbaines pour la réalisation des bassins curatifs.

Bassins curatifs du Laval : contraintes urbaines des sites.	
1, 2, 3, 4 et 5	Les espaces disponibles sont faibles et demandent certainement des procédures d'expropriation.
6	Le tissu urbain dense n'offre pas d'espace disponible sans démolition d'habitation.
Bassins curatifs du Madé : contraintes urbaines des sites.	
1	L'habitat est dispersé, mais la taille de l'ouvrage rend difficile sa mise en œuvre sans expropriation (superficie de l'ordre de 1 hectare).
2	Le rond point situé à 70 m du réseau offre une solution en terme d'espace pour la réalisation d'un ouvrage enterré.
3	Au niveau du Parc de Launay, il apparaît possible de créer une zone d'expansion et de contrôle des débordements. Un bassin pluri-fonctionnel associé à un parc semble être une solution envisageable.
4	Un bassin pluri-fonctionnel associé à une structure sportive est envisageable. Ce 1^{er} bassin pourrait être couplé à un second de 9 00 m^3, réalisable sur le terrain de football adjacent. Cette option pourrait être envisagée si le réseau est recalibré en amont. Ces ouvrages se positionneraient par contre sur la commune de Vallauris.
5	Nombreux espaces boisés proches du site.
6	Proximité de nombreuses parcelles boisées.
7	L'absence de gros collecteur rend impossible, en l'état, la réalisation d'un ouvrage de grande capacité. L'ouvrage à réaliser pourrait être créé sur la commune de Vallauris.
8	Absence de collecteur principal, la réalisation d'un bassin suppose l'organisation de la collecte des eaux. De nombreux parkings sont situés à proximité du site et pourraient accueillir l'ouvrage.
9	L'absence de gros collecteur rend impossible, en l'état, la réalisation d'un ouvrage de grande capacité. La zone est essentiellement agricole et l'habitat diffus. L'ouvrage à réaliser pourrait être créé sur la commune de Vallauris.

Les coûts, induits par le développement d'une stratégie préventive sur les vallons du Laval et du Madé, peuvent donc être comparés à ceux nécessaires à la réalisation de bassins

curatifs. Pour cela, il convient de préciser les caractéristiques de ces bassins ainsi que les contraintes urbaines et notamment foncières existantes.

Les contraintes urbaines sont très fortes sur le Laval. La densité de l'habitat ôte toute possibilité de réalisation de bassins à ciel ouvert. Les bassins de rétention, pouvant être mis en œuvre, sont donc des ouvrages enterrés. Le manque d'espace et les pentes relativement faibles, impliquent la construction d'ouvrages profonds. Au niveau du carrefour des Sarrazines, le manque d'espace conditionne un développement vertical du bassin (10 m de hauteur au minimum). La réalisation du bassin au niveau du carrefour de Saint-Jean (au-dessus de la voie SNCF) est compromise sans démolition partielle du bâti existant. Cet ouvrage aura aussi un développement vertical s'il est réalisé (12 m au minimum). L'évacuation gravitaire des eaux pluviales stockées ne représente que 13% du volume total sur ce vallon. Les contraintes foncière, topographique et d'accessibilité sont, au niveau du Laval, autant d'éléments qui augmentent les coûts de réalisation.

Tableau 104 : Propositions techniques pour les bassins du Laval.

Bassin n°	T=100 ans	V (m^3)	S (m^2)	H (m)	Vidange	Type de bassin
1	8 428	10 000	2 500	4	Pompe	Bassin enterré béton
2	46 897	50 000	5 000	10	Pompe	Bassin enterré béton
3	8 777	10 000	3 300	3	Gravitaire	Bassin enterré béton
4	985	1 000	1 000	1	Gravitaire	Bassin enterré béton
5	566	1 000	250	4	Pompe	Bassin enterré béton
6	11 323	12 000	1 000	12	Pompe	Bassin enterré béton
Total	**76 976**	**84 000**	**13 050**			

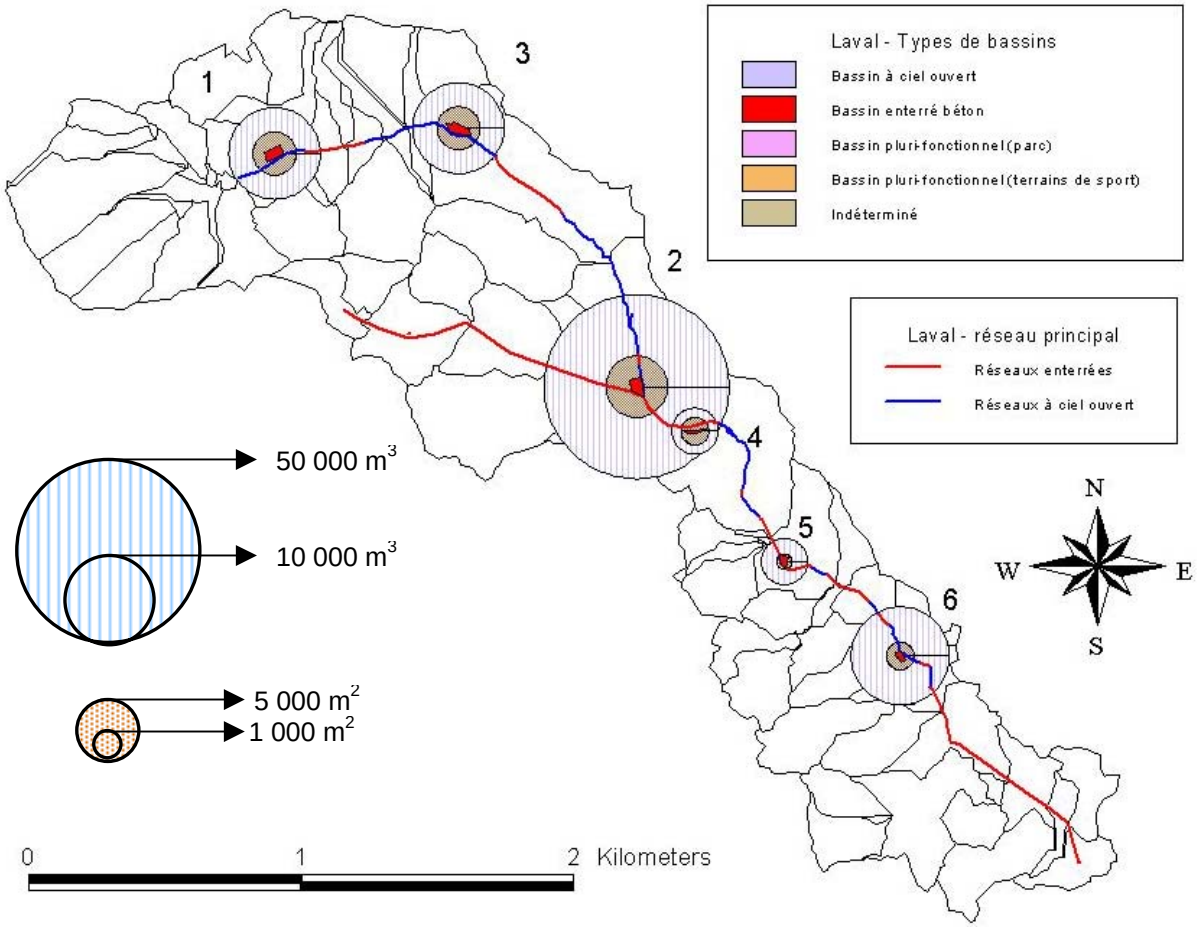


Figure 241 : Proposition de bassins de rétention sur le Laval (type et dimensions).

Les contraintes foncières apparaissent moins fortes sur le vallon du Madé. Les options techniques associables aux bassins de rétention curatifs sont donc plus larges. Les contraintes topographiques limitent cependant la possibilité de réaliser des ouvrages gravitaires (soit environ15% du volume stocké).

Tableau 105 : Propositions techniques pour les bassins du Madé.

Bassin	T=100 ans	V (m^3)	S (m^2)	H (m)	Vidange	Type de bassin
1	48 093	50 000	10 000	5	Pompe	Bassin enterré béton
2	24 481	25 000	5 000	5	Pompe	Bassin enterré béton
3	8 229	10 000	10 000	1	Gravitaire	Bassin pluri-fonctionnel (parc)
4	1 004	1 200	1 200	1	Gravitaire	Bassin pluri-fonctionnel (terrain de sport)
5	238	500	250	2	Gravitaire	Bassin à ciel ouvert
6	4 534	5 000	2 000	3	Gravitaire	Bassin à ciel ouvert
7	33 336	35 000	4 000	8	Pompe	Bassin enterré béton
8	2 332	2 500	1 250	2	Pompe	Bassin enterré béton
9	2 677	3 000	1 500	2	Gravitaire	Indéterminé
Total	**124 924**	**132 200**	**35 200**			

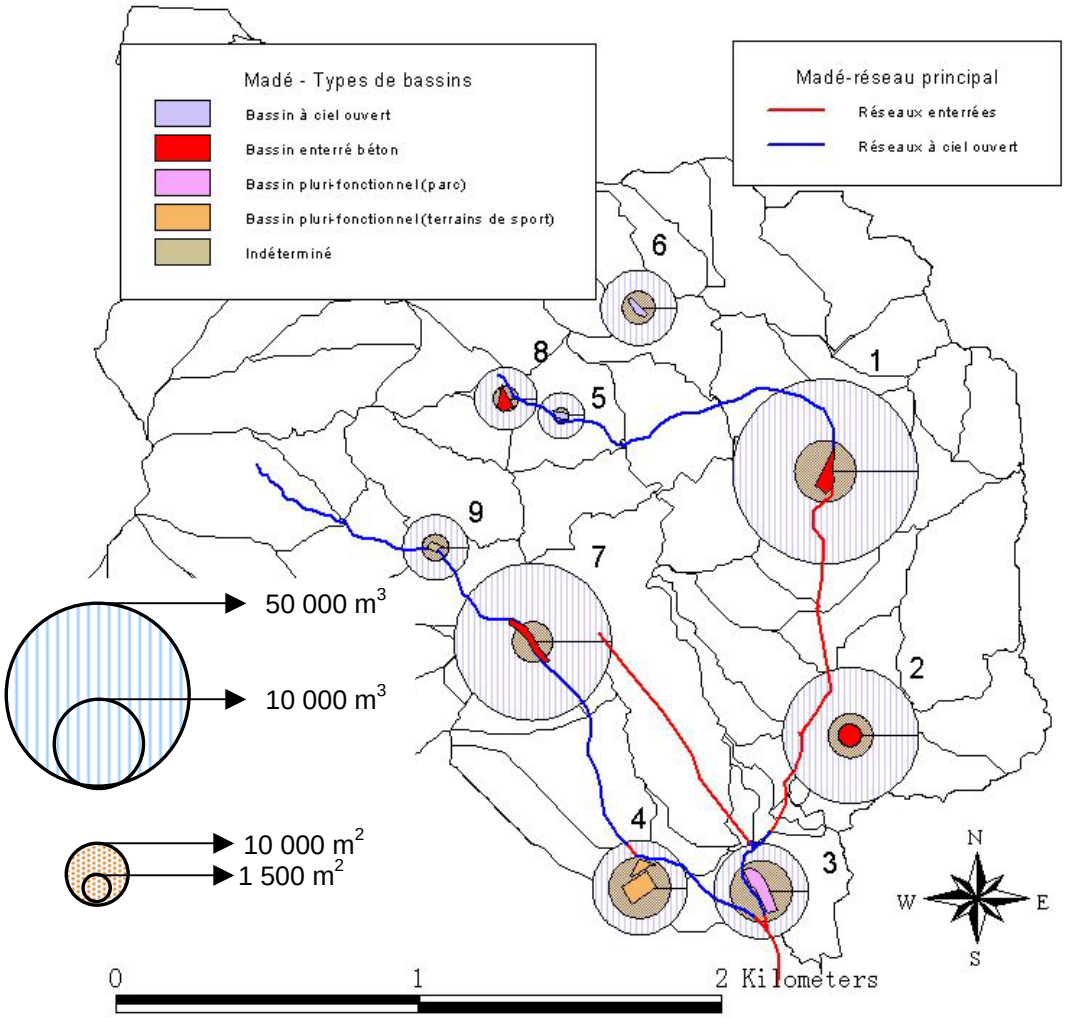


Figure 242 : Proposition de bassins de rétention curatifs sur le Madé (type et dimensions).

L'habitat individuel diffus et les espaces agricoles offrent plus de possibilités pour trouver des compromis acceptables aux yeux des riverains. Cette remarque est surtout valable pour les sites placés en tête de réseaux. D'autre part, certaines adaptations aux sites peuvent être envisagées. En effet, des bassins pluri-fonctionnels peuvent être mis en œuvre au niveau des bassins 2, 3 et 4 (Tab. 106).

Tableau 106 : Emplacement de possibles bassins pluri-fonctionnels.

Bassin	Lieu	Utilisation
2	Carrefour des chemins de Saint-Maymes et des Eucalyptus	Rond point de la voie rapide
3	Square De Launay	Parc de loisir
4	Chemin de Vallauris	Structure sportive

- *Le tissu urbain dense de la ville d'Antibes restreint la possibilité d'ouvrages à ciel ouvert ou encore pluri-fonctionnels (14% des 215 000 m^3 de stockage à créer pour une crue centennale) ;*
- *Les conditions topographiques imposent aussi des conditions de vidange par pompage pour la totalité des bassins de rétention enterrés (près de 185 000 m^3 de stockage) ;*
- *L'emprise foncière des ouvrages curatifs est approximativement de 5 hectares. Cette surface est importante. De plus, les emplacements fixés par les contraintes hydrauliques ne correspondent pas forcément aux réserves foncières dont dispose la commune.*

3.3.2. Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs.

Les études des coûts de construction des grands bassins ont montré que des économies d'échelle réduisaient sensiblement le coût de stockage par m^3. Cependant, en milieu urbain, et plus particulièrement sur le littoral azuréen, d'autres contraintes interviennent : accessibilité, ingénierie, technicité et raccordement aux réseaux. Ces contraintes augmentent les coûts de réalisation en fonction des sites et des types d'ouvrage.
Ces dépenses doivent faire l'objet d'études spécifiques de la part du maître d'œuvre : Avant Projet Sommaire (A.P.S.), Avant Projet Détaillé (A.P.D.) et Dossier de Consultation aux Entreprises (D.C.E.). En l'absence d'information spécifique, ces frais supplémentaires correspondent à un pourcentage du coût de construction.

Tableau 107 : Postes de dépense des bassins curatifs.

	Dépenses supplémentaires par rapport au coût de construction			
Dépenses	**Accessibilité (P2)**	**Ingénierie (P3)**	**Technicité (P4)**	**Raccordements aux réseaux (P5)**
faibles	10%	0%	0%	0%
moyennes	5%	5%	5%	5%
Importantes	0%	10%	10%	10%

Tableau 108 : Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs sur le Laval (Prix T.T.C. en K€, 1 K€ = 1 000 €).

Bassin n°	V (m^3)	Coûts (€/m^3)	P1	P2	P3	P4	P5	$C.T._{C.}$	P6	$C.G._{C.}$
1	9 000	183	1 645	82	165	82	82	2 057	375	2 432
2	50 000	158	7 923	396	792	792	396	10 300	750	11 050
3	9 000	224	2 015	101	101	101	101	2 418	495	2 913
4	1 000	323	323	16	16	16	16	387	150	537
5	1 000	203	203	20	20	10	10	264	38	301
6	12 000	158	1 902	190	190	190	95	2 567	150	2 717
Total	**82 000**		14 011	806	1 284	1 192	701	17 993	1 958	19 950
Part des budgets			**70%**	**4%**	**6%**	**6%**	**4%**	**90%**	**10%**	**100%**

P6 : estimation 150 €/m^2
$C.G._{C.}$: Coût Global de Construction.
$C.T._{C.}$: Coût Total de Construction.

Les postes P2, P3, P4 et P5 interviennent comme des coefficients multiplicatifs sur le prix de revient initial (P1). La somme de ces dépenses définit le Coût Total de Construction ($C.T._{C.}$). A ce coût, vient s'ajouter le poste de dépense du foncier pour obtenir le Coût Global de

Construction ($C.G._{C.}$). Le prix d'acquisition du terrain peut être approché pour chaque ouvrage. Ce coût a été fixé à 150 €/m² sur les deux vallons du Laval et du Madé.

Tableau 109 : Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs sur le Madé (Prix T.T.C. en K€, 1 K€ = 1 000 €).

Bassin n°	V (m^3)	Coûts (€/m^3)	P1	P2	P3	P4	P5	CT_C	P6	CG_C
1	50 000	158	7 923	0	792	792	396	9 904	1 500	11 404
2	25 000	158	3 962	198	396	396	396	5 348	750	6 098
3	10 000	95	954	48	0	0	0	1 001	0	1 001
4	1 200	95	114	6	0	0	0	120	0	120
5	500	112	56	0	0	0	3	59	38	96
6	5 000	83	413	0	0	0	41	455	300	755
7	35 000	158	5 546	277	555	555	555	7 487	600	8 087
8	2 500	313	782	0	78	78	78	1 017	188	1 204
9	3 000	97	292	0	15	15	29	350	225	575
Total	**132 200**		20 042	529	1 836	1 836	1 498	25 741	3 600	29 341
		Part des budgets	**68%**	**2%**	**6%**	**6%**	**5%**	**88%**	**12%**	**100%**

P6 : estimation 120 €/m^2

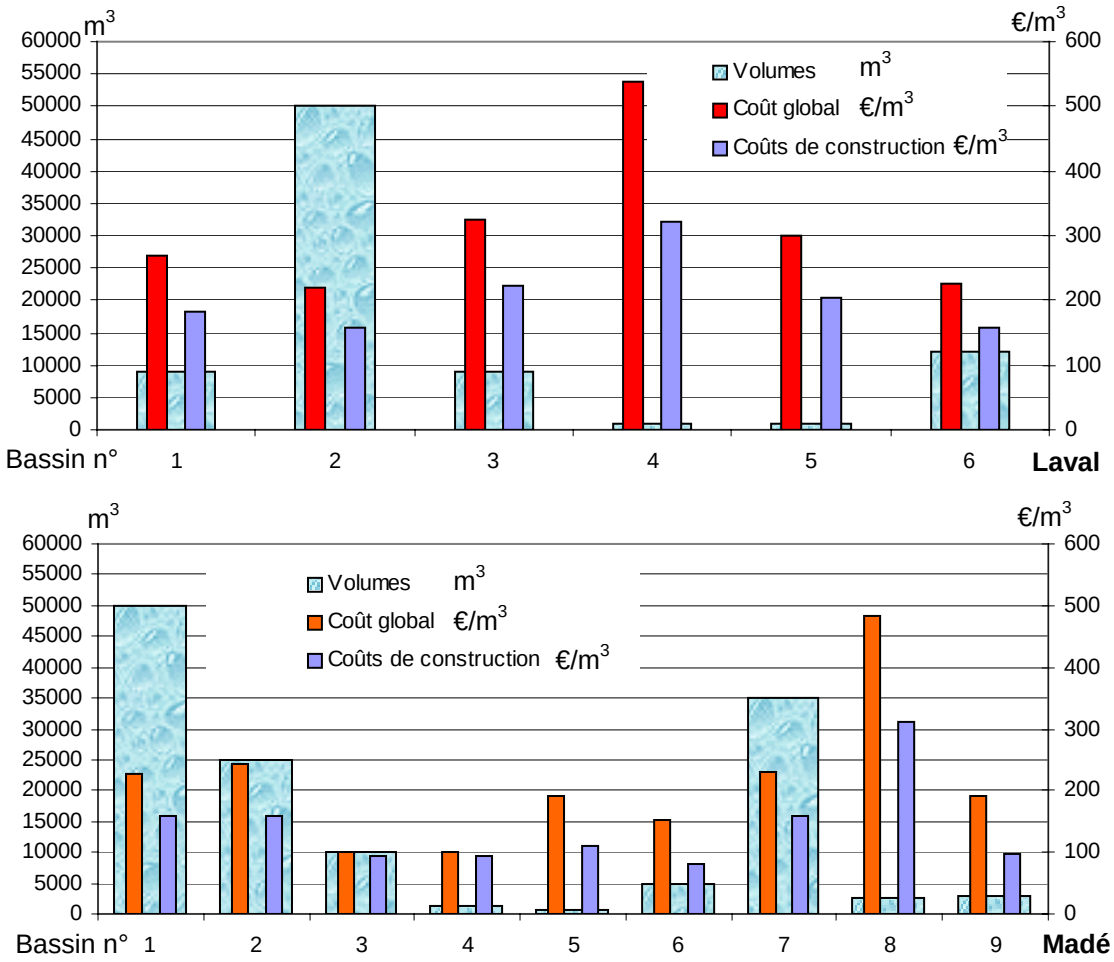


Figure 243 : Coût de stockage par m^3 et par bassin curatif (estimations hautes).

Au total, les estimations sur le financement de ces mesures curatives représentent une somme comprise entre 35 et 50 millions d'euros (soit entre 230 de 330 millions de francs). Le coût moyen de stockage est de l'ordre de 160 €/m^3 en ne tenant compte que des phases de construction et de 230 €/m^3 en intégrant les conditions spécifiques à chaque ouvrage. Mais, les variations sont fortes en fonction des types de bassin et des sites. En tenant

compte des coûts les plus élevés, le prix de revient du m^3 de stockage est de 240 €/m^3 sur le Laval. Le coût de stockage le plus faible est de 221 €/m^3 pour le bassin situé en amont du carrefour Sarrazine, ouvrage pour lequel le développement vertical limite les acquisitions foncières. Cette remarque est cependant à pondérer car les coûts d'exploitation seront certainement très supérieurs à ceux d'un bassin gravitaire. Le bassin n°4 d'une capacité de 1 000 m^3 ne bénéficie pas d'économies d'échelle et ses coûts de réalisation sont les plus élevés (537 €/m^3).
Les coûts de réalisation sont globalement plus faibles sur le Madé (220 €/m^3). Les bassins pluri-fonctionnels sont ceux dont les coûts sont les moins élevés (environ 100 €/m^3). La gratuité des terrains pour les bassins n°3 et n°4 explique ces prix bas. Le bassin n°8 a le coût de stockage par m^3 le plus élevé (482 €/m^3), mais la réalisation d'un tel ouvrage dans les conditions actuelles n'est pas envisageable.

Tableau 110 : Estimation des coûts de construction globaux (T.T.C.) de stockage des bassins curatifs.

Vallon	Coûts de construction globaux		
	Minimum	Moyen	Maximum
Laval	221 €/m^3	240 €/m^3	537 €/m^3
Madé	100 €/m^3	220 €/m^3	482 €/m^3

Les estimations des coûts de mise en oeuvre des ouvrages curatifs (41,5 millions d'euros sur la commune d'Antibes et 8,5 millions d'euros sur celle de Vallauris) dépassent largement les dotations pouvant être allouées par la commune d'Antibes. De plus, ces investissements ne concernent que deux des vallons urbains de la collectivité. D'autres paramètres rendent la réalisation de ces bassins délicate :

- *Mesures d'expropriation incontournables pour de nombreux bassins curatifs ;*
- *Ecoulement gravitaire ne représentant que 13% du volume de stockage sur le Laval et 15% sur le Madé ;*
- *Coûts d'exploitation élevés ;*
- *Niveaux de protection assurés en fonction de la pluie de projet critique (T = 100 ans, durée de 50 mn). Pour des événements de même fréquence, mais d'une durée plus importante, les ouvrages seraient sous-dimensionnés.*

Cependant, en terme d'efficacité, ces ouvrages permettraient de contrôler les crues jusqu'à la centennale sur l'ensemble des tronçons des collecteurs principaux. Au niveau de la gestion du risque, le rendement de ces ouvrages serait nettement supérieur à celui des techniques de stockage réalisées à l'échelle de la parcelle.

D'autres approches pourraient être considérées en admettant que le niveau de protection puisse être adapté à la vulnérabilité des sites. Ainsi, il apparaît logique que les décideurs admettent un risque d'inondation plus important pour des zones faiblement développées.

Un risque secondaire découle aussi de la protection relative que procurent les grands bassins. En effet, une inondation de période de retour plus élevée que la crue de référence entraînerait d'énormes dégâts si elle se produisait. La rupture des digues contenant le Vidourle, en amont du village de Sommières, dans le département du Gard, en 2002, est un exemple marquant. La protection de ces mesures est relative à une fréquence donnée, mais entraîne une plus forte urbanisation qui accroît implicitement la vulnérabilité des sites.

3.3.3. Mécanismes de financement des ouvrages curatifs.

Actuellement, les ouvrages curatifs liés à la protection des administrés et des infrastructures sont essentiellement financés par les collectivités locales. Une partie des investissements peut être subventionnés par l'état (plafond fixé à 20% dans le cadre du plan décennal), par les conseils généraux et régionaux à hauteur de 30%, par les fonds « Barnier » pour les mesures d'expropriations et par les agences de l'eau, si les ouvrages participent à la dépollution des eaux pluviales. La faible part des aides et l'absence de ligne spécifique, venant abonder les dépenses pour les ouvrages de gestion des eaux pluviales, pénalisent les budgets d'investissement des communes.
L'intégration lente, mais certaine, de mesures compensatoires au ruissellement représente une manne financière apparemment mal exploitée. Les rendements techniques en terme de protection sont faibles et les coûts des volumes de stockage utilisés particulièrement élevés. Ces conditions permettent d'engager une réflexion sur les prescriptions financières qu'il conviendrait de modifier ou encore de créer pour rationaliser la gestion des participations du secteur privé.

L'optimum technique est en grande partie défini par le positionnement de l'ouvrage au sein du réseau. La participation financière doit donc pouvoir être détachée du lieu où réside le contribuable. C'est le cas actuellement pour la plupart des investissements concernant les autres « services publics ». En effet, les réalisations des stations d'épuration, des décharges, des centres de retraitement des déchets, des plate-formes multi-modales de transport public, etc… ne se font pas uniquement sur les recettes prélevées dans leur quartier d'implantation. De plus, les techniques alternatives pénalisent les investisseurs privés et ce quelles que soient leurs ressources (centres commerciaux, industriels ou particulier lambda).

Le ruissellement des eaux pluviales se produit sur toutes les surfaces quel que soit leur type. Evidemment, l'importance de cette contribution varie selon le type de surface (toiture, route, jardin, espace agricole, zone forestière). Cette constatation plaide pour l'instauration d'une taxe basée sur l'importance des surfaces, mais pondérée en fonction du type d'occupation des sols. Ces règles fiscales sont employées par plusieurs pays : la Suisse et l'Allemagne sont les exemples les plus proches. En 1995, les résultats d'une enquête de l'A.T.V. (AbwasserTechnishe Verienigung, Techniques d'assainissement des eaux usées), menée auprès des 2 000 plus grandes communes de l'Allemagne réunifiée, ont montré que 15,9% (sur 1 147 réponses) des communes facturent des redevances distinctes pour le ruissellement pluvial [ROLF & al 1995].
L'assiette des redevances peut être fixée différemment selon la définition que l'on accorde aux surfaces imperméables. La mise en place d'une redevance à l'assainissement pluvial impose une définition juridique. Généralement, les services techniques emploient les termes de « surface bâtie » ou « surface aménagée ».

A titre d'exemple, la commune de Münster (280 000 habitants) imposait en 1995 une taxe de 0,35 €/m^2 uniquement sur les surfaces bâties. D'autres villes, comme Munich (1,4 millions d'habitants), pratiquent une redevance basée sur l'estimation des coefficients de ruissellement par quartier. L'assiette de la redevance est, dans ce cas, établie sur un prix de référence (€/m^2) et ajustée par le produit du coefficient de ruissellement. Cette approche permet de définir une « superficie de terrain réduite » [KREAMER & PIOTROWSKI 1994].

Tableau 111 : Assiette des redevances en assainissement pluvial de la ville de Munich (1994, 1,31 €/m^2 imperméable) [KREAMER & PIOTROWSKI 1994].

Redevance €/m^2	Cr	Type d'habitat
0,26 €/m^2	0,2	Zones de pavillons et d'habitations individuelles à faible densité
0,52 €/m^2	0,4	Zones d'habitations individuelles plus denses
0,78 €/m^2	0,6	Zones d'habitations à forte densité à la périphérie du centre ville
1,18 €/m^2	0,9	Zones historiques, centre ville et quartiers commerciaux

Les coefficients de ruissellement sont mal adaptés pour traduire exactement la contribution des différents types de sols au processus de ruissellement. Sur la base de ces observations, une adaptation du modèle de redevance, appliqué par la commune de Munich, peut être proposée.

L'affectation de faibles taxes sur les sols naturels assure leur promotion au détriment des surfaces imperméabilisées. Les deux tableaux suivants présentent un exemple d'application de ce type de taxe à l'échelle des vallons du Laval et du Madé. Le montant ici indiqué est de 4 millions d'euros. Ces ressources pourraient venir abonder des programmes structurants (bassins curatifs ou redimensionnement de collecteurs).

Tableau 112 : Recettes obtenues par application de taxes au ruissellement des eaux pluviales (vallon du Laval).

Type de couverture	Surface (m²)	%	Taxe (€/m²)	Recette Taxe (€)
Route (domaine public)	352 620	9%	0	0
Bâtiment	799 114	20%	1	799 114
Aire de stationnement	1 235 324	31%	0,8	988 259
Sol nu	12 032	0%	0,6	7 219
Sol végétalisé	768 430	19%	0,2	153 686
Sol forestier	882 480	22%	0	0
Total	**4 050 000**	**100%**		**1 948 278**

Tableau 113 : Recettes obtenues par application de taxes au ruissellement des eaux pluviales (vallon du Madé).

Type de couverture	Surface (m²)	%	Taxe (€/m²)	Recette Taxe (€)
Route (domaine public)	214 840	3%	0	0
Bâtiment	821 423	12%	1	821 423
Aire de stationnement	343 302	5%	0,8	274 642
Sol nu	414 403	6%	0,6	248 642
Sol végétalisé	2 999 833	43%	0,2	599 967
Sol forestier	2 206 199	32%	0	0
Total	**7 000 000**	**100%**		**1 944 673**

Ce type de procédure pénalise évidemment les propriétaires fonciers. Sans établir de zonage, il apparaît aussi possible d'adapter la taxe en fonction du mode d'habitat, individuel ou collectif, afin de limiter les inégalités. Les tableaux suivants présentent deux assiettes de taxe en fonction du mode d'habitat. Dans le cas de l'habitat collectif, la taxe peut être amoindrie pour le contribuable en fonction d'un quotient fixé par le nombre de logements, ou même, être calculée d'après la surface habitable.

Tableau 114 : Exemple de taxe au ruissellement adaptée au mode d'habitat.

Type de couverture	Habitation individuelle			Habitation collective		
	S = 2 000 m²	Taxe (€/m²)	Recette Taxe (€)	S = 2000 m²	Taxe (€/m²)	Recette Taxe (€)
Route (domaine public)	0	0,0	0	0	0,0	0
Bâtiment	110	0,5	55	110	1,0	110
Aire de stationnement	40	0,4	16	40	0,8	32
Sol nu	400	0,3	120	400	0,6	240
Sol végétalisé	400	0,2	80	400	0,2	80
Sol forestier	1 050	0,0	0	1 050	0,0	0
Total	**2 000**		**271**	**2 000**		**462**

Le tableau précédent donne une idée du montant de la taxe pouvant être prélevée annuellement pour une maison individuelle ou un immeuble. Il convient de préciser que cette taxe pourrait être divisible en fonction du nombre de foyers fiscaux. De fait, le montant de cette taxe ne serait plus que de 115 € avec 4 appartements, de 46 € avec 10 appartements, de 23 € avec 20 appartements et de 11,5 € avec 40 appartements. Ces nouvelles taxes auraient ainsi le mérite d'être indirectement proportionnelles aux conditions de vie des administrés.

L'exemple allemand ne peut, bien sûr, être appliqué actuellement en France sans apporter des modifications à nos règles financières et fiscales. Le financement de l'assainissement des eaux pluviales doit être considéré comme un budget annexe des collectivités territoriales, au même titre que l'assainissement des eaux usées et donc dissocié du budget global. En distinguant ces deux services publics, il est admis implicitement que la gestion du risque de pollution du milieu naturel est prioritaire face au risque d'inondation.

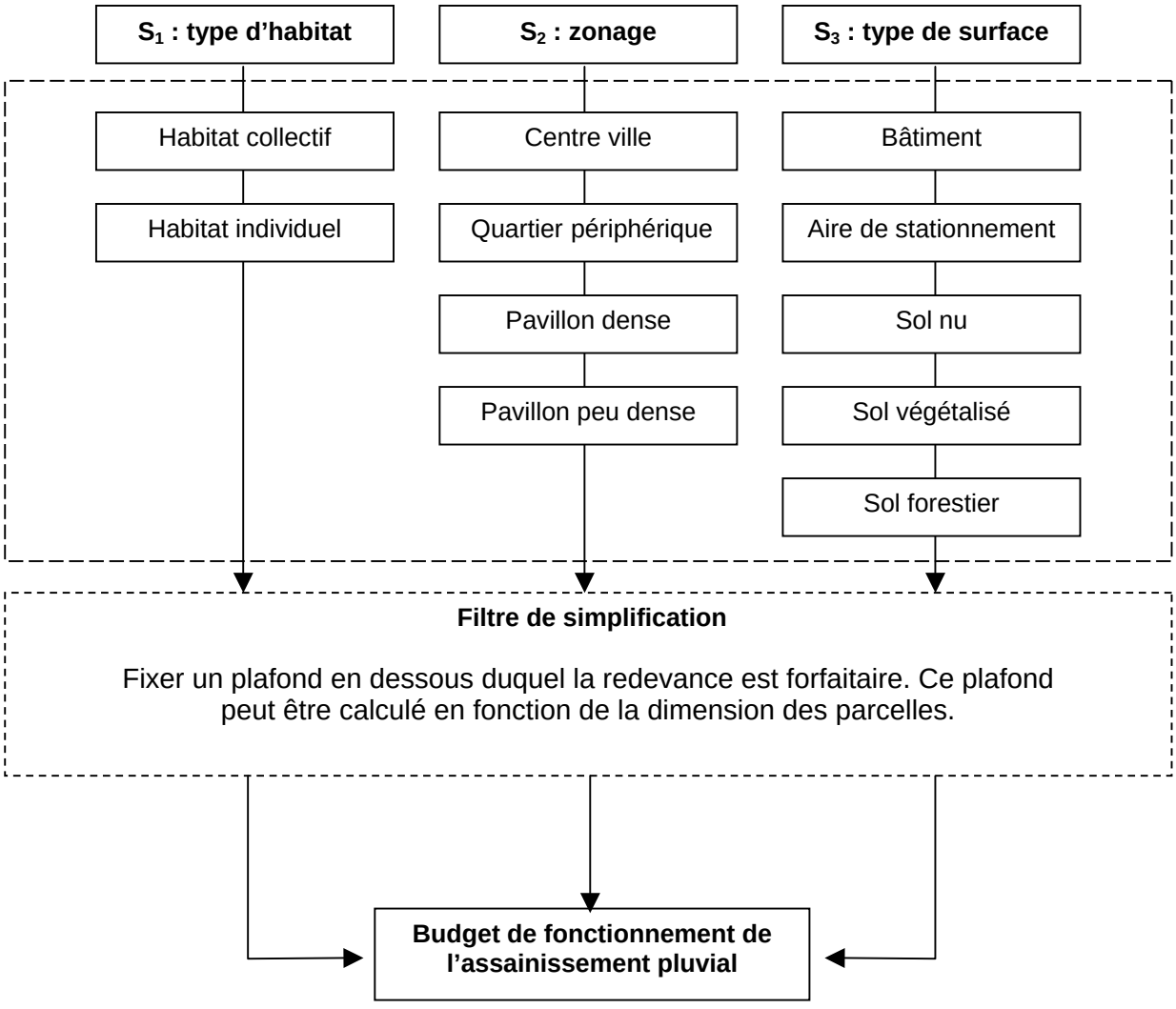


Figure 244 : Organisation d'une redevance en assainissement pluvial.

D'autres systèmes de taxes ont été mis en œuvre sur la base des données pluviométriques locales. Cependant, ces systèmes procurent des revenus très aléatoires puisque qu'ils sont fonction des quantités de pluie. Cette option n'est donc pas compatible avec la programmation d'aménagements.

Conclusion § 3

Les espaces de la voirie ont été volontairement écartés car ces surfaces appartiennent essentiellement aux communes. Cependant, ces surfaces pourraient être employées afin de déterminer la participation des collectivités à l'assainissement pluvial.
Evidemment, l'instauration d'une nouvelle taxe peut ne pas être bien perçue. Cependant, la gestion du risque se doit d'être mutualisée comme le sont les remboursements des dégâts des crues. De plus, il peut paraître logique de diminuer le coût des dégâts des inondations en augmentant proportionnellement celui des investissements pour la prévention de ce risque. Cette nouvelle taxe pourrait être intégrée aux taxes d'habitation que perçoivent déjà indirectement les collectivités territoriales pour assurer certains services publics. La gestion des eaux pluviales ne pourrait plus dès lors s'effectuer à travers des Services Publics Administratifs, mais avec des Services Publics Industriels et Commerciaux comme cela est parfois le cas pour la gestion des eaux usées.

Le faible niveau de protection des réseaux est lié à leur forte hétérogénéité. Les points de débordement sont nombreux et apparaissent à partir d'averses quinquennales. D'un point de vue hydraulique, le positionnement systématique de bassin de rétention, pour compenser les effets de l'urbanisation, est très contestable. En effet, selon la disposition des sous-bassins, l'objectif de l'aménageur doit être, en réalité, de déphaser les ondes de crue qui se diffusent dans le réseau.

Sur le Madé, la réglementation en terme de prévention du ruissellement des eaux pluviales est dictée par les prescriptions fournies par la D.D.E. suite à l'application du Plan de Prévention des Risques d'inondation. Le taux d'urbanisation élevé ainsi que le faible potentiel de mutation du bâti limitent ici le potentiel en terme de volume. Le parcellaire très morcelé pose le problème, là aussi, de la taille des bassins.

En l'état, les collectivités territoriales ne disposent pas de mécanismes financiers leur permettant de prélever une taxe ou une participation forfaitaire, au titre de la prévention des risques d'inondation. Les ouvrages préventifs se multiplient actuellement, mais les volumes de stockage réellement utilisés sont faibles et leur impact sur le fonctionnement hydraulique des réseaux est modeste. La rationalisation des investissements privés passe donc par une optimisation technique de leur utilisation. Le rendement technique des ouvrages peut alors être étudié à deux niveaux : soit en augmentant le volume de stockage utilisé, soit en optimisant l'efficacité des ouvrages sur le fonctionnement des réseaux. Dans le premier cas, les modifications interviennent dans le cadre juridique et réglementaire actuel. Dans le second cas, les évolutions sont d'ordre juridique, réglementaire et financier. Celles-ci supposent donc de profondes modifications des lois existantes.

Certaines stratégies financières adaptées à l'assainissement pluvial sont en vigueur dans d'autres pays européens. Ces mesures ne sont pas actuellement applicables en France, mais les orientations fortes de décentralisation des finances publiques qui sont en cours ainsi que la transcription des nouvelles directives européennes en matière d'assainissement, ouvrent de nouvelles voies.

Conclusion CHAPITRE VIII

Les vallons du Laval et du Madé peuvent être qualifiés de bassins versants urbanisés. Le Laval est totalement urbanisé alors que le Madé ne l'est que partiellement. En effet, de nombreux espaces boisés et agricoles subsistent dans la partie centrale de ce bassin.

Les réseaux d'eaux pluviales de ces vallons existent déjà et les observations sur le terrain révèlent de nombreux verrous hydrauliques et points singuliers. Ces verrous sont responsables, par temps de pluie, de débordements et d'inondations des zones qui les jouxtent. Certains de ces points noirs peuvent être traités partiellement en redimensionnant les collecteurs. Mais, ces opérations sont assez difficilement réalisables, en milieu urbain dense, car très coûteuses et peu acceptées par les riverains.

Un modèle hydraulique des réseaux d'eaux pluviales du Laval et du Madé a été réalisé sous Mouse 2001. Ce modèle intègre les conditions actuellement présentes sur ces vallons. Le fonctionnement de ces réseaux a été simulé pour des crues allant d'une période de retour de 5 ans à 100 ans. Les résultats obtenus montrent que certaines zones sont exposées à des débordements non contrôlés importants :

- *Le carrefour des Sarrazines (Laval) : 70 000 m^3 ;*
- *Le carrefour des chemins de Saint-Maymes et Eucalyptus (Madé) : 50 000 m^3 ;*
- *Le Square De Launay (Madé) : 30 000 m^3 ;*
- *Le point de confluence situé en amont du chemin des Indicats (Madé) : 40 000 m^3 ;*

En tout, 16 points de débordement, plus ou moins sensibles, ont été identifiés. La suppression des verrous hydrauliques produirait une translation plus en aval des points de débordement et ne ferait que déplacer les problèmes. Au total, les volumes de débordement représentent près de 90 000 m^3 sur le Laval et 155 000 m^3 sur le Madé pour une crue centennale. Ce premier modèle intègre un réseau secondaire qui correspond aux zones voisines des réseaux (champs d'expansion et routes). Cependant, les conditions d'écoulement à l'extérieur du réseau ne peuvent être exactement définies puisqu'il n'est pas possible de préjuger correctement, à partir d'un modèle filaire (Mouse), des écoulements multidirectionnels.

Le premier scénario d'aménagement créé permet de respecter les conditions d'écoulement unidirectionnel. Ce scénario s'articule sur le modèle de base, mais intègre des bassins de stockage de grande capacité aux points de débordement. Ces bassins offrent la possibilité de mesurer l'importance des débordements et d'estimer le dimensionnement des ouvrages pour contenir les crues.

Les résultats de ce premier scénario d'aménagement indiquent que des mesures curatives peuvent apporter des solutions concrètes aux risques d'inondation. Le carrefour Sarrazine est le seul point pour lequel un redimensionnement partiel du tronçon est incontournable (passage sous la Route de Grasse).

Pour une crue de période de retour de 100 ans, les volumes de stockage à créer sont de l'ordre de 75 000 m^3 sur le Laval et de 125 000 m^3 sur le Madé. La dimension de ces ouvrages représente un volume de stockage inférieur aux volumes des débordements sans aménagement (90 000 m^3 contre 155 00 0m^3). Cette différence s'explique par le fait que les eaux de débordement ne transitent plus successivement par plusieurs verrous hydrauliques.

Les volumes des techniques alternatives préventives, réalisées de nos jours, ne représentent que 9 000 m^3 sur le Laval et 4 000 m^3 sur le Madé, soit une part très faible des volumes qui débordent des réseaux lors des crues. En l'état actuel, l'impact de cette stratégie d'aménagement ne peut être mesuré sur le fonctionnement des réseaux. Afin d'évaluer l'efficacité des mesures préventives, deux nouveaux scénarios ont été conçus.

Le scénario n°2 intègre les modifications hydrologiques que créerait une urbanisation poussée à son paroxysme, en fonction des conditions limites qu'impose le POS en vigueur. Les ouvrages curatifs sont alors exploités comme des jauges et permettent de mesurer l'évolution du risque d'inondation.

Les résultats montrent que l'augmentation des surfaces imperméables est potentiellement limitée sur le Laval (2,3%) ainsi que sur le Madé (5%).
D'un point de vue hydraulique, l'hypothèse de ces modifications hydrologiques accentue les risques essentiellement pour les crues fréquentes (+ 4% de volume de débordement sur le Laval et + 10% sur le Madé). A l'opposé, l'évolution du risque est moins perceptible pour les crues importantes (+ 2,8% de volume de débordement sur le Laval et + 0,1% sur le Madé).
Ces résultats permettent de conclure que l'imperméabilisation des sols sur les vallons du Laval et du Madé, augmente la fréquence des crues de faible ampleur. Cependant, lors des épisodes extrêmes, la contribution des surfaces aménagées est moins prépondérante.

Le scénario n°3 reprend les paramètres hydrologiques et hydrauliques du scénario n°2, mais intègre le potentiel de stockage que représente une généralisation des mesures préventives réalisables à l'échelle des parcelles. Les volumes de stockage de ces ouvrages sont de 105 000 m^3 sur le Laval et de 116 000 m^3sur le Madé. La répartition des parcelles dans les sous-bassins élémentaires a permis de ventiler ces volumes à l'échelle des vallons.
Ces volumes de stockage correspondent, d'après la taille moyenne des structures déjà réalisées, à environ 905 bassins sur le Laval et 1 000 sur le Madé. Ces structures sont toutes des bassins de rétention enterrés en béton (94% des réalisations dans la réalité). Les procédures de modélisation sont simplifiées en accordant aux parcelles les mêmes caractéristiques que celles des sous-bassins versants élémentaires : rapport surface/longueur de talweg et pente.
Les simulations hydrauliques effectuées d'après ce scénario montrent que la stratégie préventive permet de compenser les effets de l'imperméabilisation des sols. En effet, les bassins de jaugeage indiquent que les volumes de débordement diminuent (de 18% à 28% sur le Laval et de 17 à 38% sur le Madé).
Leur fonction est donc aussi curative puisque les mesures préventives, dans le cadre des prescriptions imposées sur Antibes, impliquent une diminution de l'importance des risques d'inondation. Cependant, ces mesures ne permettent pas de contrôler les risques. Les investissements apparaissent même très importants par rapport aux résultats.

- *105 000 m^3 de stockage préventif pour une réduction de 14 000 à 8 000 m^3 en fonction de la période de retour des crues sur le Laval ;*
- *116 000 m^3 de stockage préventif pour une réduction de 21 000 à 8 800 m^3 en fonction de la période de retour des crues sur le Madé.*

Des questions légitimes de rendement se posent car dans le scénario n°3, il est implicitement admis que :

- *La totalité des impluviums alimente les ouvrages préventifs ;*
- *La totalité des ouvrages est en état de fonctionnement.*

Plusieurs éléments permettent d'expliquer le faible impact des mesures préventives sur le risque d'inondation :

- *Les volumes de stockage sont positionnés indépendamment des problèmes rencontrés sur les réseaux ;*
- *Les volumes de stockage n'agissent que sur 25% et 16% des surfaces totales du Laval et du Madé*
- *La contribution des surfaces naturelles est, lors des épisodes pluvieux intenses, presque aussi importante que celle des surfaces imperméables (effet de saturation des sols).*

Les volumes de stockage préventifs sont, du point de vue de la gestion du risque, mal positionnés puisque tributaires des constructions et non des priorités des réseaux.
Après avoir démontré l'inefficacité des mesures préventives sur le contrôle des crues (dans un milieu déjà urbanisé), une réflexion complémentaire doit porter sur leur utilisation réelle lors des événements pluvieux.

Les volumes de stockage réellement utilisés, lors des averses courantes, sont très faibles (inférieurs à 20%). Pour les averses de forte intensité (T = 100 ans), le volume d'eau pluviale stocké varie entre 20% et 40% en fonction de la durée de l'averse.
Ces faibles rendements sont essentiellement dus à la nature des techniques employées et à leur dimensionnement. Pour l'essentiel, les ouvrages réalisés à l'échelle de la parcelle sont des bassins enterrés dont la vidange est assurée gravitairement par un ajutage calibré.
Dans ces conditions, il n'existe pas de moyen technique pour améliorer les volumes stockés, sans réduire sensiblement la dimension des ajutages. Cette option est délicate car un trop petit diamètre expose l'ouvrage à d'importants risques de dysfonctionnement.
Cependant, la part des volumes de stockage utilisés peut être sensiblement augmentée en réduisant le volume de stockage imposé par m² (40 l au lieu de 100 l par m² permet de doubler le volume de stockage utilisé).
Les mesures préventives sont donc peu utiles lorsqu'elles se déploient dans un milieu qui est déjà urbanisé. En effet, l'exemple du scénario n°3 indique clairement que la distribution aléatoire des volumes de stockage n'a que peu d'effet sur les risques de crue. La concentration des volumes de stockage doit, dans ces conditions, s'effectuer au niveau des points sensibles des réseaux.

Les estimations économiques montrent que le coût des techniques alternatives préventives (80 millions d'euros) serait à long terme supérieur de 40% à 56% à celui de la création d'ouvrages de protection curatifs pour des crues centennales (de 35 à 50 millions d'euros). Cet important écart de prix est accentué par les résultats. En effet, les mesures préventives ne diminueraient en moyenne que de 20% à 40% les volumes de débordement, alors que les bassins curatifs contrôleraient les risques d'inondation sur l'ensemble des vallons pour des crues allant jusqu'à la centennale.
Le financement de la gestion des eaux pluviales ne peut bénéficier, en l'état, d'aucune redevance. Ce n'est pas le cas partout en Europe. Ainsi, en Allemagne, les collectivités locales ont la possibilité de percevoir une redevance spécifique dont les recettes viennent abonder la programmation des dépenses de ce secteur.
A titre d'exemple, la valeur d'une telle taxe, appliquée aux vallons du Laval et du Madé, a été estimée à 4 millions d'euros par an. Le montant de l'assiette est fixé d'après la contribution des surfaces au ruissellement et donc sur une surface réduite.
Le montant des prélèvements de cette taxe donnerait aux collectivités les moyens de résoudre le problème des risques d'inondation ou du moins d'intervenir efficacement sur les crues trop fréquentes.

Conclusion Partie III

Le traitement des paramètres morphométriques des bassins versants et des sous-bassins est indispensable afin de réaliser une approche hydrologique distribuée efficace. De nombreux tests ont été effectués pour modéliser convenablement les paramètres physiques des unités discrétisées. Ces applications ont montré que le M.N.T. utilisé doit avoir une maille assez précise pour limiter les erreurs des traitements automatiques. La précision du M.N.T. est d'autant plus importante que les pentes sont faibles.

Les données topographiques détaillées fournies par les services techniques de la ville d'Antibes ont été ponctuellement complétées par des cartes I.G.N. pour obtenir une maille carrée de 1 m de côté.

Les vallons du Laval et du Madé ont ainsi pu être découpés respectivement en 15 et 17 bassins-versants et 69 et 75 sous-bassins élémentaires. Chacune de ces unités hydrologiques est caractérisée par les paramètres physiques suivants :

- Limites des bassins et périphérie ;
- Surfaces ;
- Tracés des réseaux hydrologiques naturels et longueurs ;
- Pentes moyennes des bassins et des réseaux hydrologiques.

La mise en œuvre du modèle hydrologique distribué a été complétée par une étude précise des types de surfaces. Les proportions des surfaces perméables et imperméables ont été définies d'après l'élaboration d'un Mode d'Occupation des Sols de la commune. Les données vectorielles du bâti existant et de la voirie, fournies par les services techniques, ont permis de préciser les types de surfaces imperméables. Les types de surfaces perméables ont été caractérisé à partir de photographies aériennes couleurs (visibles, 3 bandes RVB). Ainsi, 5 catégories de sol ont pu être ainsi déterminées :

- Surfaces imperméables : bâti et voirie ;
- Surfaces perméables : sols nu, végétalisé ou forestier.

La capacité d'infiltration des sols est définie par les paramètres f_o, f_c et k dans un modèle de type hortonien. Cette fonction de production est couplée à une fonction de transfert de type réservoirs non linéaires. Cette méthode tient compte de la rugosité des sols exprimée par un coefficient de STRICKLER. La plus grande longueur de drainage, la surface du bassin et sa pente moyenne sont les trois paramètres morphométriques pris en compte dans ce modèle.

Sur le plan hydrologique cette méthode met en évidence plusieurs résultats.

L'évolution des coefficients volumétriques montre que les sols naturels saturent rapidement. De fait, les valeurs des coefficients de ruissellement sont ici supérieures aux valeurs pouvant être estimées par les études classiques élaborées à partir des modes d'habitations.

Les études hydrologiques entreprises sur les vallons du Laval et du Madé montrent que les surfaces naturelles contribuent largement, lors des épisodes pluvieux intenses, au débordement des réseaux.

- Les sols naturels sont essentiellement argileux et possèdent une faible capacité d'infiltration (inférieure à 100 mm/h) ;
- Les coefficients volumétriques augmentent en fonction du temps et de l'intensité des pluies.

Les différents scénarios d'aménagement indiquent que l'augmentation de la proportion des surfaces imperméables entraîne une hausse significative des volumes de débordement pour les événements de faible et moyenne intensités. Ces modifications ont, en contre partie, des effets très modestes pour les événements très intenses (T = 100 ans).

Indépendamment des scénarios hydrauliques entrepris, ces observations soulignent le rôle de l'aménagement des vallons. L'imperméabilisation des sols augmente la fréquence des inondations et aggrave les risques de crue les plus courant. Cependant, la part relativement faible des surfaces imperméables à l'échelle des vallons (26% sur Laval et 16% sur Madé)

minore leur impact lors des événements extrêmes. Les vallons du Laval et du Madé sont des systèmes hydrologiques relativement dissemblables. Le Laval est très urbanisé alors que le Madé possède de nombreux espaces végétalisés.

Le modèle hydrologique distribué a été couplé à un modèle hydraulique filaire des réseaux d'eaux pluviales des vallons du Laval et du Madé. La modélisation des écoulements a été effectuée grâce au modèle « Dynamique » de Mouse qui intègre, dans un schéma de différence fine, les équations complètes de BARRE DE SAINT-VENANT. Le modèle hydraulique des réseaux a été conçu en prenant en considération l'architecture actuelle des réseaux. Ce modèle de base intègre les débordements des réseaux sur certaines zones préférentielles d'écoulement et d'expansion. Ce modèle permet d'obtenir une estimation des zones critiques et des volumes débordés. Cependant, les conditions d'écoulement unidirectionnel ne sont pas toujours respectées et certaines erreurs non négligeables ne peuvent être décelées ou quantifiées. De fait, trois autres scénarios ont été élaborés sur la base de ce modèle respectant les conditions d'écoulement et en contrôlant les débordements :

- Scénario n°1 : Intégration d'ouvrages de stockage curatifs positionnés en fonction des défaillances des systèmes et mesure des volumes débordés ;
- Scénario n°2 : Estimation de l'accroissement maximum possible des surfaces imperméables en fonction des contraintes du POS actuellement en vigueur et mesure des débordements ;
- Scénario n°3 : Estimation du volume de stockage potentiel que représente une généralisation des mesures préventives à l'ensemble des parcelles et estimation de l'évolution des volumes de débordement.

Le modèle de base et les scénarios conçus ont permis de préciser les caractéristiques des pluies de projet à prendre en compte. L'estimation quantitative des volumes débordés a pu être précisée grâce aux bassins curatifs qui ont double emploi dans ces travaux :

- Estimation des volumes de stockage nécessaires en fonction de la fréquence des événements ;
- Contrôle des inondations et respect des conditions d'écoulement unidirectionnel.

Concernant les schémas de fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales de ces deux vallons, de nombreux résultats ont été mis en évidence d'un point de vue opérationnel, mais aussi prévisionnel. En l'état, les réseaux demandent certains aménagements afin d'assurer une protection homogène face aux risques d'inondation.

- 6 bassins d'un volume de stockage total de 75 000 m^3 sont nécessaires pour assurer le contrôle des débordements sur le Laval pour une crue centennale. Sur ce vallon, le carrefour des Sarrazines est le point le plus sensible et le redimensionnement du tronçon situé sous la route de Grasse est indispensable.
- 9 bassins sont à créer, pour un volume de stockage de 125 000 m^3, afin de contrôler une crue centennale sur le Madé.

Le volume utilisé de ces structures diminue pour des averses de plus faible intensité. Le dimensionnement de ces ouvrages doit bien sur être adapté en fonction du Risque Maximal Acceptable (R.M.A.) défini à partir des zones exposées.

Les estimations basées sur une généralisation des techniques alternatives préventives montrent que le nombre d'ouvrages et les volumes de stockage potentiellement réalisables sont très importants sur ces deux vallons. Ainsi, le scénario n°3 intègre l'équivalent de 905 bassins sur le Laval et 1 000 bassins sur le Madé. Ces aménagements préventifs représentent un volume de stockage de 105 000 m^3 sur le Laval et 116 000 m^3 sur le Madé. Les volumes de stockage sont distribués à l'échelle des sous-bassins versants élémentaires et respectent ainsi les conditions géographiques d'implantation indépendantes des fonctionnements des réseaux, mais induites par l'organisation de l'espace urbain.

Les volumes de stockage des mesures préventives représentent à peu prés l'équivalent des besoins de stockage curatifs pour assurer le contrôle des débordements d'une crue centennale.

Les simulations effectuées à partir de ce troisième scénario révèlent que les mesures préventives permettent de compenser largement les effets de l'imperméabilisation des sols sur les processus de ruissellement. En effet, la majeure partie de ces bassins s'intègre dans un tissu urbain déjà développé. Ces ouvrages ont, dans ce cas, une fonction curative dissimulée, mais guère efficace. Les bassins curatifs montrent que la défaillance des réseaux en plusieurs points génère encore d'importants débordements même dans le cas d'une généralisation des techniques préventives. En effet, les volumes non contrôlés représentent encore près de 63 000 m^3 sur le Laval et 103 000 m^3 sur le Madé pour une crue centennale. La diminution des volumes de débordement n'est donc que de 20% à 40% en fonction de la fréquence des crues. Ces piètres résultats ne sont pas imputables aux types de techniques préventives employées, mais à leur le champ d'action restreint ainsi qu'à leur positionnement indépendant des problèmes hydrauliques des réseaux. Des techniques d'infiltration permettraient, tout de même, de limiter sensiblement les débordements si elles pouvaient être mises en œuvre sans raccordement aux réseaux existants.

Ce dernier point met donc en évidence le faible rendement des mesures préventives sur la gestion des réseaux en période de crue. Les volumes de stockage des ouvrages de type bassin de rétention enterré ne sont que partiellement utilisés ce qui rend le coût du m^3 effectivement stocké très élevé. Cette remarque prévaut ici car les espaces étudiés sont déjà fortement urbanisés. Cependant, la contribution des sols naturels au ruissellement doit être envisagée car non négligeable lors des fortes pluies. Les orientations récentes de la D.D.E. des Alpes-Maritimes vont dans ce sens. L'imposition de mesures préventives ne devrait être réservée qu'aux espaces nouvellement urbanisés. L'intégration progressive de ces structures, dans un tissu urbain, ne semble pas apporter de résultats satisfaisants.

La réglementation actuelle ne permet pas de créer de passerelles entre le financement des ouvrages préventifs et curatifs. Les mesures préventives sont à la charge des propriétaires tandis que la gestion et la réalisation des mesures curatives incombent aux collectivités locales. L'introduction d'une taxe dont l'assiette serait fixée en fonction de la contribution des surfaces au ruissellement, permettrait d'abonder le financement et la gestion des eaux pluviales. Cette solution n'annulerait cependant pas l'attribution de contributions financières sous forme de subvention pour les petites communes.

CONCLUSION GENERALE

La gestion des eaux pluviales s'articule autour de nombreux acteurs des secteurs publics et privés. Les risques d'inondation et de pollution sont les principaux enjeux des démarches et stratégies élaborées à différents échelons administratifs. Le département des Alpes-Maritimes est un milieu particulièrement sensible aux risques d'inondation. Les zones de haute et moyenne montagne peu peuplées sont exposées à des crues de type torrentiel. La frange littorale, très densément urbanisée, possède de nombreux cours d'eau d'étiage faible ou nul et des vallons secs parfaitement dissimulés. Les zones côtières sont principalement exposées à des crues par ruissellement.
Les vallons sont des systèmes hydrologiques de faibles dimensions (quelques dizaines d'hectares à quelques dizaines de kilomètres carrés) qui se trouvent généralement à l'interface d'espaces très imperméabilisés et peu pentus dans leur partie basse et encore plus ou moins ruraux, en tête de bassin, avec de fortes pentes.
Les stratégies de prévention des risques d'inondation reposent principalement sur trois options : redimensionnement des collecteurs défaillants, mise en place de techniques alternatives curative ou préventive. L'organisation et la programmation des solutions retenues par les collectivités locales sont en adéquation avec les SDAGE et SAGE élaborés par les Agences de l'eau, les DIREN et Syndicats de l'eau. Mais, la gestion des eaux pluviales en milieu urbain soulève des problèmes spécifiques qu'il convient de rappeler :

- Grande vulnérabilité des biens et des personnes dans un milieu très dense ;
- Ignorance des risques encourus par les habitants ;
- Absence de réserve foncière des collectivités locales (plus particulièrement sur la frange littorale de la côte azuréenne) ;
- Absence de zone naturelle d'expansion des crues ;
- Absence de ressource économique pour traiter correctement la prise en charge des risques d'inondation identifiés ;
- Méconnaissance des mécanismes de production du ruissellement ;
- Temps de réponse très court des systèmes hydrologiques et difficulté presque insurmontable de mise en place des procédures d'alerte des crues ;
- Absence de système de mesure des débits et de possibilité de calage des modèles hydrologiques et hydrauliques ;
- Difficulté de représentation du passage du ruissellement aux écoulements dans les réseaux.

Les techniques alternatives préventives ont connu un réel succès auprès des collectivités locales. En effet, ces dernières ont exploité, avec la loi sur l'eau du 2 janvier 1992 et la loi sur le renforcement de la protection de l'environnement du 3 février 1995, la possibilité de développer une politique préventive en matière de régulation des ruissellements. Sur la commune d'Antibes, les prescriptions imposées aux investisseurs privés se traduisent par la création de bassins de rétention enterrés qui permettent de préserver les espaces fonciers très spéculatifs. Ces ouvrages sont généralement raccordés aux réseaux existants ou rejettent les eaux stockées directement dans les vallons. Cette stratégie permet de mobiliser les capitaux privés pour un service public qui ne bénéficie d'aucune ligne d'abondement spécifique contrairement aux services des eaux usées ou potables. Ces stratégies préventives de rétention peuvent être adaptées à certains outils d'urbanisme tels que les Programmes d'Aménagement d'Ensemble ou Zones d'Aménagement Concerté, mais la contribution des investisseurs doit rester à la hauteur des aménagements réalisés. La jurisprudence des 10 dernières années a souvent rappelé aux élus locaux que la contribution du secteur privé ne pouvait prendre part à des aménagements curatifs qui ont pour fonction de réguler et corriger d'éventuels dysfonctionnements des réseaux d'eaux pluviales publics.

C’est dans ce contexte défavorable et délicat que les collectivités locales doivent assurer la protection des administrés et des biens. Les pouvoirs publics aident les acteurs locaux en favorisant l’élaboration des Plans de Prévention des Risques et en participant financièrement, sous forme de subventions plafonnées, à la réalisation des aménagements de protection. Les collectivités locales sont donc en l’état prisonnières d’un système qui identifie le risque et les zones exposées, leur impose de le traiter, mais ne se préoccupe guère des moyens économiques disponibles. La gestion des eaux pluviales pose des problèmes d’ordre économique, scientifique et technique aux collectivités locales.

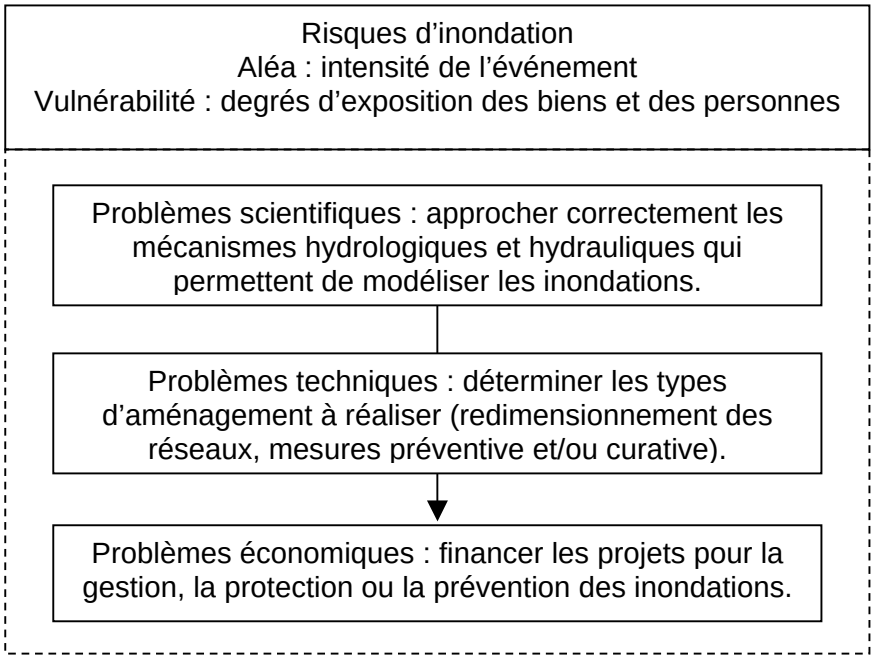


Figure 245 : Problèmes posés par les risques d’inondation aux collectivités locales.

Le recours aux techniques alternatives préventive et curative doit se justifier économiquement et techniquement. Le principe fondamental de ces mesures est d’éviter le redimensionnement coûteux des réseaux ou de limiter leur taille lors de leur création. Techniquement, le fondement des techniques alternatives repose sur le stockage ou bien l’infiltration des eaux de pluie. Pour les réseaux, ces stratégies permettent un déphasage ou une soustraction des débits de pointe. Les observations locales ont montré que les techniques alternatives préventives sont essentiellement des bassins de rétention enterrés, coûteux dont la pérennité n’est pas assurée. En effet, l’entretien est à la charge des propriétaires et les collectivités exploitant les réseaux ne sont pas en mesure de vérifier l’état de fonctionnement de ces ouvrages. De nombreuses visites sur le terrain ont montré que les habitants ignorent généralement l’existence de ces structures et que la fréquence de leur entretien n’est pas suffisante. L’analyse des données fournies par la Mairie d’Antibes sur le type et la dimension des mesures préventives réalisées a permis de dresser un profil type des techniques alternatives préventives créées.

Tableau 115 : Profil type des techniques alternatives préventives mises en œuvre sur la commune d’Antibes (période 1988-2000).

Technique alternative préventive type	Bassin de rétention enterré en béton
Volume de stockage moyen	116 m^3
Coût de réalisation moyen estimé	43 000 €
Coût du m^3 de stockage moyen estimé	370 €

Le nombre d'ouvrages préventifs était au début de l'année 2000 de près de 270. Le volume de stockage que représentaient ces structures, était de l'ordre de 31 000 m^3, en comptant deux grandes structures (bassins E.D.F. sur le vallon du Lys et bassins de Carrefour en tête du vallon du Laval). La croissance de cette capacité de stockage a été très rapide puisqu'elle a augmenté de près de 600 % entre 1995 et la fin de l'année 1999. L'absence de Zone d'Urbanisme Prioritaire ne permet pas de déterminer une logique de répartition spatiale de ces ouvrages. Les techniques alternatives préventives s'inscrivent comme des moyens compensatoires dont l'action est limitée volontairement aux nouvelles surfaces imperméabilisées. Ces ouvrages accompagnent aussi toutes modifications de permis de construire et s'intègrent donc progressivement dans le tissu urbain, mais aussi dans l'architecture des réseaux d'eaux pluviales.

La définition des différents postes de dépense a permis d'estimer objectivement les investissements pour les structures de petite et moyenne dimension. Le coût moyen de stockage par m^3 est d'environ 360 €, mais celui-ci augmente fortement pour les ouvrages de taille réduite (plus de 700 € pour un bassin de 10 m^3). Certaines économies d'échelle sont donc susceptibles d'être réalisées en ne jouant que sur la taille des ouvrages. Malheureusement, l'organisation du parcellaire ne s'adapte pas forcément à celui des réseaux hydrographiques.
L'estimation des coûts de construction des techniques alternatives curatives, autrement dit des grands bassins de stockage, confirme que certaines économies pourraient être réalisées. Cependant, l'estimation de ces valeurs souffre de fortes incertitudes. En effet, à la différence des ouvrages modestes, les critères de réalisation des grandes structures sont dictés par les conditions locales propres aux sites de construction. Les coûts de construction sont liés à la géométrie des ouvrages, elle-même implicitement déterminée par des contraintes mécaniques, géotechniques et hydrauliques. Ainsi, il apparaît clairement que les estimations des coûts de construction ne sont pas représentatives et doivent être pondérées par certains facteurs (accessibilité du site, stockage, éléments d'ingénierie).
Le principe de dimensionnement des techniques alternatives préventive et curative est différent. Dans la pratique, le volume de stockage des techniques préventives est déterminé par le produit des surfaces imperméables et d'une hauteur de lame d'eau. Un ajutage régule le débit de fuite ou débit spécifique qui rejoint les réseaux.
La hauteur de la lame d'eau détermine implicitement la fréquence de remplissage de l'ouvrage. Le volume de stockage utilisé varie en fonction des averses. A l'opposé, les ouvrages curatifs sont positionnés en fonction des dysfonctionnements observés des réseaux. Le dimensionnement de ces structures dépend des caractéristiques hydrauliques des réseaux et des enjeux liés à leur débordement. La vulnérabilité des sites est, en milieu urbain, très forte. Les espaces exposés sont très peuplés, la valeur des biens est généralement très importante et d'autres éléments stratégiques sont pris en compte notamment les moyens de transport et de communication.

Les vallons urbanisés du Laval et du Madé de la commune d'Antibes ont servi de support pour étudier l'impact des stratégies préventive et curative sur le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales. Ces vallons ont respectivement une superficie de 407 et 700 hectares (dont 200 sur la commune de Vallauris). Les caractéristiques physiques de ces vallons ont été approchées à partir d'un Modèle Numérique de Terrain (M.N.T.) avec une maille carrée de 1m de côté. Le M.N.T. a été élaboré à partir des relevés topographiques précis fournis par la commune et complétés ponctuellement par la digitalisation des lignes de niveaux des cartes I.G.N. La modélisation des principaux bassins versants et sous-bassins a été réalisée sous ArcView 3.1 à partir des extensions Hydrological Modelling 1.1 et Basin 1.1.

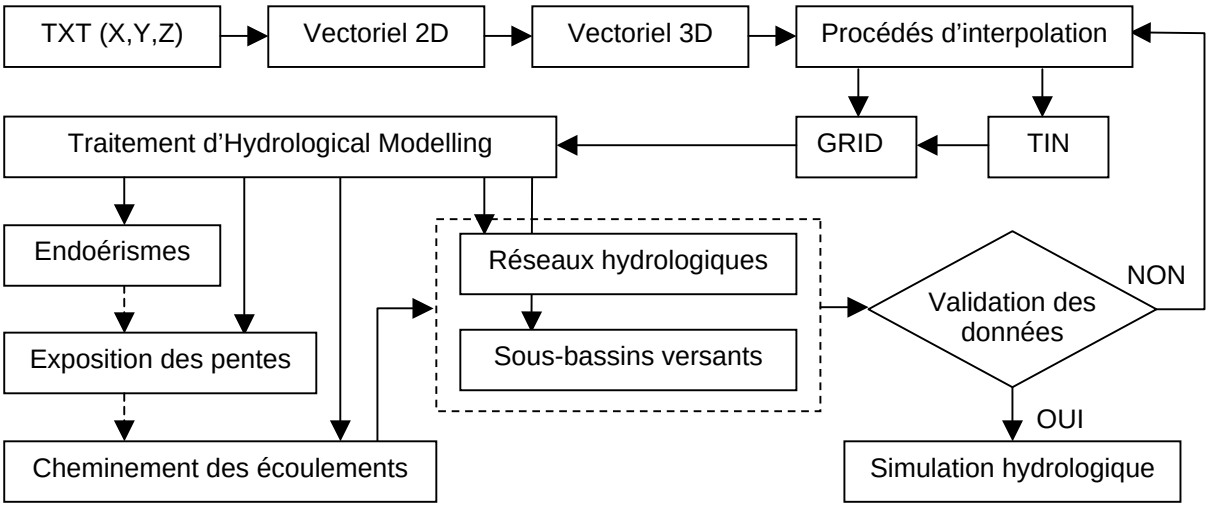


Figure 246 : Schéma d'analyse et de traitement automatique des caractéristiques morphométriques des bassins versants à partir d'un M.N.T..

Les pentes des sous-bassins et des réseaux hydrographiques naturels sont parfois fortes (I>5%) et bien souvent supérieures aux valeurs limites propres des modèles de dimensionnement classiques (méthode de Caquot promulguée par l'INST 77-284). Les caractéristiques hydrologiques des vallons du Laval et du Madé ont donc été précisées avec le découpage de 69 sous bassins élémentaires sur le Laval et de 75 sur le Madé.

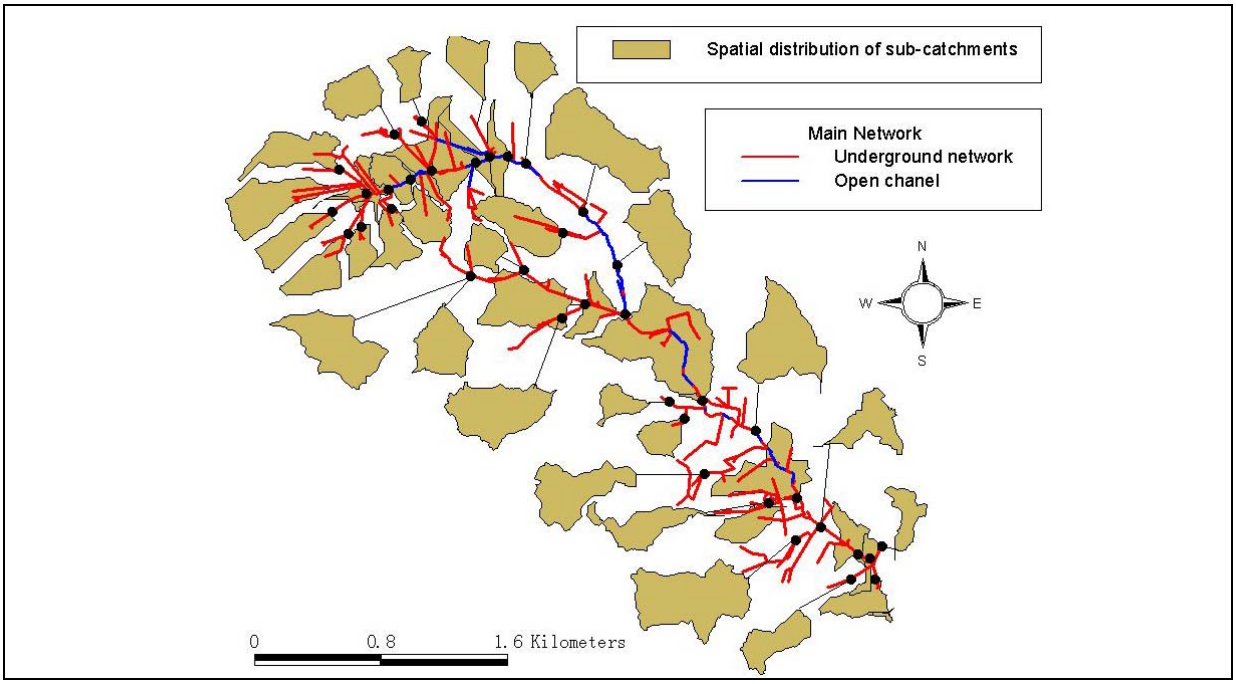


Figure 247 : Représentation d'une approche hydrologique distribuée appliquée aux réseaux d'eaux pluviales du vallon Laval (commune d'Antibes).

La définition des types de sol qui contribuent au ruissellement, a été réalisée à partir du traitement raster des images aériennes couleurs mises à disposition par la Mairie d'Antibes. La définition des sols naturels a pu être précisée en trois classes :

- Sols naturels nus ;
- Sols naturels végétalisés ;
- Sols naturels forestiers.

Bien qu'imparfaits, les résultats obtenus par le simple regroupement des classes de couleurs ont permis d'élaborer un découpage de ces trois types de surfaces. Les types de sols imperméables ont été, quant à eux, déterminés en partie à l'aide des photographies mais, principalement par la rasterisation des données vectorielles, du bâti et de la voirie, communiquées par la commune.
L'étude de la composition des horizons de surface a révélé que les sols sont essentiellement argileux et donc peu perméables. En l'absence de mesure sur la perméabilité réelle des horizons de surface, la perméabilité des sols a été estimée équivalente aux données couramment admises en fonction des types de sol et de l'importance de leur couverture végétale. La capacité d'infiltration initiale théorique est de l'ordre de 40 mm/h pour les sols nus, de 70 mm/h pour les sols végétalisés et de 100 mm/h pour les sols forestiers avec des horizons superficiels argileux.

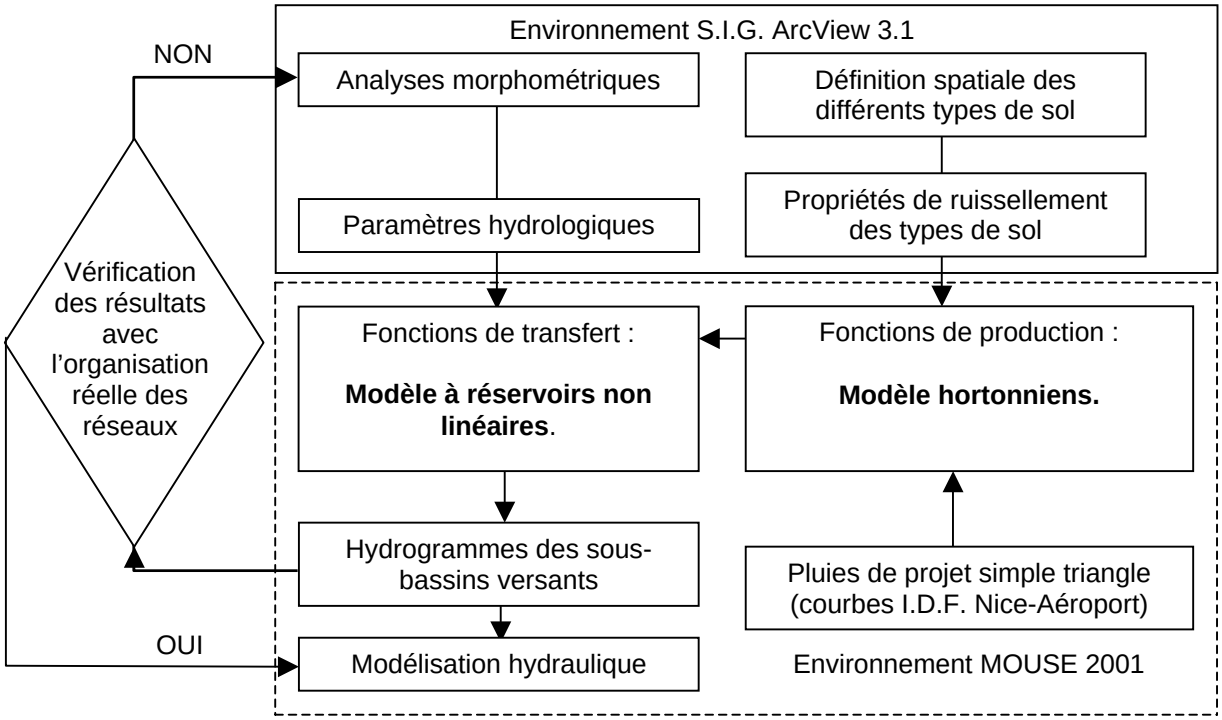


Figure 248 : Procédure d'étude physique et hydrologique employée pour modéliser le fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales.

Les données fournies par cette analyse ont été utilisées afin de préciser les paramètres des fonctions de production et de transfert couramment employées.
Paramètres des fonctions de production :

- Proportion des types de sol ;
- Perméabilité des sols ;

Paramètres des fonctions de transfert :

- Pente moyenne des bassins ;
- Pente et longueur des réseaux de drainage ;
- Superficie des bassins versants.

Ces différentes étapes ont permis de mettre en œuvre une approche hydrologique et hydraulique distribuée. En effet, les modèles hydrauliques des réseaux d'eaux pluviales des vallons du Laval et du Madé intègrent les variations des caractéristiques physiques des bassins versants (pente, forme, surface, types de sols). Cette démarche présente aussi l'avantage de pouvoir être réalisée sans trop de frais puisque les données employées sont généralement disponibles pour les communes.

Les vallons du Laval et du Madé sont très différents dans leur composition et leur aspect. Le vallon du Laval est constitué d'un bassin versant allongé et fortement urbanisé (C_i = 60%). A l'opposé, celui du Madé est de forme circulaire et son degré d'urbanisation est relativement faible (C_i = 20%), à l'exception de la partie basse du bassin. Les caractéristiques physiques des sous-bassins et les Modes d'Occupation des Sols varient d'un bassin à l'autre. Ces éléments de forte variabilité spatiale des conditions hydrologiques renforcent l'intérêt d'une approche distribuée.

Les connaissances hydrologiques souffrent de très nombreuses approximations. La création de réseaux de mesures sur des bassins versants spécifiques apparaît indispensable. En effet, la faible perméabilité des sols naturels et la forte intensité des pluies ne permettent pas de négliger l'apport de ces surfaces. La conception des réseaux, à partir de coefficients de ruissellement ou bien d'imperméabilisation, explique certainement en partie leur sous-dimensionnement actuel.
Le logiciel MOUSE 2001 prêté pour cette étude par le Danish Hydraulic Institute (D.H.I.) a servi pour modéliser les fonctions hydrologiques ainsi que les écoulements dans les réseaux d'eaux pluviales. Le tableau suivant récapitule les différentes options et modèles retenus pour réaliser l'étude des réseaux des vallons en période de crue.

Tableau 116 : Modèles hydrologiques et hydrauliques employés sous MOUSE 2001.

Modèles	**Nomenclature MOUSE**	**Modèles employés**
Hydrologique	Kinematic wave	Fonction de transfert : Modèle à réservoirs non linéaires
		Fonction de production : Modèle de type hortonnien
Hydraulique	Dynamic Wave	Equations complètes de BARRE de SAINT-VENANT

Les réseaux des vallons du Laval et du Madé sont hétérogènes et sous-dimensionnés pour des averses de fréquences variables. La forte densité urbaine du littoral expose les communes à des inondations aux conséquences humaines et matérielles sérieuses

Tableau 117 : Volumes de ruissellement et coefficients volumétriques estimés sur les vallons du Laval et du Madé pour une averse centennale de 50 mn.

Vallon	**Volumes de ruissellement (m^3)**		**Coefficients volumétriques**	
	Horton	Coefficient de production	Horton	Coefficient de production
Laval	200 000	135 000	80%	60%
Madé	280 000	170 000	65%	20%

Les données pluviométriques locales du poste météorologique de Nice-Aéroport (Météo-France) ont permis d'élaborer des pluies de projet adaptées à l'étude du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales. Les pluies de projet sont de type simple triangle et ont été construites à partir des courbes I.D.F.. Les valeurs des paramètres a et b de MONTANA ont été précisées pour des averses de durée inférieure à 1 heure, à 2 heures et à 24 heures.

Les études hydrologiques, réalisées à partir des données des vallons du Laval et du Madé, ont permis de préciser l'évolution des coefficients volumétriques en fonction de la fréquence des averses et de leur durée. Il apparaît que le coefficient volumétrique est de l'ordre de 66% sur le Madé et de 80% sur le Laval pour des averses centennales d'une durée équivalente aux temps de concentration théoriques. Ces valeurs sont nettement supérieures aux estimations que fournissent les modèles utilisant des coefficients de production (imperméabilisation ou ruissellement). L'absence d'observation ne permet pas d'affirmer que les études traditionnelles sous-estiment les volumes de ruissellement, ni les débits de pointe. Cependant, l'intensité forte des pluies locales laisse présager qu'au cours des périodes pluvieuses (mois d'automne sur le littoral), la saturation des sols naturels peut intervenir rapidement, même pour des averses de quelques heures.

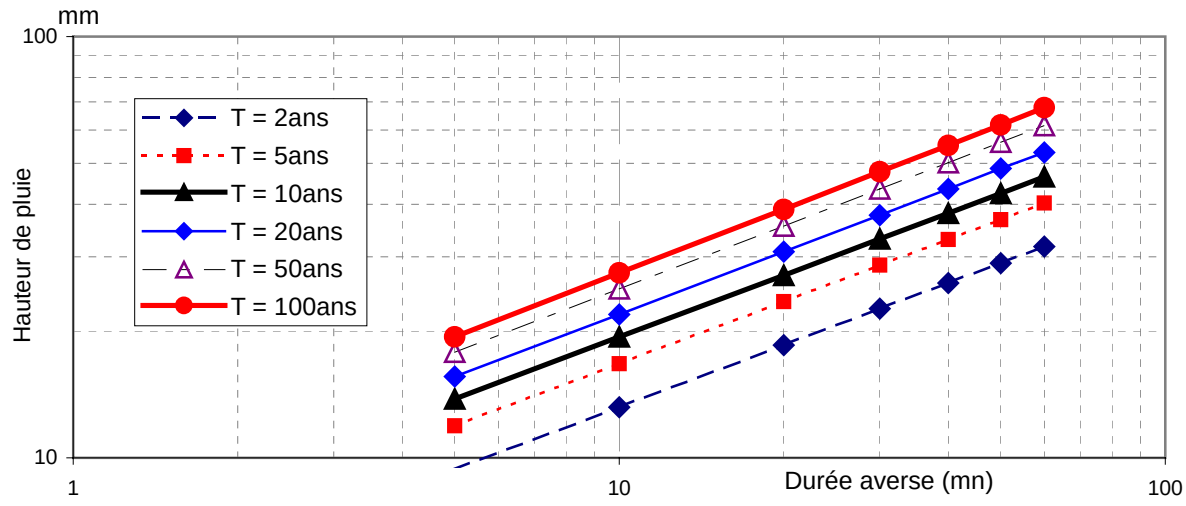


Figure 249 : Courbes I.D.F. du poste Nice-Aéroport pour des durées inférieures à 1 heure.

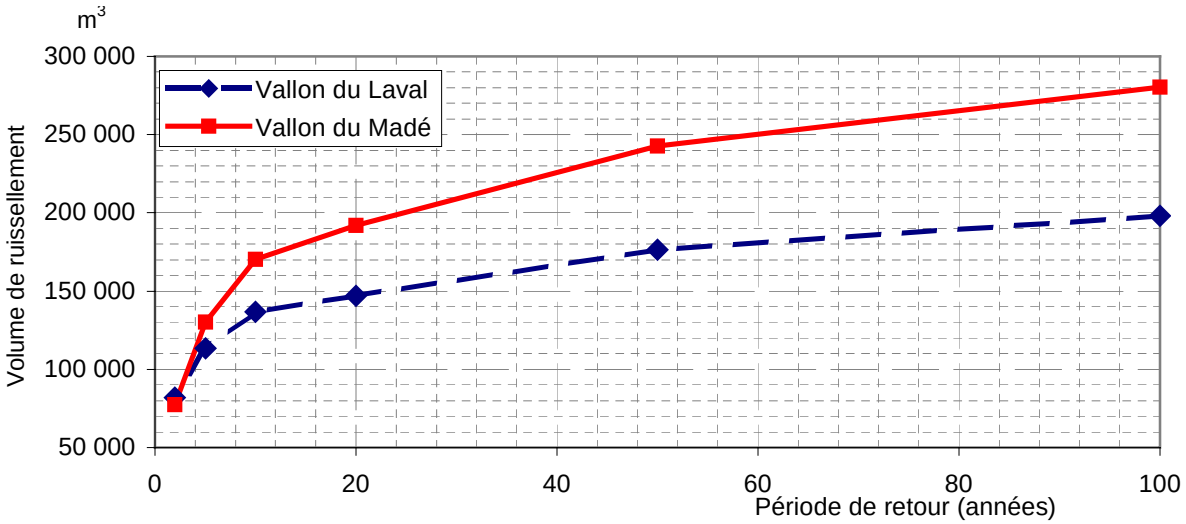


Figure 250 : Evolution du volume de ruissellement en fonction de la période de retour des averses (durée = tc) sur les vallons du Laval et du Madé.

Les volumes de ruissellement évoluent fortement en fonction de l'intensité des averses et donc de la fréquence des événements. Les variations sont plus importantes sur le Madé que sur le Laval. En effet, le faible niveau d'urbanisation permet, sur le Madé, d'absorber en partie les eaux de pluie lors de faibles averses. Cependant, pour des événements extrêmes, la saturation des sols intervient rapidement et les volumes de ruissellement augmentent

considérablement. Sur le Laval, l'augmentation de ces volumes est plus progressive, mais elle est déjà importante pour des averses courantes.

Les hydrogrammes de crues de l'ensemble des sous-bassins versants sont injectés simultanément dans les réseaux principaux d'eaux pluviales des vallons du Laval et du Madé. Le modèle de base reprend la configuration actuelle des réseaux. Les crues sont donc modélisées à partir de pluies de projet ayant une fréquence donnée. La fréquence des crues est donc identique à celle des averses.

La modélisation des écoulements apporte de nombreuses et précieuses informations :

- Les réseaux du Laval et du Madé possèdent plusieurs points critiques qui exposent les riverains à des risques d'inondation ;
- Les volumes de débordement non contrôlés augmentent fortement avec l'intensité des averses et donc leur période de retour ;
- Les verrous hydrauliques créent des inondations, mais amortissent fortement les débits de pointe dans les parties basses des vallons ;
- Les durées de mise en charge sont très importantes et dépassent largement les estimations empiriques des temps de concentration ;
- La durée des pluies de projet est difficile à établir, les valeurs proches des temps de concentration empiriques entraînent cependant des situations qui génèrent les débits de pointe de débordement les plus forts ;
- Les points de débordement correspondent exactement aux zones d'inondations précisées dans le P.P.R. de la commune.

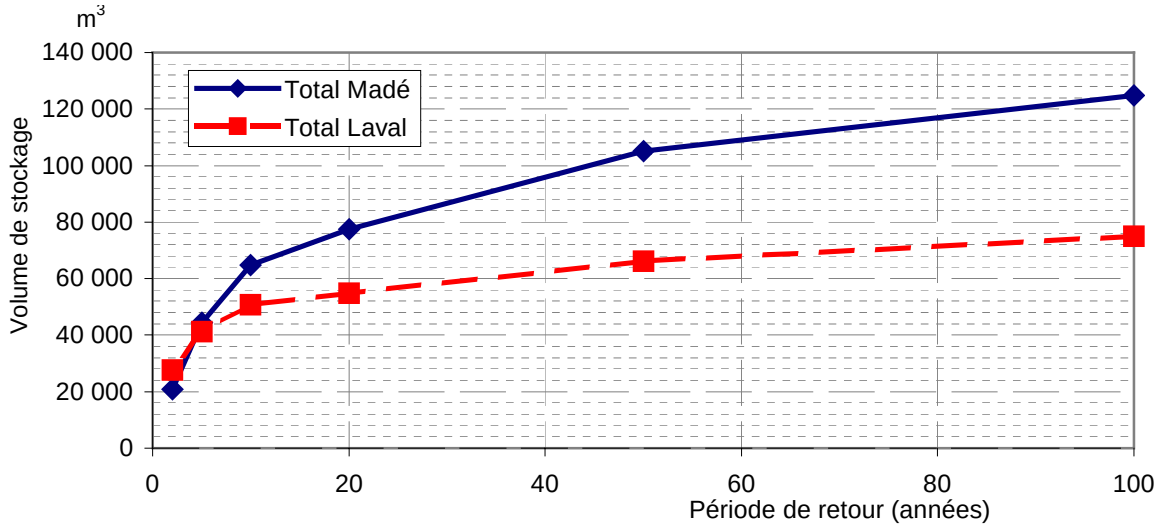


Figure 251 : Evolution des besoins de stockage pour assurer une protection face aux risques d'inondation pour les vallons du Laval (6 ouvrages) et du Madé (9 ouvrages).

Ces deux modèles des réseaux du Laval et du Madé reposent sur des conditions d'écoulement unidirectionnel. L'alternance de tronçons enterrés et à ciel ouvert est pris en compte par le modèle hydraulique grâce aux fentes de PREISMAN qui permettent de simuler les écoulements en charge sur la base d'un schéma d'écoulement en surface libre. Cependant, l'écoulement des volumes débordés ne peut être correctement appréhendé car ceux-ci sont multidirectionnels et il n'est pas possible de préjuger des directions empruntées dans des milieux hétérogènes et complexes.
Des bassins de rétention sont positionnés au niveau des points de débordement afin de contrôler les débordements. Ces ouvrages ajoutés au modèle originel permettent de maintenir des conditions d'écoulement unidirectionnel et d'estimer concrètement les besoins en matière de stockage curatif. Les estimations obtenues d'après ce premier scénario

d'aménagement (scénario n°1) donnent une bonne lecture des volumes de stockage à mettre en œuvre pour protéger les riverains et les biens en fonction de la fréquence des crues.

Les besoins en terme de stockage sont importants et varient fortement en fonction de la période de retour des crues modélisées. La définition du Risque Maximum Acceptable (R.M.A.) appartient aux élus, mais doit être précisée par des études objectives et précises sur la vulnérabilité des sites exposés. Les besoins en terme de stockage sont aussi très variables en fonction des points de débordement. Au total, 6 bassins sur le Laval et 9 sur le Madé permettraient de contrôler les débordements. Mais, parmi les zones de débordement, le secteur des Sarrazines sur le Laval et celui du carrefour des Chemins Belvédères et Eucalyptus sur le Madé sont les points les plus préoccupants. En effet, pour une crue centennale, ces points nécessitent un volume de stockage d'environ 45 000 m^3 chacun.

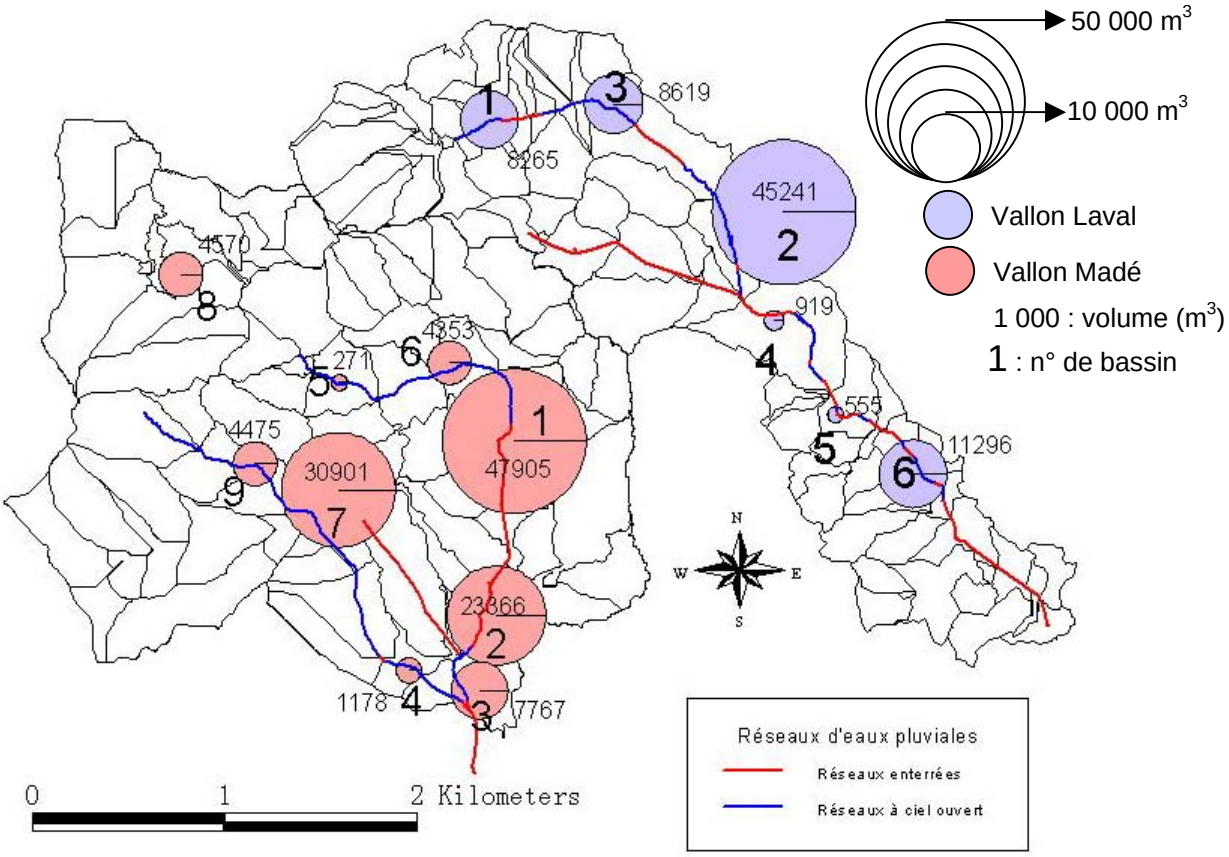


Figure 252 : Estimation des volumes de stockage curatifs nécessaires pour le contrôle d'une crue centennale sur le Madé et le Laval.

D'autres points sensibles apparaissent sur le Madé et le Laval. Les incertitudes les plus importantes se situent au niveau des valeurs estimées pour la partie ouest du Madé où le réseau hydraulique est moins clairement défini. Les techniques alternatives curatives permettent, dans ces conditions, d'assurer un contrôle total des débordements et donc des risques d'inondation pour des crues allant jusqu'à la centennale. Les volumes de stockage nécessaires sont cependant très importants puisqu'ils représentent prés de 200 000 m^3 pour la crue centennale. Ces volumes de stockage augmentent avec l'intensité des averses et avec les volumes de ruissellement. L'hétérogénéité très forte des réseaux en certains points fait que les volumes à stocker ne sont pas non plus négligeables pour de faibles averses (50 000 m^3 environ pour une crue biennale). Il est pertinent de relever que le rapport entre les volumes de ruissellement et les volumes de stockage est relativement stable en fonction de l'intensité des averses, soit de 30% pour T = 2 ans à 40% pour T = 100 ans.

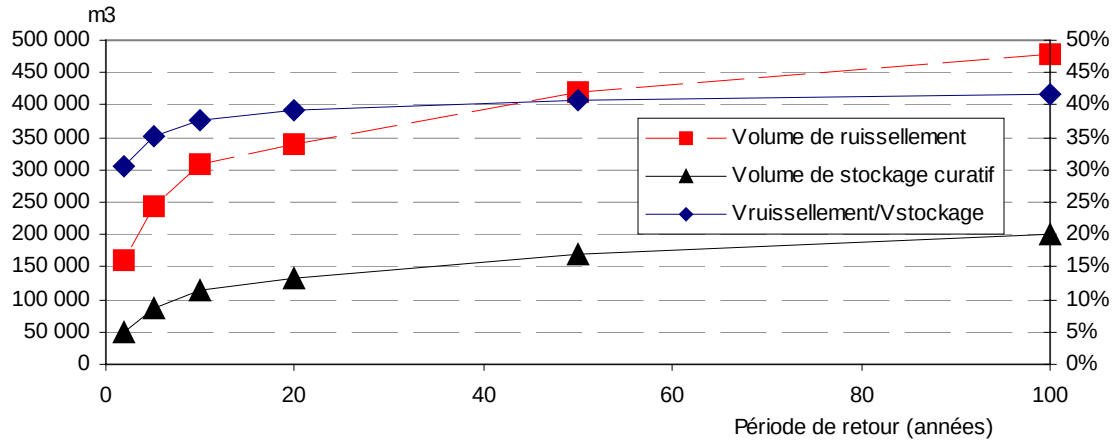
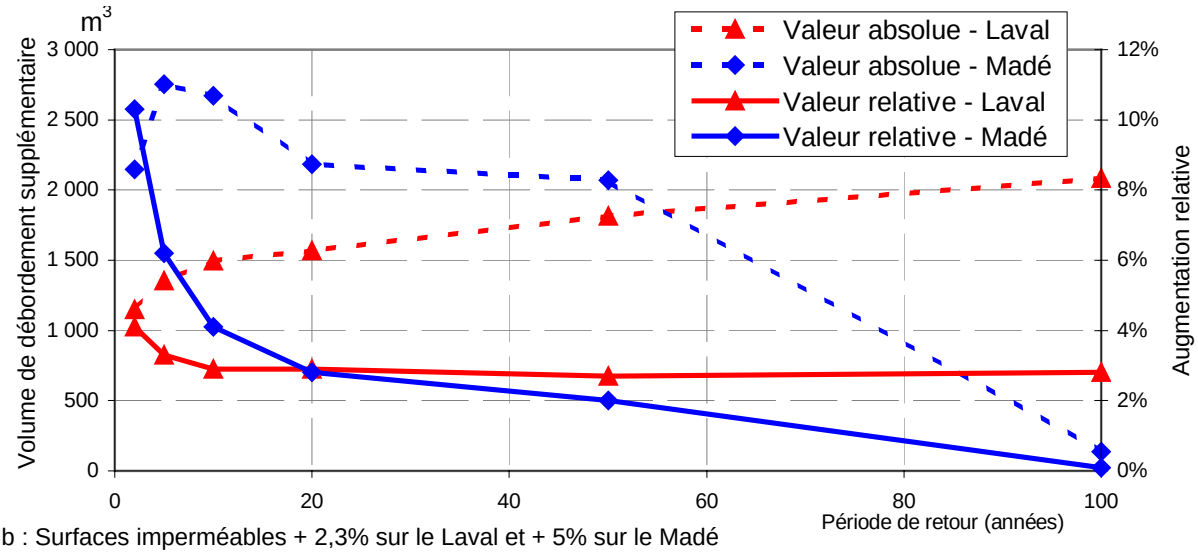


Figure 253 : Evolution des volumes de ruissellement et des volumes de stockage curatifs nécessaires au contrôle des débordements en fonction de la période de retour des crues.

Dans ces conditions, le volume de stockage des mesures préventives déjà réalisé n'est pas significatif par rapport aux volumes des débordements. Afin de mesurer l'impact de ce type de stratégie sur la gestion des risques d'inondation, le potentiel de stockage que représentent les techniques alternatives préventives sur le long terme, a été estimé. Deux nouveaux scénarios d'aménagements ont été élaborés. Ces scénarios intègrent une urbanisation maximale des vallons du Laval et du Madé, selon les conditions imposées par le POS provisoire de 1998.

Le potentiel d'urbanisation est relativement faible sur ces vallons. Il en découle que l'accroissement des surfaces imperméables est modeste, soit 2,3% sur le Laval et 5% sur le Madé.

Dans ces conditions, les nouveaux ouvrages préventifs accompagnent des modifications de constructions existantes ou bien des reconstructions. Les études réalisées à partir d'un S.I.G. combinant les données du cadastre et du POS provisoire fournissent une estimation d'un total de 905 bassins de rétention sur le Laval et de 1 000 sur le Madé. Ces ouvrages représentent un volume de stockage de 105 000 m^3 sur le Laval et de 116 000 m^3 sur le Madé.



Nb : Surfaces imperméables + 2,3% sur le Laval et + 5% sur le Madé

Figure 254 : Effets de l'imperméabilisation des sols sur les volumes de débordement.

Le scénario n°2 intègre l'augmentation des surfaces imperméables et conserve les ouvrages de stockage curatifs qui permettent d'assurer le contrôle des débordements. Les simulations réalisées montrent qu'un accroissement des surfaces imperméables, même faible, augmente l'importance des risques d'inondation pour les crues de faible et moyenne gravité. A l'opposé, les crues rares ne sont que faiblement accentuées.

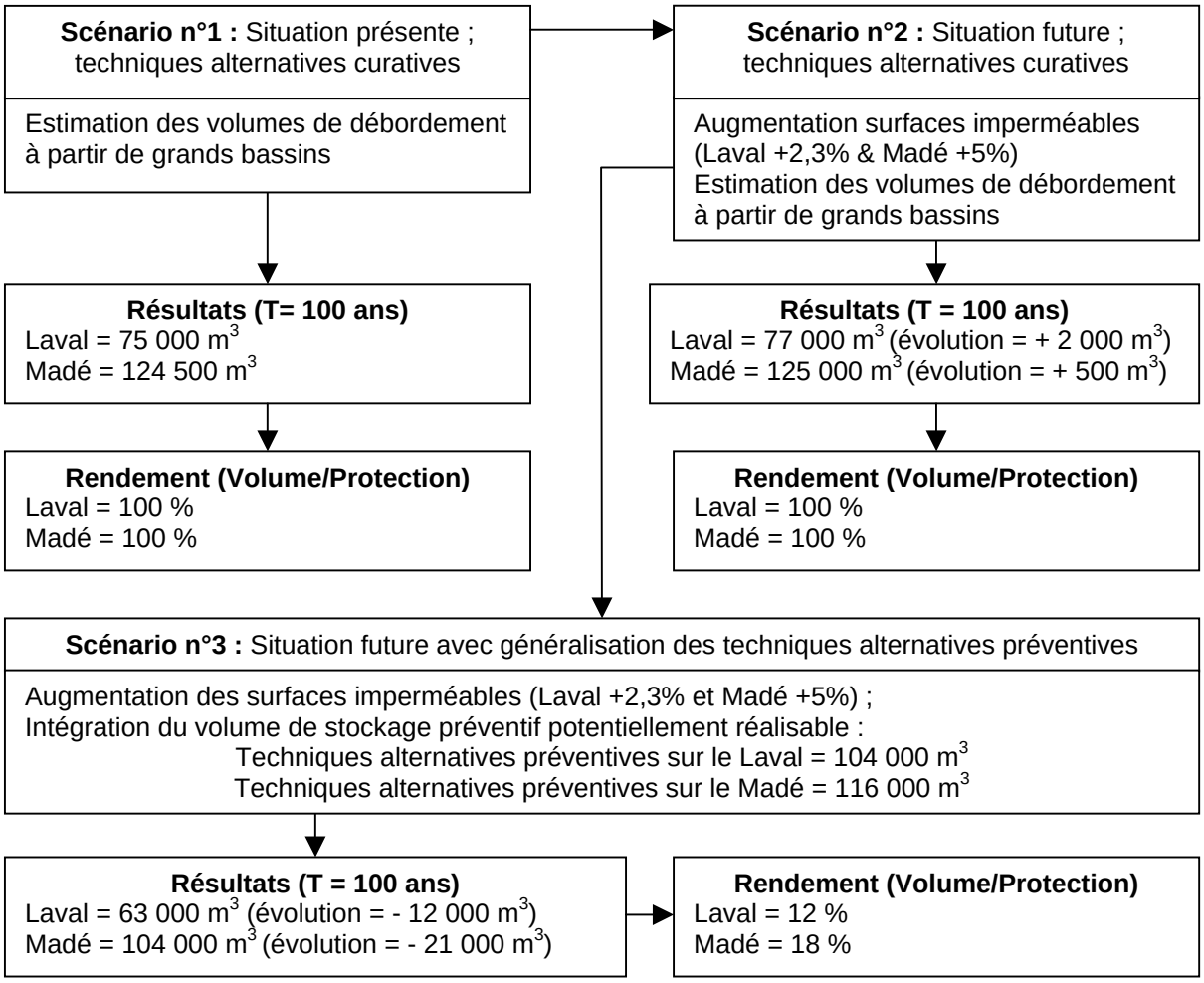


Figure 255 : Schéma d'organisation des scénarios d'estimation des performances des techniques alternatives préventive et curative.

Le scénario n°3 combine les éléments du scénario n°2 et les volumes de stockage préventifs qui peuvent être potentiellement réalisés sur les vallons. Ce scénario permet ainsi de juger de l'efficacité de la généralisation des stratégies compensatoires dans des espaces en partie ou très fortement urbanisés. La performance des techniques compensatoires est mesurée à partir de l'analyse de l'évolution des volumes de stockage nécessaires au contrôle des débordements. Les résultats obtenus confirment que les techniques préventives compensent les effets de l'imperméabilisation des sols puisqu'une diminution des débordements est constatée quelle que soit la fréquence des événements. L'intégration progressive de bassins à l'échelle des parcelles aura aussi pour conséquence d'améliorer le fonctionnement global des réseaux d'eaux pluviales. Cependant, ces résultats soulignent le très faible rendement de ces structures. En effet, les volumes de stockage préventifs intégrés dans ce troisième scénario dépassent largement les besoins estimés à partir des bassins curatifs. De plus, les débordements ne sont que partiellement diminués car les besoins sont encore de l'ordre 63 000 m^3 sur le Laval et de 104 000 m^3 sur le Madé pour des crues centennales.

Les techniques alternatives préventives expérimentées sont des bassins de rétention enterrés. La régulation des débits spécifiques est assurée par des ajutages circulaires qui permettent une vidange de l'ouvrage en charge sur une durée de 2 heures. Le scénario n°3 part d'hypothèses qui sont loin d'être vérifiées dans la pratique :

- Bon raccordement des bassins aux réseaux ;
- Bon état de marche de l'ensemble des bassins, ce qui sous-entend un entretien régulier.

Ces conditions favorisent le rendement des techniques alternatives préventives dans le scénario n°3. Ce rendement est donc dans la réalité inférieur aux estimations déjà très basses fournies par le modèle hydraulique.
En terme de protection face aux risques d'inondation, les techniques préventives apportent un gain modeste de 24 000 m^3 pour une crue centennale et de près de 17 000 m^3 pour une crue biennale alors que le volume de stockage global est de 221 000 m^3 sur les deux vallons. Le rendement technique brut est d'environ 15% pour une crue centennale et de moins de 8% pour une crue biennale. Cependant, comparativement aux volumes de débordement estimés, la performance des techniques préventives est plus forte pour les crues les plus courantes. En effet, la diminution des débordements contrôlés entre les scénarios n°2 et n°3 représente 15,5 % pour une crue centennale et plus de 33% pour une crue biennale.
Ces chiffres traduisent tout simplement le poids relatif croissant de la contribution au ruissellement des surfaces naturelles qui ne sont pas contrôlées par les techniques préventives. Les surfaces imperméables pour lesquelles le ruissellement est contrôlé par des ouvrages compensatoires, ne représentent en définitive que 26% du Laval et 16% du Madé. Comparativement aux techniques curatives, la performance des mesures compensatoires est très faible en matière de protection face aux risques d'inondation. Il est cependant très important de rappeler, encore une fois, que la fonction première des mesures préventives est d'assurer le développement de nouveaux espaces urbains. Mais, cette étude reprend les conditions locales d'application de cette stratégie c'est-à-dire une intégration progressive des ouvrages dans un milieu déjà urbanisé.

Les collectivités locales du littoral des Alpes-Maritimes sont donc globalement dans une situation juridique et économique délicate pour assurer la gestion des risques d'inondation. En effet, l'essentiel de la frange littorale est déjà urbanisé. Non seulement les zones basses, généralement très touristiques, mais aussi les parties hautes des vallons qui ont vu se développer un tissu urbain de type résidentiel. Les réserves foncières des collectivités sont très faibles. Les coûts fonciers exorbitants ne leur permettent pas de réaliser les acquisitions nécessaires à la mise en œuvre de projets structurants qui permettraient d'apporter une amélioration sensible face aux risques d'inondation. Les mesures curatives permettent techniquement d'apporter une réponse au contrôle des débordements pour les réseaux défaillants. Néanmoins, les coûts de construction de ces ouvrages sont très élevés. L'investissement sur les vallons du Laval et du Madé est supérieur à 34 millions d'euros. De plus, ces estimations représentent la fourchette basse des dépenses prévisibles. La prise en compte des conditions propres aux sites de réalisation permet d'estimer la fourchette haute des dépenses à près de 50 millions d'euros.
A titre de comparaison, ces estimations basse et haute représentent entre 20% et 50% du budget global de la commune d'Antibes pour l'année 2002.
Dans ces conditions, l'amélioration de la protection face aux risques d'inondation par l'application systématique des techniques préventives à tout nouveau projet ou modification est très attractive. Le potentiel de stockage représenté par cette stratégie sur le long terme est important. La dimension économique est tout aussi considérable puisque les 221 000 m^3 estimés correspondent à un investissement global de l'ordre de 80 millions d'euros pour leur construction.

Mais, les performances techniques de ces mesures ne sont pas au rendez-vous. Plusieurs éléments permettent d'expliquer ces résultats :

- Les surfaces de collecte ne peuvent représenter au mieux que de 16% à 26% des vallons ;
- Le volume de stockage utilisé par les ouvrages est de l'ordre de 20% à 30% en fonction de la durée des averses, si la hauteur de lame d'eau de l'averse est au moins équivalente à celle retenue pour leur dimensionnement ;
- Le positionnement des ouvrages est indépendant des dysfonctionnements hydrauliques et les ouvrages ne peuvent donc avoir un impact significatif sur les débordements.

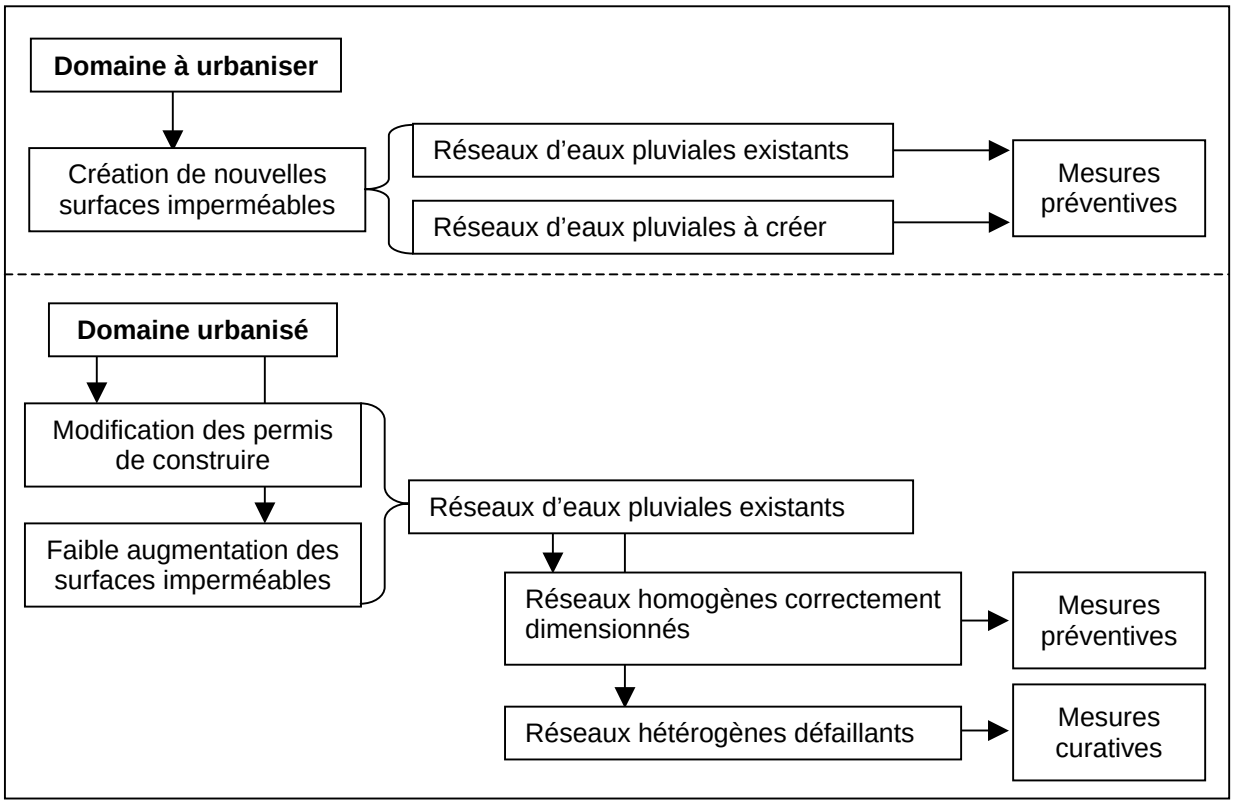


Figure 256 : Schéma d'aide à la décision des orientations stratégiques des mesures préventive et curative.

Les techniques alternatives curatives semblent donc en mesure d'apporter des solutions techniques concrètes en matière de protection face aux risques d'inondation. A l'opposé, les techniques alternatives préventives ne doivent être promulguées que pour les nouveaux espaces aménagés afin de limiter la taille des collecteurs ou de ne pas les redimensionner.

D'un point de vue réglementaire et juridique, les collectivités locales ne disposent pas de moyens leur permettant de financer les mesures efficaces de protection face aux risques d'inondation. Ces risques sont actuellement identifiés au niveau de verrous hydrauliques. Leur nombre et leur importance varient en fonction de la topographie des sites. Les priorités en matière de protection dépendent de la vulnérabilité des zones alentours et donc de l'urbanisme. Cependant, les communes ne sont pas responsables des conditions climatiques particulières rencontrées sur le département des Alpes-Maritimes et plus largement sur le pourtour méditerranéen. L'intégration d'une nouvelle taxe basée sur l'imperméabilisation des sols, leur surface ou encore leur nature permettrait d'abonder les lignes de dépense des eaux pluviales. La programmation de projets structurants afin de répondre aux enjeux et aux impératifs fixés par les lois, les schémas et plans locaux doit pouvoir être financée autrement que par les emprunts et les subventions partielles. Evidemment, la création d'une nouvelle

taxe va à l'encontre de la politique économique actuelle de diminution de la pression fiscale. Néanmoins, les transferts de compétences de gestion des eaux pluviales aux communautés urbaines, d'agglomérations ou de communes peuvent offrir aux pouvoirs publics locaux une dimension spatiale nouvelle plus adaptée aux problèmes hydrologiques et hydrauliques.
De plus, le nouveau projet de loi renforçant la prévention des risques technologiques et naturels devrait favoriser la mise en œuvre de stratégies à long terme. Dans ces conditions, il apparaît que les mesures d'expropriation devraient être favorisées afin de trouver un équilibre entre la création d'aménagements et l'acceptation du risque sur des zones jugées moins stratégiques.
Dans l'immédiat, un certain nombre de mesures non structurelles devraient être préconisées et favorisées. Un zonage par commune permettra de promouvoir les types de techniques préventives en fonction de plusieurs critères :

- Etat des réseaux d'eaux pluviales :
    - Temps de montée, de concentration et de mise en charge des réseaux ;
    - Position des tronçons identifiés comme sensibles ;
- Conditions Hydrogéologiques et risques de pollution :
    - Zones perméables et imperméables ;
    - Périmètres de protection des zones de captage ;
    - Nature des surfaces de ruissellement.

L'application d'une stratégie préventive de rétention ou d'infiltration des eaux pluviales doit pouvoir faire l'objet d'un suivi technique de la part des communes. Pour cela, ces dernières doivent impérativement connaître le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales en période de crue. Le choix du type de technique alternative ne doit donc pas être uniquement effectué par le propriétaire, mais doit aussi être encadré techniquement par les communes. Les avantages d'une telle démarche sont évidents pour les parties publiques et privées :

- Les coûts de stockage par m^3 d'eau pluviale varient fortement entre les types de techniques alternatives ;
- Certains types de techniques ont une longévité plus importante que d'autres et sont moins sensibles à la fréquence des entretiens ;
- Le dimensionnement et le rendement technique des mesures préventives peuvent être améliorés ;
    - Définition des surfaces contributives pour chaque parcelle ;
    - Définition des hauteurs de pluie et donc implicitement des volumes de stockage ;
    - Définition des durées de stockage ou de la capacité d'infiltration des sols perméables.

Pour rationaliser et optimiser les investissements privés, ces informations doivent être à l'origine d'un zonage.
Toutes ces préconisations sont fortement tributaires de la connaissance de l'hydrologie des bassins-versants des vallons secs du littoral azuréen. Les mesures des pluies et des débits sont généralement jugées insuffisantes par les scientifiques et les décideurs. Mais, le couplage entre les pluies et les débits, sur les petits bassins versants, est encore plus rare. L'élaboration de campagnes de mesures pluri-annuelles (pluies-débits) apparaît indispensable sur les petits bassins-versants urbains et péri-urbains. Une connaissance précise des mécanismes hydrologiques, c'est-à-dire des fonctions de production et de transfert de ces bassins-versants, permettrait sans nul doute de limiter les erreurs de dimensionnement des ouvrages. Le rapport entre le coût d'acquisition des données et le coût induit par les erreurs de dimensionnement est très important. De tels investissements, en amont des problèmes de la gestion des eaux pluviales, permettraient à la fois de réaliser des économies très importantes et de réduire les risques d'inondation. En effet, les coûts d'un grand bassin curatif, d'un redimentionnement des collecteurs, d'un recalibrage de réseaux et des indemnisations aux catastrophes naturelles s'élèvent à plusieurs millions d'euros.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES UTILISEES

[AFNOR 1998] : Association française de normalisation, « Règles de calcul des installations de plomberie sanitaire et des installations d'évacuation des eaux pluviales», NF P 40 202 / DTU 60 11, octobre 1998, 16 p.

[AFNOR 2000] : Association française de normalisation, « Conception du gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité », NF P 10.203 / DTU 20 12, juillet 2000, 3 p.

[AFNOR. 1986] : Association française de normalisation, « Base de calcul des constructions - charges d'exploitation des bâtiments », NF P 06 001, juin 1986, 24 p.

[AISSAOUI 1997] : M. AISSAOUI, « Etude du prix des réseaux d'assainissement posés en tranchée ouverte », Agence de l'Eau Seine-Normandie, Assainissement des collectivités, septembre 1997.

[AKAN 1993] : A.O. AKAN, « Urban Stormwater Hydrology: A Guide to Engineering Calculations », Lancaster: Technomic Publishing Co., Inc., 1993.

[B.A.B.E.T. 2001] : B.A.B.E.T. : Bureau d'Etude Ingénieur Conseils « Plan bassin de rétention 500 m3 », Plan, octobre 2001.

[BACCAÏNI & al. 2001] : B. BACCAÏNI, DIRECTION REGIONALE de RHONE-ALPES, INSEE « Les migrations en France entre 1990 et 1999 : Les régions de l'Ouest de plus en plus attractives », INSEE Première, n° 758, février 2001, 4 p.

[BAILLOT 2000] : P. BAILLOT, « La pression de la construction ne se relâche pas sur le littoral métropolitain » ; IFEN, n°55, Juin 2000, p 1.

[BAPTISTA & al. 2001] : M. BAPTISTA, S. BARRAUD et E. ALFAKIH, « Analyse de données pour l'élaboration d'indicateurs technico-économiques des systèmes alternatifs en assainissement pluvial », Novatech 2001, Les nouvelles technologies en assainissement pluvial, juin 2001, p 63 à 70.

[BASSIN R.M.C. 1995] : AGENCE du BASSIN Rhône-Méditerranée-Corse (R.M.C.), « Atlas », octobre 1995.

[BCEOM 1997] : BCEOM, « Plan de Prévention des Risques naturels d'inondation sur la commune d'Antibes », Document provisoire pour la ville d'Antibes, avril 1997.

[BEROLO & al. 2000] : W. BEROLO, C. CHAMOUX et J.P. LABORDE, « Cartographie des précipitations annuelles, mensuelles et journalières extrêmes sur les Alpes-Maritimes », Association Internationale de climatologie, 2000, 8 p.

[BERTHIER & al. 2001] : E. BERTHIER, F. RODRIGEZ, H. ANDRIEU et G. RAIMBAULT, « Les limites du schéma à pertes initiales et coefficient de ruissellement pour la simulation des évènements pluvieux courants », Novatech 2001, Les nouvelles technologies en assainissement pluvial, juin 2001, p 875.

[BESSON & MEUNIER 1995] : L. BESSON et M. MEUNIER, « Les risques naturels en montagne : traitement, prévention, surveillance », 1995.

[BOUE 2000], R. BOUE, « Commission de la production et des échanges », Assemblée Nationale, Compte rendu n°32, 4 avril 2001.

[BOURDIN 2000] : J. BOURDIN, « Les finances locales en 2000 : état des lieux », Rapport sénatorial, 27 juin 2000.

[BOURRIER 1985], R. BOURRIER, « Les réseaux d'assainissement », Tec & Doc, Lavoisier, 1985, 482 p.

[C.E.R.B.T.P. 2001] : C.E.R.B.T.P « L'activité du bâtiment en Provence-Alpes-Côte d'Azur », janvier 2001, 5 p.

[C.G. SAINE SAINT-DENIS 1992]. CONSEIL GENERAL du département de SEINE SAINT-DENIS, « Proposition pour un schéma d'assainissement » rapport, novembre 1992, 101 p.

[CERTU 1998a] : CERTU du Sud Ouest, « Collectivités locales et assainissement : nouveau cadre réglementaire », n°1, septembre 1998, 110 p, p 21.

[CERTU 1998b] : CERTU, « Ruissellement urbain et POS : approche et prise en compte des risques », Dossier CERTU, n°83, septembre 1998, 100 p, p 42.

[CERTU 1998c] : CERTU, « Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial », n°3, novembre 1998, 155 p, p 40, 54, 55, 68.

[CERTU 1999] : CERTU, « Chaussées poreuses urbaines », n°7, juin 1999, 155 p, p 9, 91.

[CETE 1994] : CETE, « Diagnostic du risque », Mémoire, Programme de prévention contre les inondations liées au ruissellement pluvial urbain et aux crues torrentielles, Ville d'Antibes, décembre 1994.

[CHAMOUX & LABORDE 1998] : C. CHAMOUX et J.P. LABORDE, « Les précipitations dans les Alpes-Maritimes : fonction aléatoire hétérogène anisotrope », Mémoire de D.E.A., 1998, 112 p + annexes.

[CHARIGNON 1997] : D. CHARIGNON, « Rôle de la forêt de montagne pour la protection contre les crues », Synthèse bibliographique de l'Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts de Montpellier, Mars 1997.

[CHAVOUET & al. 2000] : J.M. CHAVOUET, J.C. FANOUILLET, DIVISION RECENSEMENTS de la POPULATION « Forte extension des villes entre 1990 et 1999 », INSEE Première, n° 707, avril 2000, 4 p.

[CHESNAY 1999] : E. CHESNAY, « Inondations à répétition », Que choisir ?, n°364, octobre 1999, p 35 à 37.

[CHOCAT & al.. 1997] : B. CHOCAT et al., "Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement », Tec & Doc, Lavoisier, 1997, 1124 p, p 35, 116, 174, 186, 189, 446, 465, 472, 487, 517, 521, 717, 743, 792, 878, 912, 913, 915, 1057, 1059.

[CHOCAT & SEGUIN 1986] : B. CHOCAT et D. SEGUIN, « Méthode d'évaluation de l'imperméabilisation », STU - Ministère de l'Urbanisme de l'Equipement et des Transports, Paris, 49 p +annexes.

[COGEZ 1989] : C. COGEZ, « La prise en compte de l'eau dans les documents d'urbanisme », C.N.F.P.T., Etude et réflexion : l'eau dans la ville, Numéro spécial, n°5, août 1989, p 33 à 37.

[COLLECTIF CLUB A .M.M. 1996] : COLLECTIF CLUB de l'AIRE METROPOLITAINE MARSEILLAISE (A.M.M.), « A propos de l'Aire Métropolitaine Azuréenne », Compte rendu du 26 septembre 1996.

[COMBE 1999] : P.M. COMBE, « Economie des inondations : vers la maîtrise négociée du risque », Revue d'économie régionale et urbaine, n°5, 1er janvier 1999, p 961 à 982.

[COMITE de BASSIN R.M.C. 1995a] : COMITE de BASSIN Rhône Méditerranée Corse « Atlas du bassin R.M.C. Territoires Petits Côtiers alpin est », octobre 1995.

[COMITE de BASSIN R.M.C. 1995b] : COMITE de BASSIN Rhône Méditerranée Corse « Atlas du bassin R.M.C. Territoires Petits Côtiers alpin est », octobre 1995.

[CONSEIL REGIONAL RHONE-ALPES 2001], CONSEIL REGIONAL RHONE-ALPES, « Délibération du conseil régional : politique de l'eau », Délibération n°01.08.843, novembre 2001, 14 p.

[CREUTIN & al. 1997] : J.D. CREUTIN, H. ANDRIEU et M. DESBORDES, « Réflexion prospective sur les besoins en recherche sur le thème de l'hydrologie à petites échelles et notamment en zones urbaines », Rapport « hydrologie en milieu urbain », INSU/CNRS, mai 1997.

[CUB 1996] : COMMUNAUTE URBAINE de BORDEAUX (CUB), « Les solutions compensatoires : guide de réalisation », 14 juin 1996, 91 p, p 15, 22, 32, 33, 66, 72.

[CUNGE 1969] : J.A. CUNGE , « Au sujet d'une méthode de propagation de crue », Journal of Hydraulics Rescarch, 7 pli., 205-230, 1969.

[D.D.E. 1996] : D.D.E., « La prévention des inondations », Préfecture des A.M., Actions de l'Etat, Les inondations, n°1, 1996, p 2.

[D.H.I. 2001] : Danish Hydraulic Institute, « Mouse pipe flow reference manual », D.H.I. Water & Environment, 2001, 91 p + annexes.

[DAGORNE & al. 1994] : A. DAGORNE, J.Y. OTTAVI, D.D.A.F., I.F.E.N, « La Côte d'Azur, un mur de béton ? », Association Villes et Territoires. Méditerranéens, 1994, 95 p

[DE MONTERNO 2000] : DE MONTERNO, « Assainissement : un transfert délicat », Intercommunalités, mai 2000.

[DE VANSSAY 1995] : B. DE VANSSAY, « Les P.E.R., un transfert de responsabilité », RJE, n°3, 1995.

[DESBORDES & RAMPEREZ 1977] : M. DESBORDES et A. RAMPEREZ, « Extension du modèle L.H.M. aux bassins versants de taille moyennes », Université de Montpellier, Note L.H.M., 1977.

[DESBORDES & RAOUS 1976] : M. DESBORDES et P. RAOUS, « Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques », La Houille Blanche, n°1, 1976, p 37 à 43.

[DESBORDES 1974] : M. DESBORDES, « Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement », Thèse Docteur ingénieur, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 1974, 171 p.

[DEUTSCH & al 1989] : Groupe de travail du STU animé par J.C. DEUTSCH, « Memento sur l'évacuation des eaux pluviales », La documentation Française, Paris, 349 p.

[DEUTSCH & TASSIN 2002] : J.C. DEUTSCH et B. TASSIN, « Cours d'hydrologie urbaine», Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CEREVE, 2002.

[DIREN PACA 1999] : DIREN PACA, « Rapport d'activité 1999 », 1999, 19 p.

[DIREN PACA 2000a] : DIREN PACA « Communes soumises au risque inondation en Région PACA », © IGN BdCarto ® Réalisation : DIREN PACA Risque inondation.wor - PB - 17/04/2000, source des données : Ministère de l'Environnement - Mise à jour 14/04/2000.

[DIREN PACA 2000b] : DIREN PACA « Etat d'avancement des procédures partenariales dans le domaine de l'eau », © IGN BdCarto ® Réalisation : DIREN PACA Risque inondation.wor - PB - 17/03/2000, source des données : Ministère de l'Environnement - Mise à jour 07/03/2000.

[DIREN PACA 2000c] : DIREN PACA « Communes soumises au risque inondation dans le Département des Alpes-Maritimes », © IGN BdCarto ® Réalisation : DIREN PACA Risque inondation.wor - PB - 17/03/2000, source des données : Ministère de l'Environnement - Mise à jour 07/03/2000.

[DJERBOUA 2001] : A. DJERBOUA, « Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les Alpes franco-italiennes. Prévision quantitative des pluies journalières par la méthode des analogues. », Soutenance de Thèse, Domaine Universitaire – Saint Martin d'Hères, mai 2001.

[DUNGLAS 1996] : J. DUNGLAS, « Coordination de l'activité des services administratifs dans la lutte contre les inondations sur les bassins de l'Aisne et de l'Oise », Conseil Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, Rapport final**,** 1996, 82 p.

[ERG 2000] : ERG Géotechnique et Environnement « Etude pour un assainissement non collectif : commune d'Antibes », rapport et observations, août 2000, 21 p et annexes.

[ESTIENNE & ROCHE 1994] : J. ESTIENNE et F-A. ROCHE, « Prévention et gestion des dommages dus aux inondations », La Houille Blanche, n°8, 1994, p64.

[GAUME & al. 2000] : E. GAUME, G. HUBERT et J.P. TORTEROTOT; « La prise en compte des incertitudes dans l'estimation du coût des dommages dus aux inondations », La Houille Blanche, n°3/4, 2000, p 76 à 82.

[GUIGUES SA & HYDRATEC 1989] : GUIGUES SA & HYDRATEC « Etude des réseaux d'eaux pluviales : 1er phase : Diagnostique de fonctionnement et calcul des débits capables », Rapport définitif pour la D.G.S.T. d'Antibes, révision 1 du 01/02/1989, RT.21 438, 1989, 78 p et annexes.

[GUIGUES SA & HYDRATEC 1989] : GUIGUES SA & HYDRATEC « Etude des réseaux d'eaux pluviales : 2ème phase : Simulation du fonctionnement des réseaux et propositions d'aménagements », Rapport définitif pour la D.G.S.T. d'Antibes, juillet 1989, 70 p et annexes.

[HUNTZINGER 1990] : H. HUNTZINGER, « L'assainissement pluvial dans le contexte économique des collectivités locales », La Houille Blanche, n°7/8, 1990, p 487.

[HYDRATEC 1996] : HYDRATEC « Vallon du Laval : Etude de bassins de stockage des eaux pluviales », Rapport d'étude pour la D.G.S.T. d'Antibes, R12 825, juin 1996, 25 p.

[HYDRATEC 1996] : HYDRATEC « Vallon du Laval : Etude de bassins de stockage des eaux pluviales, étude complémentaire de scénarios d'aménagement», Rapport d'étude pour la D.G.S.T. d'Antibes, R12 825/mg, octobre 1996, 10 p + 3 p additif et annexes.

[IFEN 2000] : IFEN, « La pression de la construction ne se relâche pas sur le littoral Métropolitain », Littoral, les données de l'environnement, n°55, juin 2000, 4 p.

[INSEE 2000] : INSEE, DEPARTEMENT de la dEMOGRAPHIE, « La population légale au recensement de 1999 », INSEE Première, n° 691, janvier 2000, 4 p.

[JULIAN 1980] : M. JULIAN, « Les Alpes-Maritimes franco-italiennes : Etude géomorphologique », Atelier de reproduction des thèses, Université de Lille III, Tome I & Tome II, 2000, 836 p, thèse soutenue en 1976.

[JULIEN & al. 2001] : P JULIEN, INSEE PROVENCE-ALPES-COTE d'AZUR « Les grandes villes françaises étendent leur influence », INSEE Première, n° 766, avril 2001, 4 p.

[KEIFER & CHU 1957] : C.J. KEIFER et H.H. CHU, « Synthetic Storm Pattern for Drainage Design », Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 83, n°H.Y.4., août 1957, p 1 à 25.

[KREAMER & PIOTROWSKI 1994] : R.A. KREAMER et R. PIOTROWSKI, « Financement de l'assainissement pluvial urbain en Allemagne », Institut pour une Politique Européenne de l'Environnement, Rapport, 1994, 33 p.

[LABORDE 1986] : J.P. LABORDE, « Pour une approche géostatistique des coefficients d'abattement », La Houille Blanche, n°3, 1986, p 221 à 228.

[LABORDE & al. 1997] : J.P. LABORDE, et N. MOUHOUS, « Eléments d'hydrologie de surface », UPRESA. 6046 du C.N.R.S., Equipe G.V.E., 1997, 202 p.

[LABORDE 1997] : J.P. LABORDE, « Eléments d'hydrologie de surface », Université de Nice-Sophia Antipolis, Equipe « Gestion et Valorisation de l'Environnement », 1997.

[LABORDE 2000] : J.P. LABORDE, « Le risque inondation et les plans de prévention des risques sur les Alpes-Maritimes. » , Assemblée Générale de la Chambre de Commerce et d'Industrie, 2000, 6 p.

[MAIRIE ANTIBES 1998] : MAIRIE ANTIBES « Plan d'occupation des Sols », rapport de présentation, document provisoire pour la ville d'Antibes, juin 1998.

[MAIRIE d'ANTIBES 1998] : MAIRIE d'ANTIBES, « Plan d'Occupation des Sols », Rapport de présentation, document provisoire, juin 1998.

[MALLANTS & FEYEN 1990] : D. MALLANTS et J. FEYEN, « Quantitative and qualitative aspects of surface and groundwater flow », volume 2, KUL, 1990, 96 p.

[MALYE & al. 1993] : F. MALYE, S. BARBA, B. GENES et A. RODER, "Nîmes, Vaison, Le Grand Bornand… et après ? A qui le tour ? », 50 millions de consommateurs, n°265, octobre 1993, p 9.

[MATHOT & MARIANI 1994a] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Typologie des crues », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome I, p 20.

[MATHOT & MARIANI 1994b] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Un principe de base : définir une gestion économique du risque », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome I, p 52.

[MATHOT & MARIANI 1994c] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Dégager de nouvelles sources de financement»**,** Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome I, p 61.

[MATHOT & MARIANI 1994d] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Les dangers de l'urbanisation et de l'imperméabilisation des sols », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome I, p 26 à 28.

[MATHOT & MARIANI 1994e] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Audition de l'Amiral G. RICHARD », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome II, p 39.

[MATHOT & MARIANI 1994f] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Audition de P.H. BOURRELIER », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome II, p 118.

[MATHOT & MARIANI 1994g] : P. MATHOT et T. MARIANI, « Des effets aggravés du fait des interventions humaines, le déboisement », Assemblée Nationale, Commission d'enquête sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier, Rapport n°1641, 4 novembre 1994, Tome I, p 35 à 39.

[MINISTERE 1949] : Ministère de la reconstruction et de l'Urbanisme, « Instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations », Circulaire CG 1333, Imprimerie Nationale, Paris, 47 p + annexes, 1949.

[MINISTERES 1977] : Ministère de la culture et de l'environnement, Ministère de l'équipement et de l'aménagement du territoire, Ministère de l'agriculture, Ministère de la santé et de la sécurité sociale, « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations », IT 77 284 INT, Imprimerie Nationale, Paris, 62 p + annexes, 22 juin 1977, p 53.

[MIQUEL 1984] : J. MIQUEL, « Guide pratique d'estimation des probabilités de crues », Collection de la direction des Etudes et Recherches d'E.D.F., n°53, Eyrolles Ed., Paris, 1984.

[MUSGRAVE 1955] : G. W. MUSGRAVE. « How much of the rain enters the soil? » USDA Yearbook of Agriculture, U.S. Department of Agriculture, U.S.G.P.O., Washington, DC. 1955, p. 151 à 159.

[PEREZ-SAUVAGNAT & al. 1995] : I. PEREZ-SAUVAGNAT, T. MAYTRAUD et C. PIEL, « Cent vingt huit bassins de retenue sur le département : leur efficacité, leur gestion. », Novatech 95, Deuxième conférence internationale des nouvelles technologies en assainissement pluvial, 1995, p 560.

[PETIT 1998] : J.M. PETIT, « Le Programme d'Aménagement d'Ensemble », La Gazette, n°1466, 31 août 1998, p 36.

[PITT & al. 2001] : R. PITT, J. LANTRIP, R. HARRISON et C.L. HENRY, « Infiltration through disturbed Urban Soil », 2001, p 3, 245 p.

[PONT-A-MOUSSON 1999] : PONT-A-MOUSSON, « Intégral : canalisations en fonte ductile pour l'assainissement : tuyaux, raccords et accessoires », 1999, 252 p, p 183, p 38.

[RENARD & TEILLOT 1990] : D. RENARD et J.P. TEILLOT, « L'assainissement pluvial : les enjeux techniques et financiers », La Houille Blanche, n°7/8, 1990, p 532.

[ROLF & al 1995] : P. ROLF, J. DUDEY, J. LOHAUS, B. ESCH, « Ergebniss der A.T.V.-Umfrage Abswassergebühren », Korrespondenz Abwasser n°42, 1995, p 36 à 41.

[ROSNAY 1975] : M ROSNAY, « Le macroscope, vers une vision globale », Paris, Seuil, 1975, 346 p.

[SIEKER 1994] : F. SIEKER, « Das Problem der Mischwasserbehandlung – Analyse, Kritik, Empfehlungen », Wasser und Boden n°46 p 10 à 13.

[SOTTY & DESHONS 1990] : J.M. SOTTY et P. DESHONS, « A propos de la protection décennale », La Houille Blanche, n°7/8, 1990, p 561-562.

[TABUCHi & VALIRON 1992] : J.P. TABUCHI et F. VALIRON, « Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie – état de l'art », Tec & Doc, Lavoisier, 1992.

[THIBAUD 1990] : C. THIBAUD, « Aménagement ratio-coût », La Houille Blanche, N°7/8, 1990, p 525 à 530.

[THIBAULT 1987], S. THIBAULT, « Modélisation morphofonctionnelle des réseaux d'assainissement à l'aide du concept de dimension fractale », Thèse Docteur d'Etat, INA, Lyon, 1987, 303 p.

[VALIRON 1995] F. VALIRON, « Le financement du pluvial », T.S.M., Spécial eaux pluviales, n°11, novembre 1995, p 875.

[VASSEUR 1998] : G. VASSEUR, « L'assainissement non collectif », Génie Urbain, n°441, janvier 1998, p 40.

[VIE LE SAGE 1994] : R. VIE LE SAGE, « L'Etat coupable », Vie publique, mars 1994, p 24 à 26.

Documents internet utilisés :

[C.E.R.B.T.P. 2001] : http://www.paca.equipement.gouv.fr/depart/construction/stat/

[O.P.B. 2001] : http://www.batitel.com/

[Conseil Général du Bas Rhin] : http://www.cg67.fr/

[O.I.E. 2000a] : Office International de l'Eau, « Les comités de bassin », http://www.oieau.fr/, janvier 2000.

[O.I.E. 2000b] : Office International de l'Eau, « Gestion directe, gestion déléguée : quels critères de choix ? », http://www.oieau.fr/, mars 2000.

[O.I.E. 2000c] : Office International de l'Eau, « Les SDAGE : élaboration, contenu et mise en oeuvre », http://www.oieau.fr/, octobre 2000.

[Météo-France 2000]. : http://www.météo.fr/

Sites internet à visiter :

http://www.ademe.fr : Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie.
http://adopta.free.fr/ : Association Douaisienne pour la promotion de Techniques Alternatives.
http://www.afnor.fr/ : Toutes les Normes Françaises en ligne.
http.www.aghtm.org : Association française des Spécialistes de l'Environnement.
http.www.assemblee-nationale.fr : Assemblée Nationale.
http://www.awra.org : American Water Ressources Association.
http://www.batitel.com : O.P.B. Office des Prix du Bâtiment.
http://.www.catnatlive.free.fr/ : Actualité des catastrophes naturelles et de la prévention en France et dans le monde.
http://www.cemagref.fr/ : Institut public de recherche pour l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement.
http.www.certu.fr : Centre d'Etudes sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les Constructions Publiques.
http://www.ce.utexas.edu/ : Department of Civil Engineering at the University of Texas at Austin.
http.www.cstb.fr : Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
http://www.dhi.fr : Site du Danish Hydraulic Institute France.
http://www.dgcl.interieur.gouv.fr/ : Direction générale des collectivités locales.
http://www.eau-rhone-mediterranee-corse.environnement.gouv.fr : Agence de l'Eau R.M.C..
http.www.equipement.gouv.fr : Divisions Départementales de l'Equipement.
http://www.environnement.gouv.fr/dossiers/eau/: Toute l'actualité dans le domaine de l'eau.
http://www.enpc.fr/cereve/ : Centre d'Enseignement et de Recherche, Eau, Ville, Environnement.
http://www.esri.com : Environmental Systems Research Institute (GIS product).
http://www.graie.org :Groupe de Recherche Rhône-Alpes sur les Infrastructures et l'Eau.
http://www.IAHR2001.com : Site de L'Association Internationale de Recherche en Hydraulique.
http://www.ifen.fr/ : Institut français de l'Environnement.
http://www.insa-lyon.fr : Site de l'Institue National des Sciences Appliquées.
http.//www.insee.fr : Site de l'Institut National de la Statistique et des Etudes Economiques.
http://www.lagazettedescommunes.com/ : La Gazette des Communes.
http://www.lcpc.fr/ : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
http://ww.lemoniteur.com : Site du Moniteur.
http.www.meteo.fr : Site de Météo-France.
http://www.novatech.fr/fr/service/default.htm : Conférences Novatech.
http://www.oieau.fr/ : Office International de l'Eau (O.I.E.)
http.//www.paca.environnement.gouv.fr : DIREN PACA.
http.//www.shf.asso.fr : La Houille Blanche.
http://www.unice.fr/hydroprotech : D.E.S.S. de Gestion de Projet Hydrotechniques et environnementaux.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Opposition structurelle entre un réseau mixte maillé (à gauche) et un réseau unitaire d'eaux pluviales (à droite). 15
Figure 2 : Principales géométries des conduites de réseaux enterrés. 16
Figure 3 : Opposition des écoulements entre les crues éclaires (à gauche Nîmes en 1988) et les crues lentes (à droite Poissy en 2001). 17
Figure 4 : Schéma classique de détermination de la fréquence de protection à retenir en fonction des coûts moyens annuels des préjudices [SOTTY & DESHONS 1990]. 41
Figure 5 : Incidences des aménagements de protection sur les préjudices humains et financiers encourus en cas de dépassement des intensités maximales de référence [SOTTY & DESHONS 1990]. 42
Figure 6 : Organisation d'une gestion déléguée : affermage. 54
Figure 7 : Organisation d'une gestion déléguée : concession. 54
Figure 8 : Organisation d'une gestion en régie. 56
Figure 9 : Organisation d'une gestion en régie avec agence privée. 56
Figure 10 : Organisation d'une gestion mixte. 57
Figure 11 : Rétrécissement du vallon urbanisé du Laval en aval du croisement entre le chemin des Sarrasines et de la route de Grasse, Antibes (CHAMOUX 1999). 70
Figure 12 : Estimation de l'évolution du coût de pose de canalisations en fonction du diamètre et de la profondeur de pose en tranchées ouvertes (MAIRIE d'ANTIBES 1997). 71
Figure 13 : Bassin de rétention à ciel ouvert du site E.D.F. de la ville d'Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999 et 2002). 76
Figure 14 : Exemple de profil de bassin à sec [MINISTERES 1977]. 76
Figure 15 : Exemples d'exutoires de bassins de rétention à ciel ouvert à la Cours Neuve (BARET 2001). 77
Figure 16 : Exemple de schéma d'ajutage avec clapet anti-retour et cuvette de décantation [CUB 1996]. 78
Figure 17 : Exemple de profil de bassin en eau et accessible au public [MINISTERES 1977]. 79
Figure 18 : Bassin de rétention à ciel ouvert avec un plan d'eau permanent, Etang de Bailly en Seine et Marne (TASSIN 2001). 79
Figure 19 : Bassin en eau d'Eprune (vide !) au nord de la ville de Melun (LEGENDRE 1996). 80
Figure 20 : Bassin de rétention enterré de 2 800 m^3 du site E.D.F., Ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999). 80
Figure 21 : Schéma d'un bassin de rétention enterré élémentaire à fonctionnement gravitaire [CUB 1996]. 81
Figure 22 : Bassin de rétention enterré de 200 m^3 avec parking : aménagement du vallon Laval, Ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999). 82
Figure 23 : Bassin de rétention enterré en cours de réalisation, vallée de l'Orge, lieu dit Mares Yvon (SIVOM de l'ORGE). 82
Figure 24 : Schéma d'un bassin de rétention enterré cloisonné à fonctionnement gravitaire [CUB 1996]. 82
Figure 25 : Schéma type de canalisations surdimensionnées [CUB 1996]. 83
Figure 26 : Schéma de décision de création d'un ouvrage de stockage des eaux pluviales. 85
Figure 27 : Schéma de positionnement des bassins de rétention enterrés. 87
Figure 28 : A droite, un bassin de rétention enterré d'un immeuble d'un volume de 60 m^3, à gauche un bassin enterré d'une villa de 25 m^3, vallon du Madé, ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 2000). 87
Figure 29 : Bassin à ciel ouvert en partie rempli après une averse, Clinique Saint Amé, ville de Lambres (ADOPTA 1997). 88
Figure 30 : Bassin de rétention aménagé et pratique du sport en milieu urbain dense, centre ville, avenue Foch, ville Antibes-Juan-les-Pins (CHAMOUX 1999). 89

Figure 31 : Aménagement du toit d'un bâtiment en structure de rétention, Caisse d'Allocation Familiale de la Ville d'Antibes, vallon du Laval (CHAMOUX 1999)..... 89
Figure 32 : Exemple de dispositif d'évacuation des eaux en toiture-terrasse [CUB 1996]. ... 89
Figure 33 : Exemples d'aménagement de noues pour une surface totale de 7 000 m² en milieu urbain de densité moyenne, Eglise Notre Dame et Place Ronde dans la ville de Waziers (ADOPTA 1997). 90
Figure 34 : Schéma de fonctionnement d'une noue avec un massif drainant. 91
Figure 35 : Schéma du principe de stockage des eaux pluviales avec des noues, cas d'application avec des pentes faibles et fortes [CUB 1996]. 91
Figure 36 : Recommandations d'applications pour les puits d'infiltration dans la Communauté Urbaine de Bordeaux [CUB 1996]..... 93
Figure 37 : Définition de la porosité [CERTU 1999]..... 94
Figure 38 : Réalisation d'une tranchée drainante dans la ville de Lambre (ADOPTA 1997). .. 95
Figure 39 : Schéma de fonctionnement d'une tranchée drainante. 95
Figure 40 : Schéma d'organisation d'une chaussée poreuse équipée d'une structure de stockage et de son ouvrage de régulation. 97
Figure 41 : Exemple d'aménagement de chaussées poreuses avec structure réservoir [CHOCAT & al. 1997]. 98
Figure 42 : Exemple d'aménagement de structures de stockage sous voirie alimentées par une bouche d'égout dans le cas de fortes pentes..... 99
Figure 43 : Pose d'une structure de stockage en nid d'abeille type nidaplast (ADOPTA 1997). 100
Figure 44 : Pluviomètre à gauche, pluviographe à droite (METEO-FRANCE). 106
Figure 45 : Schéma des pluviomètres manuels et enregistreurs avec un système d'augets basculeurs..... 107
Figure 46 : Définition des épisodes et des averses selon les principes d'aménagement.... 109
Figure 47 : Méthode de dépouillement à origine fixe (à gauche), méthode de dépouillement à origine variable (à droite). 110
Figure 48 : Ajustement à une loi de GUMBEL des pluies journalières maximales annuelles à Nice-Aéroport (1950-1998). 111
Figure 49 : Ajustement à une loi de Poisson du nombre de jours par an pendant lesquels la pluie est supérieure ou égale à 45 mm à Nice-Aéroport (1950-1998). 112
Figure 50 : Ajustement à une loi exponentielle des pluies journalières supérieures à 45 mm à Nice-Aéroport (1950-1998). 112
Figure 51 : Ajustement à des lois de MONTANA des intensités décennales à Nice-Aéroport.... 115
Figure 52 : Evolution du paramètre b de MONTANA en fonction de la période de retour (graphique de gauche) et comparaison des formules de TALBOT et MONTANA pour les intensités décennales (données Nice-Aéroport). 115
Figure 53 : Découpage des trois zones climatologiquement homogènes en France selon l'INST 77-284 [MINISTERES 1977]..... 116
Figure 54 : Modèle de pluies de projet double triangle de DESBORDES. 118
Figure 55 : Modèle de pluies de projet double triangle..... 119
Figure 56 : Opposition entre le réseau hydrologique d'un bassin versant naturel et d'un bassin versant urbanisé (KEFF & CHAMOUX 2002)..... 121
Figure 57 : Hyétogrammes de pluies nettes en fonction des conditions initiales..... 122
Figure 58 : Passage de la pluie brute à la pluie nette..... 123
Figure 59 : Evolution en fonction du temps de f(t) et J(t) (avec f_o=2 mm/mn, f_c=0,1 mm/mn et k=0,06 mn-1)..... 124
Figure 60 : Evolution de j(t) dans le temps en fonction d'une averse complexe (avec f_o=2 mm/mn, f_c=0,1 mm/mn et k=0,069 mn-1)..... 125
Figure 61 : Infiltration d'une averse de 45 mm en une heure. 125
Figure 62 : Infiltration et ruissellement instantanés selon la formule du S.C.S. [LABORDE & al. 1997]. 126
Figure 63 : Evolution de l'infiltration instantanée (méthode du S.C.S. et hortonienne)..... 128

Figure 64 : Exemples d'attribution des valeurs des coefficients de ruissellement en fonction des différents types de surface. 130
Figure 65 : Evolution du coefficient de ruissellement en fonction de la durée des averses. 130
Figure 66 : Définition des hydrogrammes de crue. 132
Figure 67 : Averse unitaire et hydrogramme unitaire. 133
Figure 68 : Hydrogrammes impulsionnels résultant d'un bassin à une averse donnée [LABORDE & al. 1997]. 134
Figure 69 : Bassin versant décomposé en 9 sous-bassins délimités par des courbes isochrones t_i. 135
Figure 70 : Diagramme de l'évolution de la surface contributive constituant le débit à l'exutoire d'un bassin versant en fonction de Δ_t 136
Figure 71 : Hydrogramme de pluie nette et hydrogramme instantané. 140
Figure 72 : Composition d'un hydrogramme à partir de n réservoirs placés en série selon le modèle de NASH [LABORDE & al. 1997]. 142
Figure 73 : Schéma général du processus de transformation de la pluie brute en débit [CHOCAT & al. 1997]. 145
Figure 74 : Sections d'écoulement entre deux profils P1 et P2. 147
Figure 75 : Schéma du principe de la fente de PREISMANN. 150
Figure 76 : Discrétisation du réseau en points de calcul des débits [D.H.I. 2001]. 151
Figure 77 : Schéma implicite de calcul des différences finies [D.H.I. 2001]. 151
Figure 78 : Principes de modélisation du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales. ... 158
Figure 79 : Schéma de la gestion des eaux pluviales en France. 160
Figure 80 : Organisation du schéma décisionnel des techniques alternatives aux réseaux d'eaux pluviales. 161
Figure 81 : Concordance entre techniques alternatives, milieu urbain et pression foncière. 163
Figure 82 : Cartographie automatique des pluies moyennes annuelles sur le département des Alpes-Maritimes [CHAMOUX & LABORDE 1998]. 172
Figure 83 : Cartes des précipitations journalières décennales et centennales [BEROLO & al 2000]. 173
Figure 84 : Courbes I.D.F. du poste de Nice-Aéroport (durées égales ou inférieures à 1h). 174
Figure 85 : Ecart entre les courbes intensité-durée d'une averse centennale en fonction de la durée et des valeurs de MONTANA (poste de Nice-Aéroport). 174
Figure 86 : Intensité horaire des pluies (poste de Nice-Aéroport, période 1966-1999). 175
Figure 87 : Cartes topographique et géologique du département des Alpes-Maritimes [CHAMOUX & LABORDE 1998]. 176
Figure 88 : Correspondance entre cours d'eau, transports solides et types de crues [BESSON & MEUNIER 1995]. 178
Figure 89 : Principaux bassins versants du département des Alpes-Maritimes. 181
Figure 90 : Bassins versants des vallons urbanisés de la Ville d'Antibes et profils des vallons du Laval et du Madé. 182
Figure 91 : Bassins versants des vallons urbanisés de la Ville de Nice et profils des vallons de Carras, de Fabron, de la Madeleine et de Pessicart. 183
Figure 92 : Evolution de la densité de la population et des taux de croissance des communes des Alpes-Maritimes entre 1901 et 1999. 186
Figure 93 : Croissance de la population des principales villes du département des Alpes-Maritimes au cours de la période 1990-1999. 188
Figure 94 : Proportion des risques liés aux inondations par rapport aux autres catégories de catastrophes naturelles (département des Alpes-Maritimes). 190
Figure 95 : Evolution annuelle et moyenne cumulée des déclarations de catastrophe naturelle liées aux inondations dans le département des Alpes-Maritimes (de 1983 à 2000). 195
Figure 96 : Nombre de déclarations d'état de catastrophe naturelle par inondation, de 1983 à 2000, dans les communes du département des Alpes-Maritimes. 197

Figure 97 : Communes du département des Alpes-Maritimes exposées aux risques d'inondation par crue et par ruissellement. 197
Figure 98 : Risques d'inondation en région PACA [DIREN PACA 2000a]. 202
Figure 99 : Etat d'avancement des procédures partenariales dans le domaine de l'eau [DIREN PACA 2000b] 203
Figure 100 : Risques naturels liés à l'eau, bassin versant du Var et est du département des Alpes-Maritimes [COMITE de BASSIN R.M.C. 1995a] 204
Figure 101 : Risques naturels liés à l'eau, région PACA et ouest du département des Alpes-Maritimes [COMITE de BASSIN R.M.C. 1995b] 205
Figure 102 : Etat des P.P.R. inondation et crue torrentielle des communes du département des Alpes-Maritimes (en date du 15 octobre 2001). 206
Figure 103 : Communes des Alpes-Maritimes soumises au risque d'inondation [DIREN PACA 2000c]. 207
Figure 104 : Délais entre les dates de prescription et d'approbation des P.P.R. des communes du département des Alpes-Maritimes (en date du 15 octobre 2001). 207
Figure 105 : Exemple de cartographie des zones à risque d'inondation sur la commune d'Antibes [BCEOM 1997]. 208
Figure 106 : Exemple d'identification des points sensibles lors d'inondations sur le vallon du Laval de la commune d'Antibes [BCEOM 1997]. 210
Figure 107 : Carte d'élaboration des P.P.R. du département des Alpes-Maritimes réalisée par la Direction Départementale de l'Equipement (décembre 2002). 212
Figure 108 : Mécanismes d'aggravation et de modification du risque d'inondation à l'origine des crues urbaines qui frappent les communes littorales du département des Alpes-Maritimes (permanence des caractéristiques de l'aléa). 214
Figure 109 : Evolution des capacités de stockage du département de Seine Saint-Denis [C.G. SEINE SAINT-DENIS 1992]. 218
Figure 110 : Proportion et synthèse des techniques alternatives curatives réalisées dans les régions de Bordeaux, Lyon et dans le département de Seine Saint-Denis [BAPTISTA & al. 2001]. 219
Figure 111 : Part relative des différentes catégories de techniques alternatives employées sur la commune d'Antibes entre 1988 et 1999. 221
Figure 112 : Modes de rejet des eaux pluviales collectées par les techniques alternatives réalisées sur la commune d'Antibes entre 1988 et 1999. 221
Figure 113 : Evolution de la capacité de stockage de différents types de bassins de rétention en fonction de la profondeur des ouvrages et de la surface disponible. 223
Figure 114 : Carte géologique de la commune d'Antibes. 225
Figure 115 : Evolution annuelle du nombre de Permis de Construire (P.C.) déposés étant accompagnés de prescriptions de rétention des eaux de pluie pour la commune d'Antibes (période 1988-1999). 228
Figure 116 : Variation annuelle, entre 1955 et 2001, de l'activité du B.T.P. dans les Alpes-Maritimes [C.E.R.B.T.P. 2001]. 229
Figure 117 : Variation annuelle, entre 1955 et 2001, des marchés de l'habitat collectif et individuel dans les Alpes-Maritimes [C.E.R.B.T.P. 2001]. 229
Figure 118 : Evolution annuelle du volume moyen des ouvrages de rétention préventifs des eaux pluviales réalisés à l'échelle de la parcelle sur la commune d'Antibes. 230
Figure 119 : Volumes de stockage imposés par la commune d'Antibes dans le cadre de la maîtrise du ruissellement des eaux pluviales. 231
Figure 120 : Evolution de la capacité de stockage des ouvrages préventifs réalisés (conformités acceptées ou avec réserves) sur la commune d'Antibes entre 1988-1999. 231
Figure 121 : Position géographique des ouvrages de rétention ayant obtenu la conformité de la commune d'Antibes au début de l'an 2000. 232
Figure 122 : Plan d'Occupation des Sols de la commune d'Antibes, zonage approuvé le 4 mars 1998. 235

Figure 123 : Plan d'Occupation des Sols de la commune d'Antibes présenté en fonction des catégories de zonage (zonage approuvé le 4 mars 1998)..... 236
Figure 124 : Parcellaire de la zone sud-ouest de la commune d'Antibes en 1993. 236
Figure 125 : Identification des espaces et des parcelles non constructibles de la commune d'Antibes (source Mairie d'Antibes). 237
Figure 126 : Décomposition des trois étapes d'estimation des coûts selon la méthode économétrique de l'U.N.T.E.C.. 241
Figure 127 : Présentation de la méthode « déboursé sec » de l'Office des Prix du Bâtiment [O.P.B. 2001]. 243
Figure 128 : Définition de la méthode d'estimation des coûts de stockage des eaux pluviales en fonction de l'information disponible. 245
Figure 129 : Principaux postes de dépense du lot « fouille » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré. 246
Figure 130 : Principaux postes de dépense du lot « terrassement » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré. 248
Figure 131 : Principaux postes de dépense du lot « gros œuvre » d'un chantier de construction d'un bassin de rétention enterré. 249
Figure 132 : Principaux postes de dépense des travaux sur voirie. 250
Figure 133 : Principaux postes de dépense des travaux sur réseaux. 251
Figure 134 : Détails des étapes et opérations pouvant être rencontrées lors de la réalisation d'une technique alternative. 253
Figure 135 : Schéma d'un bassin de rétention circulaire de grande dimension (500 m^3) [B.A.B.E.T. 2001]. 255
Figure 136 : Estimation des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles, de terrassement et de gros œuvre intégrés aux calculs des coûts de construction des bassins de rétention enterrés en béton. 258
Figure 137 : Estimation de l'évolution du coût de stockage par m^3 d'eau pluviale en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée pour des bassins de rétention enterrés en béton. 259
Figure 138 : Estimation de l'emprise foncière nécessaire à la réalisation des bassins de rétention enterrés, en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée. 260
Figure 139 : Estimations des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles et de terrassement intégrés aux calculs des coûts de construction des bassins de rétention à ciel ouvert. 261
Figure 140 : Estimation de l'évolution du coût de stockage par m^3 d'eau pluviale en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée pour des bassins de rétention enterrés en béton. 262
Figure 141 : Estimation de l'emprise foncière nécessaire à la réalisation des bassins de rétention à ciel ouvert, en fonction de la dimension des projets et de la profondeur maximale autorisée. 263
Figure 142 : Définition de la largeur et de la profondeur des tranchées en fonction du diamètre des canalisations [PONT-A-MOUSSON 1999]. 265
Figure 143 : Présentation des trois types de poses de canalisations les plus couramment employées [PONT-A-MOUSSON 1999]. 266
Figure 144 : Evolution des coûts des canalisations en béton en fonction du diamètre. 267
Figure 145 : Longueur de réseaux pouvant être réalisées en fonction du diamètre des canalisations avec un budget de 500 000 €. 268
Figure 146 : Rapport de prix entre les bassins de rétention enterrés et les bassins à ciel ouvert (fonction de la dimension du projet et de la profondeur maximale autorisée). 269
Figure 147 : Rapport entre l'emprise foncière des bassins de rétention à ciel ouvert et celle des bassins de rétention enterrés (fonction de la dimension du projet et de la profondeur maximale autorisée). 269

Figure 148 : Evolution du coût de stockage des eaux pluviales et de la surface nécessaire pour des bassins de rétention enterrés en béton réalisés à l'échelle de la parcelle. 272
Figure 149 : Estimation des prix moyens des postes de dépense des phases de fouilles et de terrassement intégrés aux calculs des coûts de construction pour des tranchées, fossés drainant et structures de stockage poreuses. 273
Figure 150 : Evolution du coût du traitement des eaux pluviales en fonction du volume total du projet (technique : chaussées drainantes). 274
Figure 151 : Composition verticale des chaussées traditionnelles et poreuses..... 275
Figure 152 : Exemple de chaussées poreuses en fonction des catégories A, B et C [CERTU 1999]. 276
Figure 153 : Comparaison des coûts de stockage par m^3 d'eau pluviale des principales techniques alternatives pouvant être mises en œuvre à l'échelle de la parcelle (coût du foncier supposé nul). 279
Figure 154 : Fourchettes des estimations des coûts de stockage en fonction du type de bassin et de sa taille. 281
Figure 155 : Estimation de l'évolution du coût de stockage en fonction de la taille et de la profondeur de l'ouvrage. 282
Figure 156 : Variabilité des coûts de stockage des eaux pluviales au m^3 en fonction du type de bassin, de la dimension totale de l'ouvrage et de la profondeur maximale autorisée. 285
Figure 157 : Données rasters et vectorielles des S.I.G.. 293
Figure 158 : Représentation des différentes étapes de traitement des données hydrologiques sur la base des informations topographiques. 295
Figure 159 : Bassin versant du vallon urbanisé de Fabron (Ville de Nice), de ses sous-bassins et du réseau hydrographique naturel établis sur la base d'un M.N.T. (maille carrée de 5 m de côté). 297
Figure 160 : Evolution des caractéristiques du bassin versant du vallon de Fabron en fonction de la précision du M.N.T. 298
Figure 161 : Procédure de définition de surfaces homogènes. 301
Figure 162 : Processus de définition des catégories de surfaces homogènes. 302
Figure 163 : Identification et correction des erreurs ponctuelles produites par le traitement automatique des photographies aériennes. 303
Figure 164 : Cartographie des Modes d'Occupation des Sols du vallon du Laval. 304
Figure 165 : Cartographie des Modes d'Occupation des Sols du vallon du Madé. 305
Figure 166 : Modification de la capacité d'infiltration des sols en fonction de la présence d'une couverture végétale. 307
Figure 167 : Sondage réalisés par ERG sur la commune d'Antibes en 2000 [ERG 2000].. 309
Figure 168 : Cartographie des valeurs du paramètre f_o et f_c sur la commune d'Antibes. 311
Figure 169 : Valeurs des paramètres f_o (données en mm/h) du modèle d'HORTON calculées sur les bassins versants des vallons du Laval et du Madé (Ville d'Antibes). 311
Figure 170 : Processus d'élaboration des cartes des valeurs des paramètres de f_o et f_c du modèle d'Horton. 312
Figure 171 : Localisation des bassins versants du Laval et du Madé sur les communes d'Antibes et de Vallauris. 314
Figure 172 : Réseau hydrologique naturel des vallons du Laval et du Madé. 315
Figure 173 : Découpage des sous-bassins du Laval et du Madé [GUIGUES SA & HYDRATEC 1989]. 317
Figure 174 : Pentes moyennes des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé. 317
Figure 175 : Découpage des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé (réalisé avec Hydrologic Modelling V1.1 sous Arc-View 3.1). 318
Figure 176 : Identification des axes de circulation et du bâti des vallons du Laval et du Madé. 319
Figure 177 : Coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement moyens calculés pour les principaux sous-bassins du Laval. 321

Figure 178 : Coefficients d'imperméabilisation et de ruissellement moyens calculés pour les principaux sous-bassins du Madé. 322
Figure 179 : Coefficients d'imperméabilisation moyens calculés pour le détail des sous-bassins du Madé et du Laval. 323
Figure 180 : Modes d'Occupation des Sols des vallons du Laval et du Madé. 324
Figure 181 : Rapport moyen observé sur les différents sous-bassins du Laval et du Madé entre les débits de pointe (modèle à réservoirs hortonien / méthode de Caquot) ... 327
Figure 182 : Rapport entre les débits de pointe estimés par les modèles rationnels et à réservoirs (hortonien) des averses simple triangle de durée tc. 328
Figure 183 : Accroissement des débits de pointe selon les méthodes de Caquot, des modèles des courbes isochrones et à réservoirs (hortonien) (QT(ref)=5 ans). 329
Figure 184 : Volumes de ruissellement générés par les modèles couplés (hortonien-réservoirs et coefficient de production-méthode rationnelle) sur les bassins versants du Laval (Ci) et du Madé (Cr). 330
Figure 185 : Evolution du coefficient volumétrique des vallons du Laval et du Madé en fonction de la période de retour des averses d'une durée tc. 331
Figure 186 : Evolution du coefficient volumétrique en fonction de la durée d'une averse de fréquence centennale sur les vallons du Laval et du Madé (modèle couplé Hortonien-réservoirs). 332
Figure 187 : Volumes de ruissellement générés par une averse centennale (simple triangle) sur les bassins versants du Laval et du Madé. 333
Figure 188 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Laval (CHAMOUX 1999 et 2000). 341
Figure 189 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Laval (CHAMOUX 1999 et 2000). 343
Figure 190 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Madé (CHAMOUX 1999 et 2000). 345
Figure 191 : Photographies du réseau des eaux pluviales du Madé (CHAMOUX 1999 et 2000). 347
Figure 192 : Exemples de types de réseaux hydrauliques secondaires en tête de bassin (CHAMOUX 1999 et 2000). 349
Figure 193 : Position des nœuds hydrauliques et des photographies des réseaux du Laval et du Madé. 351
Figure 194 : Intégration de déversoirs en fonction des types de réseaux (réseaux enterrés et mis en charge, réseaux à ciel ouvert avec des débordements sur des seuils larges)... 352
Figure 195 : Modélisation des débordements et des remplissages des zones d'expansion des crues. 353
Figure 196 : Oppositions entre les conditions d'écoulement unidirectionnel et multidirectionnel. 354
Figure 197 : Prise en charge des volumes de débordement des réseaux d'eaux pluviales. 355
Figure 198 : Identification des principaux sous-bassins des vallons du Laval et du Madé.. 357
Figure 199 : Hydrogrammes des trois ensembles de sous-bassins à l'exutoire du Laval. .. 358
Figure 200 : Hydrogrammes des trois ensembles de sous-bassins à l'exutoire du Madé... 359
Figure 201 : Hydrogrammes à l'exutoire des vallons du Laval et du Madé. 360
Figure 202 : Lecture des effets d'amortissement des débits de pointe d'après l'évolution des hydrogrammes sur le réseau du Laval (événement de fréquence centennale). 362
Figure 203 : Lecture des effets d'amortissement des débits de pointe d'après l'évolution des hydrogrammes sur le réseau du Madé (événement de fréquence centennale). 362
Figure 204 : Estimation des débits maximaux débordant hors du réseau du Laval en fonction de la durée pour une averse de période de retour de 100 ans. 363
Figure 205 : Zones de débordement du vallon du Laval (P.P.R. de la ville d'Antibes). 365
Figure 206 : Estimation des débits maximum débordants hors du réseau du Madé en fonction de la durée pour une averse de période de retour de 100 ans. 367
Figure 207 : Zones de débordement du vallon du Madé (P.P.R. de la Ville d'Antibes). 367

Figure 208 : Zones et volumes de débordement non contrôlés des réseaux du Laval et du Madé. 369
Figure 209 : Positionnement des bassins de stockage et estimation de leur dimensionnement sur les vallons du Laval et du Madé. 373
Figure 210 : Attribution des propriétés du zonage du POS d'Antibes au parcellaire du Laval... 376
Figure 211 : Attribution des propriétés du zonage du POS d'Antibes au parcellaire du Madé. 376
Figure 212 : Approximation du potentiel maximum de stockage des eaux pluviales réalisable par parcelle en fonction du zonage du POS (1m² imperméabilisé=100 litres stockés).. 377
Figure 213 : Evolution des surfaces imperméables du domaine privé sur le Laval et le Madé. 377
Figure 214 : Intégration du volume de stockage potentiel des mesures préventives par rapport aux réseaux principaux d'eaux pluviales du Laval et du Madé. 380
Figure 215 : Répartition par sous-bassin des potentiels de stockage des eaux pluviales en fonction du POS et densité de stockage (m^3/hectare) sur le Laval. 381
Figure 216 : Répartition par sous-bassin des potentiels de stockage des eaux pluviales en fonction du POS et densité de stockage (m^3/hectare) sur le Madé. 382
Figure 217 : Quatre modèles de représentation d'un même bassin versant sous Mouse 2001. 383
Figure 218 : Hydrogrammes des différents modèles de représentation d'un même bassin versant de référence. 384
Figure 219 : Chronique d'aménagement et d'intégration des ouvrages de rétention préventifs d'eaux pluviales. 385
Figure 220 : Deux modèles identiques de stockage des eaux pluviales à l'échelle de la parcelle sous Mouse 2001. 386
Figure 221 : Scénarios de modélisation des bassins de rétention, hydrogrammes et amortissement des débits de pointe. 387
Figure 222 : Evolution de l'accroissement des volumes de débordement sur les vallons du Laval et du Madé avec une imperméabilisation maximale des sols. 390
Figure 223 : Positionnement des bassins de stockage et estimation de leur dimensionnement sur les vallons du Laval et du Madé selon le modèle d'imperméabilisation maximum. 391
Figure 224 : Bilan des volumes de ruissellement et de débordement (scénario n°2) pour le Laval et le Madé. 392
Figure 225 : Distribution spatiale des volumes de stockage potentiel des techniques alternatives dans le scénario n°3 (vallon du Laval). 393
Figure 226 : Distribution spatiale des volumes de stockage potentiel des techniques alternatives dans le scénario n°3 (vallon du Madé). 393
Figure 227 : Volume de stockage des Techniques Alternatives Préventives (TAP) placées en amont des grands bassins servant à mesurer leurs performances sur les réseaux (scénario n°3). 394
Figure 228 : Estimation du dimensionnement des ouvrages curatifs sur le Laval et le Madé (scénario n°3). 396
Figure 229 : Augmentation des volumes de ruissellement entre le scénario n°1 (présent) et le scénario n°2 (futur) en fonction de l'intensité des averses. 397
Figure 230 : Comparaison entre les volumes de stockage nécessaires pour les scénarios n°2 et n°3 (T = 100 ans). 398
Figure 231 : Estimation de l'évolution du rendement des techniques alternatives sur les vallons du Laval et du Madé en fonction de la période de retour des événements. 399
Figure 232 : Vidange d'un bassin de 100 m^3 régulé par un orifice circulaire de 0,11 m de diamètre. 400

Figure 233 : Evolution de la hauteur d'eau d'un bassin de rétention enterré de 100 m^3 (T=100 ans, durées 120 mn, 80 mn, 50 mn et 20 mn, dimensions : S=50 m², h=2 m, ajutage = 0,11 m). 401
Figure 234 : Evolution du volume de stockage utile en fonction de la durée de l'averse (T=100 ans, durée de vidange en charge = 2 heures, bassin de 100 m^3 h=2 m, S=50 m²). 402
Figure 235 : Limitation des débits de ruissellement par un bassin de rétention enterré (S= 100 m², h=2 m, ajutage = 0,11 m) en fonction de la durée de l'averse (T = 100 ans). 402
Figure 236 : Evolution du volume de stockage utilisé et de l'amortissement des débits de pointe de ruissellement en fonction de la durée de stockage en charge. 403
Figure 237 : Hydrogrammes à l'exutoire des réseaux du Laval et du Madé pour une crue centennale (aucun aménagement, situation hydrologique présente). 404
Figure 238 : Proposition de zonage des techniques alternatives préventives et des durées de stockage. 405
Figure 239 : Evolution du coût du m^3 d'eau pluviale stocké dans un bassin de rétention enterré (S=50 m², h=2 m, durée de vidange de 2h) en fonction de la durée de l'averse. 408
Figure 240 : Optimisation du volume utile de stockage (durée de vidange en pleine charge de 2 heures, diamètre ajutage = 0,07 m, surface = 20 m²). 409
Figure 241 : Proposition de bassins de rétention sur le Laval (type et dimensions). 411
Figure 242 : Proposition de bassins de rétention curatifs sur le Madé (type et dimensions). 412
Figure 243 : Coût de stockage par m^3 et par bassin curatif (estimations hautes). 414
Figure 244 : Organisation d'une redevance en assainissement pluvial. 418
Figure 245 : Problèmes posés par les risques d'inondation aux collectivités locales. 428
Figure 246 : Schéma d'analyse et de traitement automatique des caractéristiques morphométriques des bassins versants à partir d'un M.N.T. 430
Figure 247 : Représentation d'une approche hydrologique distribuée appliquée aux réseaux d'eaux pluviales du vallon Laval (commune d'Antibes). 430
Figure 248 : Procédure d'étude physique et hydrologique employée pour modéliser le fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales. 431
Figure 249 : Courbes I.D.F. du poste Nice-Aéroport pour des durées inférieures à 1 heure. 433
Figure 250 : Evolution du volume de ruissellement en fonction de la période de retour des averses (durée = tc) sur les vallons du Laval et du Madé. 433
Figure 251 : Evolution des besoins de stockage pour assurer une protection face aux risques d'inondation pour les vallons du Laval (6 ouvrages) et du Madé (9 ouvrages). 434
Figure 252 : Estimation des volumes de stockage curatifs nécessaires pour le contrôle d'une crue centennale sur le Madé et le Laval. 435
Figure 253 : Evolution des volumes de ruissellement et des volumes de stockage curatifs nécessaires au contrôle des débordements en fonction de la période de retour des crues. 436
Figure 254 : Effets de l'imperméabilisation des sols sur les volumes de débordement. 436
Figure 255 : Schéma d'organisation des scénarios d'estimation des performances des techniques alternatives préventive et curative. 437
Figure 256 : Schéma d'aide à la décision des orientations stratégiques des mesures préventive et curative. 439

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Présentation des différentes formes de régies [O.I.E. 2000b]. 55
Tableau 2 : Principaux postes et sous-postes de dépense des poses des canalisations [AISSAOUI 1997]. 71
Tableau 3 : Systèmes d'évacuation des eaux pluviales en fonction de la perméabilité des sols. 98
Tableau 4 : Synthèse des différentes techniques alternatives. 101
Tableau 5 : Tableau synoptique de définition des types de techniques alternatives. 102
Tableau 6 : Pourcentage d'erreur de captation du flux des précipitations par les pluviomètres. 108
Tableau 7 : Estimation statistique des pluies à Nice Aéroport 1966-1999 (pluies en mm) [METEO-FRANCE 2000]. 114
Tableau 8 : Coefficients a et b de la loi de MONTANA des courbes I.D.F. des trois régions homogènes de l'INST 77-284 [MINISTERES 1977]. 116
Tableau 9 : Comparaison entre les valeurs de a et de b de la zone 3 et celles fournies par le poste de Nice-Aéroport [METEO-FRANCE 2000]. 116
Tableau 10 : Valeur du paramètre S de la formule du S.C.S. en fonction des modes de culture et de la couverture des sols [LABORDE & al. 1997]. 127
Tableau 11 : Définition de l'état initial d'humectation des sols [LABORDE & al. 1997]. 128
Tableau 12 : Coefficients de ruissellement en fonction des types de surface en milieu urbain [BOURRIER 1985]. 129
Tableau 13 : Coefficients de ruissellement pour différentes conditions géographiques [MALLANTS & FEYEN 1990]. 129
Tableau 14 : Formules de calcul des temps de concentration des bassins versants. 134
Tableau 15 : Modifications des valeurs des paramètres des volumes écoulés et stockés dans la formule de CAQUOT. 138
Tableau 16 : Modifications des valeurs des paramètres se rapportant aux bassins versants dans la formule de CAQUOT. 138
Tableau 17 : Différentes valeurs du coefficient correctif du terme relatif à l'allongement des bassins versants dans la formule de CAQUOT. 139
Tableau 18 : Différentes valeurs de ε (méthode superficielle). 139
Tableau 19 : Formulation des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en série. 139
Tableau 20 : Formulation des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en parallèle (le terme (1) de l'INST 77-284 a été remplacé par le terme (2)). 139
Tableau 21 : Synthèses des hypothèses et paramètres des fonctions de transfert. 143
Tableau 22 : Domaines d'application des modèles d'écoulements en réseaux. 155
Tableau 23 : Pluies journalières maximales supérieures à une période de retour de 100 ans observées sur Nice et Antibes [BEROLO & al 2000]. 173
Tableau 24 : Valeur des paramètres a et b de MONTANA (en minute) pour des averses d'une durée jusqu'à 1 heure, 2 heures et 24 heures (poste de Nice-Aéroport). 174
Tableau 25 : Intensités théoriques en fonction de la durée et de la fréquence (intensité en mm, poste de Nice-Aéroport, période 1966-2002). 175
Tableau 26 : Définitions des types d'inondation selon différentes sources. 179
Tableau 27 : Nombre d'habitants des 9 communes des Alpes-Maritimes les plus peuplées (communes de plus de 20 000 habitants) [INSEE 2000]. 187
Tableau 28 : Rappel historique des crues et inondations de l'Ouvèze [BESSON & MEUNIER 1995]. 191
Tableau 29 : Inondations par crues torrentielles (débordement de cours d'eau permanents partiellement intra-urbains). 192
Tableau 30 : Inondations par ruissellement urbain (dysfonctionnement des réseaux, débordement de vallons non permanents et intra-urbains). 193

Tableau 31 : Classement des déclarations de l'état de catastrophe naturelle pour cause d'inondation depuis la loi d'indemnisation, entre 1982 et 1999. [CHESNAY 1999]. 194
Tableau 32 : Classement des 10 premières villes ayant obtenu, entre 1983 et 2000, le plus grand nombre de déclarations d'état de catastrophe naturelle liées aux inondations dans le département des Alpes-Maritimes. 196
Tableau 33 : Analyse de données pour l'élaboration d'indicateurs technico-économiques des systèmes alternatifs en assainissement pluvial [BAPTISTA & al. 2001]. 219
Tableau 34 : Techniques alternatives réalisées dans les communes d'Antibes et de Nice. 220
Tableau 35 : Nombre et densité des techniques alternatives réalisées par vallon sur la commune d'Antibes (en date du 1er janvier 2000). 233
Tableau 36 : Capacité de construction neuve et de mutation en fonction des types de zone du POS de la commune d'Antibes [MAIRIE d'ANTIBES 1998]. 234
Tableau 37 : Réglementation de la construction imposée aux différents secteurs définis par les Plans d'Occupation des Sols (POS). 234
Tableau 38 : Détails du prix de revient des fouilles pour le terrassement de tranchées [O.P.B. 2001]. 242
Tableau 39 : Coûts des différentes techniques alternatives [CERTU 1998]. 244
Tableau 40 : Estimation du coût de stockage des eaux pluviales selon différentes techniques alternatives [CERTU 1998]. 252
Tableau 41 : Coûts des postes de dépense des fouilles et terrassement dans les Alpes-Maritimes [O.P.B. 2001]. 256
Tableau 42 : Coûts du poste de dépense gros oeuvre [O.P.B. 2001]. 257
Tableau 43 : Economies d'échelle réalisées sur le coût de stockage en fonction de la taille des bassins de rétention enterrés. 259
Tableau 44 : Evolution du surcoût en fonction de la profondeur et de la taille des bassins de rétention enterrés. 260
Tableau 45 : Economies d'échelle réalisées pour des bassins de rétention à ciel ouvert (sec) en fonction de leur taille et de leur profondeur. 262
Tableau 46 : Prix des canalisations par mètre linéaire (frais inclus, fouilles, terrassement, pose et compactage) [O.P.B. 2001]. 267
Tableau 47 : Prix des postes de dépense des travaux de gros œuvre pour les bassins de rétention réalisés à l'échelle de la parcelle [O.P.B. 2001]. 271
Tableau 48 : Tableau des coûts de construction des bassins de rétention enterrés en béton réalisés à l'échelle de la parcelle (coût de l'emprise foncière supposé nul). 271
Tableau 49 : Classification des chaussées urbaines en fonction de la densité et de l'intensité du trafic supportées par les voies [CERTU 1999]. 275
Tableau 50 : Estimations des coûts de réalisation des types de chaussées drainantes stockantes pouvant être adaptés aux différentes conditions du trafic intra-urbain. 276
Tableau 51 : Estimation des coûts de réalisation d'une structure de stockage sur toiture. . 277
Tableau 52 : Récapitulatif des coûts de stockage pour les principales techniques alternatives pouvant être réalisées à l'échelle de la parcelle. 278
Tableau 53 : Estimation du nombre d'ouvrages et de la dimension de stockage réalisables à partir des investissements supposés des investisseurs privés entre 1988 et 2000 sur la commune d'Antibes Juan-Les-Pins (budget approximatif : 11 681 000 €). . 280
Tableau 54 : Profil type des techniques alternatives préventives développées sur la commune d'Antibes. 284
Tableau 55 : Volume de stockage pouvant être réalisé avec un budget de 500 000 €. 285
Tableau 56 : Couches produites par Hydrologic modeling vs 1.1. 294
Tableau 57 : Informations extraites du traitement des données topographiques. 294
Tableau 58 : Valeurs des paramètres caractéristiques du bassin versant de Fabron et de ses sous-bassins. 296
Tableau 59 : Estimation des pentes moyennes du bassin versant de Fabron et des différents sous-bassins en fonction de la précision de la maille du M.N.T. 299

Tableau 60 : Définition de 5 classes de sol en fonction de leurs propriétés hydrologiques. 303
Tableau 61 : Répartition des types de surface des vallons du Laval et du Madé (situation de 1999). 305
Tableau 62 : Capacités d'infiltration initiale et finale en fonction du type de sol [MUSGRAVE 1955]. 307
Tableau 63 : Variation de la capacité initiale d'infiltration (paramètre f_0 de la formule de HORTON) en fonction de la perméabilité du sol et de la nature de sa couverture, valeurs de f_0 données en mm/h [DEUTSCH & al 1989]. 308
Tableau 64 : Valeurs estimées des paramètres fc, fo et k pour les principales catégories de sol en fonction de leur couverture [PITT & al. 2001]. 308
Tableau 65 : Valeurs des paramètres fc et fo de la méthode d'infiltration d'HORTON attribuées aux sols de la commune d'Antibes [ERG 2000]. 310
Tableau 66 : Principales caractéristiques des bassins versants du Laval et du Madé. 316
Tableau 67 : Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins du vallon du Madé. 320
Tableau 68 : Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins du vallon du Laval. 320
Tableau 69 : Paramètres des fonctions de production et de transfert des sous-bassins des vallons du Laval et du Madé (modèle à réservoirs hortonien de Mousse 2001)... 326
Tableau 70 : Débits de pointe estimés selon la méthode de Caquot pour chaque sous-bassin versant des vallons du Laval et du Madé. 327
Tableau 71 : Estimation empirique des temps de concentration des vallons du Madé et du Laval en fonction de l'intensité des pluies de projet (méthode superficielle). 328
Tableau 72 : Accroissement des volumes de ruissellement obtenus avec le modèle à réservoirs (hortonien) par rapport à la méthode des courbes isochrones. 331
Tableau 73 : Augmentation du volume de ruissellement induite par l'imperméabilisation des sols (les valeurs les plus probables sur Antibes sont en couleur rouge). 334
Tableau 74 : Evolution de la précision des délimitations des sous-bassins versants et des réseaux hydrologiques naturels en fonction de la précision des M.N.T. et des pentes (50 hectares <bassins versants < 1 000 hectares). 335
Tableau 75 : Valeur du coefficient de MANNING STRICKLER attribué à chaque type de réseau d'écoulement des eaux pluviales. 340
Tableau 76 : Caractéristiques des principaux ensembles hydrologiques retenus pour étudier le fonctionnement hydraulique des réseaux des vallons du Laval et du Madé. 356
Tableau 77 : Evolution du temps de montée à l'exutoire du Madé. 360
Tableau 78 : Evolution du temps de montée à l'exutoire du Laval. 361
Tableau 79 : Localisation des zones de débordement sur le Laval. 364
Tableau 80 : Volumes de débordement estimés sur le réseau principal du Laval. 365
Tableau 81 : Localisation des zones de débordement sur le Madé. 368
Tableau 82 : Volumes de débordement estimés sur le réseau principal du Madé. 368
Tableau 83 : Localisation des sites des bassins de rétention curatifs sur le Laval. 371
Tableau 84 : Estimation basse des volumes de stockage des déversoirs d'orage nécessaires au contrôle des débordements sur le réseau du Laval. 371
Tableau 85 : Localisation des sites des bassins de rétention curatifs sur le Madé. 371
Tableau 86 : Estimation haute des volumes de stockage des déversoirs d'orage nécessaires au contrôle des débordements sur le réseau du Madé. 371
Tableau 87 : Proportion maximale des surfaces imperméabilisées par parcelle en fonction des réglementations imposées aux zones du POS. 375
Tableau 88: Estimation du potentiel maximal de stockage par application des techniques alternatives sur le Laval et le Madé. 378
Tableau 89 : Répartition des différents types de zone du POS d'Antibes sur les vallons du Laval et du Madé. 378
Tableau 90 : Composition des surfaces du bassin versant de référence (S = 1 hectare). .. 383
Tableau 91 : Estimation des volumes de ruissellement (m^3) des scénarios n°1 (situation présente) et n°2 (situation future) sur les vallons du Laval et du Madé. 389

Tableau 92 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°2) sur le Laval. 389
Tableau 93 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°2) sur le Madé. 390
Tableau 94 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°3) sur le Laval. 395
Tableau 95 : Estimation des volumes de stockage nécessaires pour assurer le contrôle des crues (scénario n°3) sur le Madé. 395
Tableau 96 : Synthèse des volumes de débordement non contrôlés et contrôlés dans les différents scénarios (1, 2 et 3) pour une crue de période de retour de 100 ans. .. 398
Tableau 97 : Estimation du nombre de techniques alternatives potentiellement réalisables sur les vallons du Laval et du Madé. 406
Tableau 98 : Estimation du nombre d'ouvrage et des coûts (T.T.C.) de réalisation en fonction des types de techniques alternatives préventives mises en œuvre sur la commune d'Antibes. 406
Tableau 99 : Estimation des coûts de raccordement aux réseaux d'eaux pluviales. 407
Tableau 100 : Estimation des coûts (T.T.C.) d'entretien des techniques alternatives préventives. 407
Tableau 101 : Estimation des provisions à engager pour assurer le financement des coûts d'entretien des mesures préventives (inflation à 2% et loyer de l'argent à 3% en variation annuelle). 408
Tableau 102 : Bilan des estimations de dépenses (T.T.C.) des techniques alternatives préventives. 408
Tableau 103 : Contraintes urbaines pour la réalisation des bassins curatifs. 410
Tableau 104 : Propositions techniques pour les bassins du Laval. 411
Tableau 105 : Propositions techniques pour les bassins du Madé. 412
Tableau 106 : Emplacement de possibles bassins pluri-fonctionnels. 413
Tableau 107 : Postes de dépense des bassins curatifs. 413
Tableau 108 : Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs sur le Laval (Prix T.T.C. en K€, 1 K€ = 1 000 €). 413
Tableau 109 : Estimation des coûts de réalisation des bassins curatifs sur le Madé (Prix T.T.C. en K€, 1 K€ = 1 000 €). 414
Tableau 110 : Estimation des coûts de construction globaux (T.T.C.) de stockage des bassins curatifs 415
Tableau 111 : Assiette des redevances en assainissement pluvial de la ville de Munich (1994, 1,31 €/m² imperméable) [KREAMER & PIOTROWSKI 1994]. 416
Tableau 112 : Recettes obtenues par application de taxes au ruissellement des eaux pluviales (vallon du Laval). 417
Tableau 113 : Recettes obtenues par application de taxes au ruissellement des eaux pluviales (vallon du Madé) 417
Tableau 114 : Exemple de taxe au ruissellement adaptée au mode d'habitat. 417
Tableau 115 : Profil type des techniques alternatives préventives mises en œuvre sur la commune d'Antibes (période 1988-2000). 428
Tableau 116 : Modèles hydrologiques et hydrauliques employés sous MOUSE 2001 432
Tableau 117 : Volumes de ruissellement et coefficients volumétriques estimés sur les vallons du Laval et du Madé pour une averse centennale de 50 mn. 432

TABLE DES SIGLES

A
A.D.F. : Assemblée des Départements de France.
A.P.D. : Avant Projet Détaillé.
A.P.S. : Avant Projet Sommaire.
A.T.V. : AbwasserTechnishe Vereinigung (Techniques d'assainissement des eaux usées).

B
BBDr : Béton Bitumeux Drainant.
BCP : Béton Ciment Poreux.
B.R.H. : Brise Roche Hydraulique.

C
C.A.E.C.L. : Caisse d'Aide à l'Equipement des Collectivités Locales.
Cat Nat : Catastrophe Naturelle.
C.C : Code Civil.
Ccom : Code des Communes.
C.E.R.B.T.P. : Cellule Economique Régionale des Bâtiments et Travaux Publics.
$C.G._{C.}$: Coût Global de Construction.
C.G.C.T. : Code Général des Collectivités Territoriales.
C.G.I. : Code Général des Impôts.
CLE : Commission Locale de l'Eau.
C.N.R.S. :Centre National des Recherches Scientifiques.
COS : Coefficient d'Occupation des Sols.
C.R. : Code Rural.
$C.T._{C}$. : Coût Total de Construction.
C.T.E. : Comité Technique de l'Eau.
C.U. : Code de l'Urbanisme.
CUB : Communauté Urbaine de Bordeaux.

D
D.C.E. : Dossier de Consultation aux Entreprises.
D.D.A.F. : Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt.
DDASS : Direction Départementale des Affaires Sanitaires et Sociales.
D.D.E. : Direction Départementale de l'Equipement.
D.G.E. : Dotation Globale d'Equipement.
D.G.S.T. : Direction Générale des Services Techniques.
DIREN : Direction Régionale de l'Environnement.

E
E.D.F. : Electricité de France.
E.P.T.B. : Etablissement Public Territorial de Bassin.

F
F.N.D.A.E. : Fond National pour le Développement des Adductions d'Eau.

G
GBP : Grave Bitume Poreuse.
G.D.F. : Gaz de France.
GNTP : Grave Non Traité Poreuse
G.V.E : Gestion et Valorisation de l'Environnement (Equipe de l'U.M.R 6012 du C.N.R.S.).

I
I.D.F. : Intensité-Durée-Fréquence.
I.G.N. : Institut Géographique National.
INST 77-284 : Instruction Technique Ministérielle de 1977.

L
L.C.P.C. : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

M
M.E.S. : Matière En Suspension.
M.N.T. : Modèle Numérique de Terrain
MOS : Mode d'Occupation des Sols

O
O.P.B. : Office du Prix des Bâtiments.
O.I.E : Office International de l'Eau.

P
PACA : Provence-Alpes-Côte d'Azur.
P.A.E. : Programme d'Aménagement d'Ensemble.
PAZ : Plan d'Aménagement de Zone.
P.C. : Permis de Construire.
P.E.R. : Plan d'Exposition aux Risques.
P.E.R.i. : Plan d'Exposition aux Risques d'inondation.
P.H.E. : Plus Hautes Eaux.
P.L.U. : Plan Local d'Urbanisme.
P.M.A. : Perte Maximale Acceptable.
P.M.P.O.A. : Programme de Maîtrise des Pollutions d'Origine Agricole.
POS : Plan d'Occupation des Sols.
P.P.R. : Plan de Prévention des Risques.
P.P.R.i. : Plan de Prévention des Risques d'inondation.
P.S.S. : Plan des Zones Submersibles.

R
R.M.A. : Risque Maximal Acceptable.
RMC : Rhône-Méditerranée-Corse.
R.N.U. : Règlement National de l'Urbanisme.

S
SAGE : Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux.
SATESE : Service d'Aide Technique aux Stations d'Epuration.
S.C.S. : Soil Conservation Service.
S.C.T. : Schéma de Cohérence Territoriale.
SDAGE : Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux.
S.E.M. : Société d'Economie Mixte.
SGAR : Secrétariat Général pour les Affaires Régionales.
SHON : Surface Hors Oeuvre Nette.
SIAPP : Syndicat intercommunal d'Assainissement de l'Agglomération Parisienne.
S.I.G. : Système d'Information Géographique.
SIVOM :Syndicat Intercommunal à Vocation Multiple.
SIVU : Syndicat Intercommunal à Vocation Unique.
SPA : Services Publics Administratifs.
SPIC : Services Publics Industriels et Commerciaux.
S.R.U. : Solidarité et Renouvellement Urbain.
S.T.U. : Service Technique Urbain.

T

T.G.A.P. : Taxe Générale sur les Adductions Polluantes.
T.L.E. : Taxe Locale d'Equipement.
T.D. CAUE : Taxe Départementale pour le financement des Conseils d'Architecture, d'Urbanisme et de l'Environnement.
T.D. ENS : Taxe Départementale des Espaces Naturels Sensibles.

U

U.M.R. : Unité Mixte de recherche du C.N.R.S.
UNTEC : Union Nationale des Economistes de la Construction et des Consommateurs.

Z

ZAC : Zone d'Aménagement Concerté.
ZUP : Zone d'Urbanisme Prioritaire.

TABLE DES ANNEXES

Annexe n°1 : Quelques précisions sur les Zones d'Aménagements Concertés (ZAC). 469

Annexe n°2 : Caractéristiques des 17 sous-bassins du vallon du Laval. 473

Annexe n°3 : Caractéristiques des 15 sous-bassins du vallon du Madé. 475

Annexe n°4 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins élémentaires du Laval (modèle hydraulique initial et scénario n°1). 477

Annexe n°5 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins élémentaires du Madé (modèle hydraulique initial et scénario n°1). 479

Annexe n°6 : Détail des paramètres physiques des sous-bassins élémentaires du Laval (modèle hydraulique initial et scénario n°1). 481

Annexe n°7 : Détail des paramètres physiques des sous-bassins élémentaires du Madé (modèle hydraulique initial et scénario n°1). 483

Annexe n°8 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des parcelles et sous-bassins élémentaires du Laval (scénarios n° 2 et n°3). 485

Annexe n°9 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des parcelles et sous-bassins élémentaires du Madé (scénarios n° 2 et n°3). 489

Annexe n°10 : Détail des paramètres physiques des parcelles et sous-bassins élémentaires du Laval (scénarios n° 2 et n°3). 493

Annexe n°11 : Détail des paramètres physiques des parcelles et sous-bassins élémentaires du Madé (scénarios n° 2 et n°3). 497

Annexe n°1 : Quelques précisions sur les Zones d'Aménagements Concertés (ZAC).

La ZAC est une zone dans laquelle « une collectivité publique ou un établissement public y ayant vocation, décide d'intervenir pour réaliser ou faire réaliser l'aménagement ou l'équipement des terrains (…) en vue de les céder (…) ultérieurement à des utilisateurs publics ou privés » (art. L.311-1 du code de l'urbanisme).
L'article L.311-1 précise que les ZAC ont pour objet l'aménagement et l'équipement de terrains bâtis ou non bâtis notamment en vue de la réalisation :

- De constructions à usage d'habitations, de commerces, d'industries, de services ;
- D'installations et d'équipements collectifs publics ou privés.

Il s'agit donc d'une opération d'aménagement et d'équipement public à but d'intérêt général, réalisée à l'initiative d'une collectivité publique. C'est aussi un mode de production de terrains de construction. La ZAC représente une alternative à la procédure, plus fréquemment employée, du lotissement.

Ce document d'urbanisme opérationnel a pris la suite des Zones à Urbaniser en Priorité (ZUP), crées en 1958 et abrogées par la loi du 31 décembre 1976 portant sur la réforme de l'urbanisme.

Il en résulte que :

- Les équipements publics mis à la charge des constructeurs sont des équipements futurs et non pas des équipements déjà réalisés (sauf dans le cas d'opérations réalisées par tranches successives, voir ci-dessous) ;
- Ces équipements doivent être nécessaires aux futurs habitants. Toutefois, ni la quantité ni la qualité de ces équipements n'est définie par la loi. Mais, si le lien entre l'équipement et l'opération est trop ténu, la collectivité est exposée au risque de se voir condamnée au remboursement de l'indu ;
- En cas de réalisation d'un équipement surdimensionné (pour tenir compte soit de besoins déjà existants, soit du développement ultérieur de l'urbanisation), la collectivité peut mettre à la charge des constructeurs la fraction du coût de cet équipement proportionnelle aux besoins des futurs habitants de la ZAC.

Il est à noter que cette faculté n'était pas prévue par la loi Sapin et a été introduite par la loi Besson.
Un équipement public nécessaire à plusieurs opérations peut être mis à la charge de ZAC successives (dans le respect des liens de nécessité et de proportionnalité susvisés) à condition que la collectivité l'ait prévu dès la première opération.
Cette décision doit intervenir avant la réalisation de l'équipement concerné (dans l'acte de création de la première ZAC ou par une décision distincte).

La concertation.
La personne publique qui a pris l'initiative de la ZAC doit, conformément à l'article L.300-2 du code de l'urbanisme, délibérer sur les objectifs et sur les modalités d'une concertation associant, pendant toute la durée de l'élaboration du projet, les habitants, les associations locales et autres personnes concernées. La concertation doit se poursuivre jusqu'à la délibération approuvant le dossier de réalisation.

La création de la ZAC.
La personne publique qui a pris l'initiative de la ZAC, établit un dossier de création comprennant :

- Un rapport de présentation indiquant l'objet et la justification de l'opération, comportant une description de l'état du site et énonçant les raisons pour lesquelles le projet a été retenu. Il comprend également une étude d'impact, sauf

dans le cas où il a été décidé de maintenir en vigueur dans la zone les dispositions du POS.
- Un plan de situation.
- Un plan de délimitation du périmètre de la zone.
- L'indication du mode de réalisation choisi (ZAC en régie, concédée ou conventionnée).
- Le régime de la zone au regard de la taxe locale d'équipement.
- L'indication du document d'urbanisme applicable à l'intérieur de la zone (POS ou Plan d'Aménagement de Zone, PAZ).

La décision de création de la zone est prise par le conseil municipal ou, dans certains cas, par le Préfet.

La création de la ZAC produit de nombreux effets parmi lesquels il faut mentionner :
- La faculté, pour l'autorité compétente, de surseoir à statuer sur les demandes d'autorisations de construire susceptibles de compromettre la réalisation du projet ;
- La possibilité, pour les propriétaires des terrains inclus dans la ZAC, de mettre la personne publique qui en a pris l'initiative en demeure d'acquérir leur terrain, selon le régime défini à l'article L.123-9 du code de l'urbanisme.
- L'exclusion du régime du lotissement pour les divisions foncières effectuées par l'aménageur de la zone.

Le dossier de réalisation.
La collectivité publique qui a pris l'initiative de création de la zone doit constituer un dossier de réalisation qui comprend :
- Un plan d'aménagement de la zone (PAZ) si le maintien en vigueur du POS n'a pas été prévu. Ce PAZ comporte un rapport de présentation, un plan qui définit l'organisation de la zone, un document faisant apparaître les servitudes d'utilité publique et un règlement fixant l'affectation de la zone, la nature et la destination des constructions et les règles relatives aux conditions de leur implantation, ainsi que la surface de plancher développée hors oeuvre nette autorisée dans chaque îlot. La procédure d'élaboration du PAZ s'inspire étroitement de celle du POS même si elle est allégée lorsque la commune est dotée d'un POS opposable. Dans les deux cas, le PAZ est soumis à enquête publique. Il est approuvé par la personne compétente pour créer la zone.
- Le programme des équipements publics et les modalités prévisionnelles de financement. Ils décrivent les ouvrages et équipements publics projetés et leur plan de financement. Ces deux documents sont approuvés par la personne compétente pour la création de la ZAC.

L'approbation du dossier de réalisation produit les effets suivants :
- Un régime particulier de participation des constructeurs au coût des équipements publics de la ZAC se substitue au régime général en vigueur dans la commune (tel que défini par l'article L.332-6 du code de l'urbanisme) ;
- Les règles d'urbanisme du PAZ (lorsqu'il a été établi) se substituent à celles du POS en vigueur (ou aux règles nationales d'urbanisme en l'absence de POS) ;
- La vente des terrains et la délivrance d'autorisations de construire peuvent intervenir avant même la réalisation des travaux de viabilisation (contrairement au lotissement).

L'achèvement de la ZAC.
Lorsque le programme des équipements publics a été réalisé, l'autorité compétente constate l'achèvement de la zone. Dans le cas d'une ZAC concédée ou conventionnée, ce constat ne peut intervenir avant la fin du contrat. L'achèvement de la ZAC supprime toutes les dispositions juridiques particulières de la zone :

- Le PAZ est incorporé au POS et devient une zone particulière de celui-ci. Ses règles ne pourront être réformées que selon les procédures de révision ou de modification ordinaire du POS ;
- Le régime de participation spécifique de la ZAC disparaît et le régime général est rétabli ;
- Les divisions de terrain sont à nouveau soumises au régime du lotissement.

Les modes de réalisation.
Les ZAC peuvent être réalisées soit directement par la personne morale qui a pris l'initiative de la création (ZAC en régie), soit, à la demande de la dite personne morale, par un établissement public (convention de mandat), soit par concession à un établissement public ou une société d'économie mixte ayant vocation, soit confiées par voie de convention à toute personne physique ou morale, publique ou privée, à condition que ses statuts l'y habilitent.
Pour les ZAC concédées ou avec convention de mandat, la collectivité publique conserve la responsabilité financière de l'opération. Dans les ZAC conventionnées, c'est l'organisme conventionné qui prend à sa charge les risques financiers afférents à l'opération.

L'acquisition des terrains.
L'aménageur pourra se rendre acquéreur des terrains par voie amiable. Mais généralement, la ZAC implique expropriation des terrains nécessaires à la réalisation de l'opération, la personne publique qui a pris l'initiative de l'opération les cédant ensuite à l'aménageur (sauf en cas de ZAC en régie).

Le mode de financement des ZAC.

Dans les ZAC, des participations contractuellement définies peuvent se substituer aux participations du régime ordinaire (défini à l'article L332-6-1 du code de l'urbanisme) lorsque certaines conditions sont remplies.
Mais la liberté contractuelle qui n'avait d'autres limites que l'équilibre financier de l'opération, compte tenu du niveau du marché foncier, est aujourd'hui limitée par l'évolution de la jurisprudence et de la loi, comme les autres opérations d'aménagement ou de construction.

ZAC avec TLE.
Ce cas est mentionné pour mémoire. En effet, les participations exigibles sont celles du régime général : T.L.E. + autres participations de l'article L 332-6-1.

ZAC sans TLE.
Les articles 1585C et 317 quater du Code Général des Impôts (C.G.I.) autorisent à substituer à la T.L.E. un régime de participation spécifique à condition que le coût de certains équipements soit mis à la charge des constructeurs.
Art. 1585C du CGI : Sont exclues du champ d'application de la T.L.E. (…..) les constructions édifiées dans les ZAC lorsque le coût des équipements, dont la liste est fixée par décret est mise à la charge des constructeurs.

Art. 317 quater : Dans les ZAC, l'exclusion de la T.L.E. (…) est subordonnée à la condition que soit pris en charge, par les constructeurs, au moins le coût des équipements ci-après :
- Dans le cas des ZAC autres que de rénovation urbaine :
  - Les voies intérieures à la zone qui n'assurent pas la circulation de secteur à secteur ainsi que les réseaux non concédés qui leur sont rattachés ;
  - Les espaces verts, aires de jeux et promenades correspondant aux seuls besoins des habitants ou usagers de chaque secteur ;
  - Les aires de stationnement correspondant aux seuls besoins des habitants ou usagers de chaque secteur.

- Dans le cas de rénovation urbaine : Le minimum susvisé correspond en fait aux équipements tertiaires. Il peut être dépassé. De fait, pour que le recours à

la ZAC soit réellement intéressant pour la collectivité, ce minimum doit être dépassé. En pratique, lorsque ces équipements sont réalisés par l'aménageur, leur coût sera intégré dans le prix des terrains acquis par les constructeurs. Dans ce cas, les autres taxes assimilées à la T.L.E. restent en vigueur (T.D. CAUE, T.D. ENS, etc.).

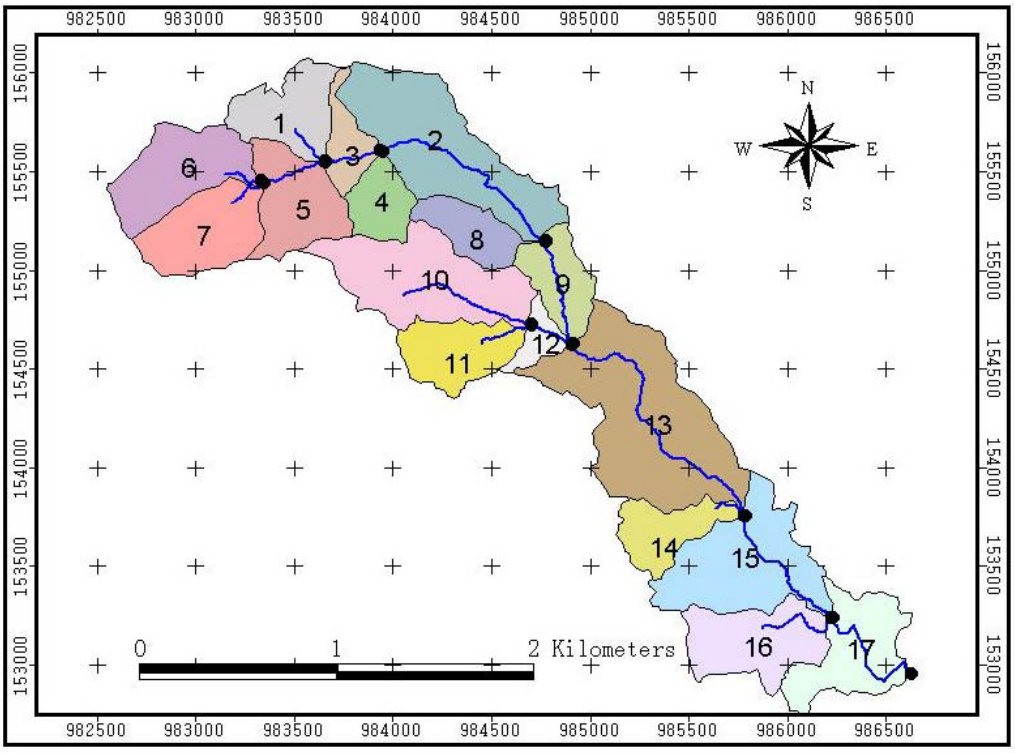
Les participations contractuelles.
Lorsque la ZAC est conventionnée ou concédée, la convention liant l'aménageur à la collectivité indique les équipements d'infrastructures ou de superstructures mis à la charge des constructeurs. Elle peut aussi comporter une contribution au financement des équipements réalisés par la collectivité.
Mais, la liberté contractuelle n'est pas sans limite. Après la jurisprudence, la loi restreint les participations contractuelles aux seuls équipements publics à réaliser pour répondre aux besoins des habitants ou usagers de la zone.

Le texte de l'article L. 311-4-1 du code de l'urbanisme est parfaitement clair à cet égard.
Art. L. 311-4-1 : Il ne peut être mis à la charge des constructeurs que le coût des équipements publics à réaliser pour répondre aux besoins des habitants ou usagers des constructions à édifier dans la zone.

- Lorsque la capacité des équipements programmés excède les besoins de l'opération, seule la fraction du coût proportionnelle à ces besoins peut être mise à la charge des constructeurs ;
- Lorsqu'un équipement doit être réalisé pour répondre aux besoins des futurs habitants ou usagers des constructions à édifier dans plusieurs opérations successives devant faire l'objet de ZAC ou de PAE, la répartition du coût de cet équipement, entre différentes opérations, peut être prévue dès la première, à l'initiative de l'autorité publique qui approuve l'opération.

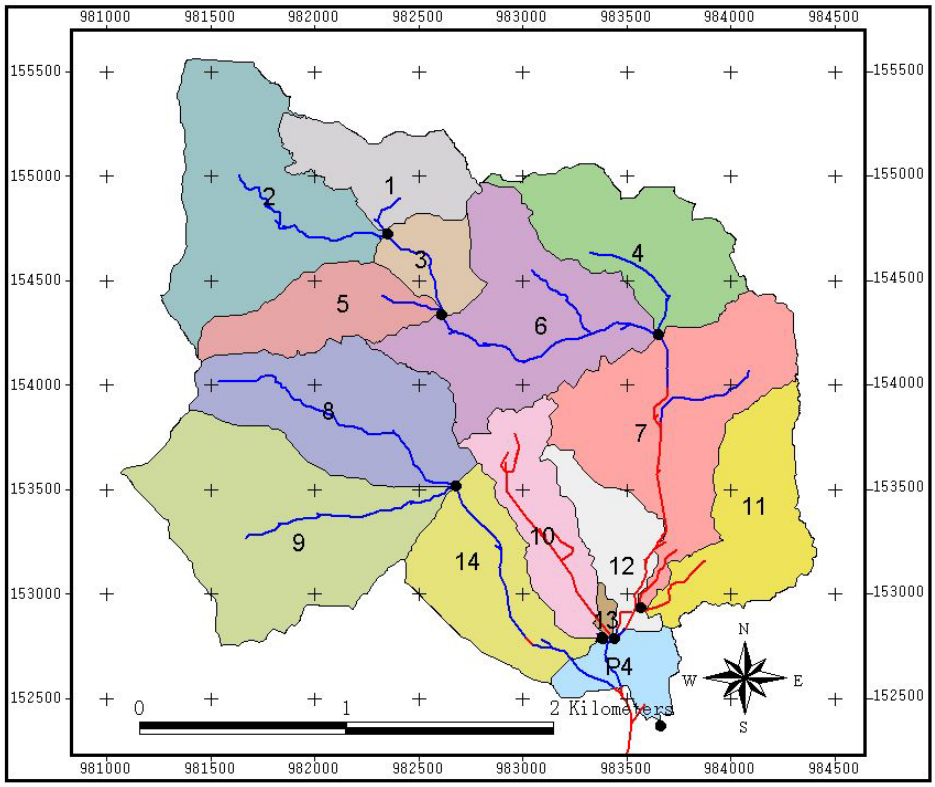
Annexes n° 2 : Caractéristiques des 17 sous-bassins du vallon du Laval.

n°	Bassin versant	X exutoire	Y exutoire	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	1	983648	155553	17,835	968	34,54
2	2	984768	155148	44,357	1323	33,87
3	3	983928	155603	8,816	583	28,69
4	4	983938	155598	11,751	436	30,60
5	5	983648	155548	22,615	921	23,94
6	6	983323	155453	24,193	727	52,00
7	7	983333	155443	21,694	654	62,34
8	8	984763	155143	13,810	646	61,05
9	9	984903	154623	14,824	638	18,11
10	10	984693	154723	37,238	1618	52,00
11	11	984693	154718	17,260	687	49,02
12	12	984898	154618	5,463	325	58,84
13	13	985778	153753	60,105	1652	45,52
14	14	985773	153753	14,646	718	56,17
15	15	986223	153238	36,603	1294	23,15
16	16	986218	153233	24,673	983	28,52
17	17	986618	152948	23,414	1059	22,41



Annexes n° 3 : Caractéristiques des 15 sous-bassins du vallon du Madé.

n°	Bassin versant	X exutoire	Y exutoire	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	1	982343	154719	31,403	983	68,77
2	2	982342	154718	77,771	2388	57,29
3	3	982602	154332	16,483	658	33,22
4	4	983647	154238	59,749	1733	62,52
5	5	982601	154332	31,049	1390	96,86
6	6	983645	154238	72,494	1825	53,47
7	7	983560	152930	79,101	2667	49,40
8	8	982671	153515	62,362	1845	109,86
9	9	982671	153514	92,995	2571	109,48
10	10	983372	152785	33,605	1627	39,55
11	11	983560	152929	48,395	1843	28,85
12	12	983433	152784	22,574	1653	58,87
13	13	983432	152784	1,884	215	1,00
14	14	983372	152784	43,984	1896	50,25
15	15	983655	152364	15,994	649	12,38



Annexe n°4 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins élémentaires du Laval (modèle hydraulique initial et scénario n°1).

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
1	1BV_1	16	28	0	0	56
2	2BV_2	26	55	0	13	6
3	3BV_3	9	34	0	0	57
4	4BV_4	21	54	2	15	8
5	5BV_5	17	46	1	19	17
6	6BV_6	9	38	0	13	40
7	7BV_7	24	58	0	0	18
8	8BV_8	15	36	0	16	33
9	9BV_9	15	29	0	17	39
10	10BV_10	39	49	0	1	11
11	11BV_11	12	30	0	21	37
12	12BV_12	20	63	0	15	2
13	13BV_13	11	39	0	29	21
14	14BV_14	18	46	0	21	15
15	15BV_15	16	41	0	23	20
16	16BV_16	32	51	0	13	4
17	17BV_17	36	36	0	18	10
18	18BV_18	37	35	0	17	11
19	19BV_19	26	54	0	14	6
20	20BV_20	32	29	0	14	25
21	21BV_21	17	81	0	2	0
22	22BV_22	48	43	0	9	0
23	23BV_23	19	73	0	7	1
24	24BV_24	11	59	0	17	13
25	25BV_25	21	64	0	9	6
26	26BV_26	37	44	0	13	6
27	27BV_27	11	30	0	19	40
28	28BV_28	15	35	5	24	21
29	29BV_29	17	33	2	20	28
30	30BV_30	25	34	0	28	13
31	31BV_31	14	34	0	22	30
32	32BV_32	13	40	0	31	16
33	33BV_33	16	35	0	31	18
34	34BV_34	11	58	0	22	9
35	35BV_35	10	40	2	26	22
36	36BV_36	19	38	0	25	18
37	37BV_37	24	36	0	26	14
38	38BV_38	4	72	0	17	7
39	39BV_39	20	36	2	25	17
40	40BV_40	20	40	0	20	20
41	41BV_41	14	38	0	20	28
42	42BV_42	23	35	0	25	17
43	43BV_43	20	37	0	20	23
44	44BV_44	16	44	0	27	13
45	45BV_45	14	39	0	23	24
46	46BV_46	18	31	0	23	28
47	47BV_47	20	40	0	22	18
48	48BV_48	17	26	0	24	33
49	49BV_49	26	33	0	18	23
50	50BV_50	15	32	0	24	29
51	51BV_51	17	40	0	22	21
52	52BV_52	19	70	0	10	1
53	53BV_53	15	37	0	23	25

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
54	54BV_54	16	36	0	23	25
55	55BV_55	18	45	0	21	16
56	56BV_56	10	43	0	18	29
57	57BV_57	24	40	0	18	18
58	58BV_58	17	37	0	23	23
59	59BV_59	39	45	0	9	7
60	60BV_60	32	37	0	15	16
61	61BV_61	23	55	0	17	5
62	62BV_62	43	46	0	5	6
63	63BV_63	22	51	0	14	13
64	64BV_64	18	41	0	24	17
65	65BV_65	39	54	0	4	3
66	66BV_66	17	44	0	25	14
67	67BV_67	21	39	0	21	19
68	68BV_68	30	52	0	12	6
69	69BV_69	28	53	0	12	7
70	*Carfour2_70*	50	50	0	0	0
71	*Carfour4_71*	50	50	0	0	0

Annexe n°5 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des sous-bassins élémentaires du Madé (modèle hydraulique initial et scénario n°1).

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
1	E1	3	6	0	60	31
2	E2	0	27	0	58	15
3	E5	11	18	0	56	15
4	E8	18	10	0	61	11
5	E3	5	15	3	47	30
6	E4	13	4	38	19	26
7	E6	2	2	0	32	64
8	E11	12	16	0	56	16
9	E9	0	0	0	13	87
10	E7	10	5	0	68	17
11	E13	13	29	0	52	6
12	E12	1	5	0	19	75
13	E10	0	0	0	45	55
14	E24	9	9	40	21	21
15	E14	1	7	0	49	43
16	E17	10	8	8	35	39
17	E15	6	3	2	49	40
18	E26	5	2	0	31	62
19	E16	2	5	0	45	48
20	E21	10	2	15	18	55
21	E18	7	3	6	42	42
22	E29	5	9	13	50	23
23	E20	1	2	0	19	78
24	E19	6	3	7	49	35
25	E24	5	2	72	14	7
26	E23	23	7	49	14	7
27	E25	13	9	2	39	37
28	E32	7	3	66	2	22
29	R27	28	18	0	44	10
30	E31	1	6	39	15	39
31	E30	13	7	43	20	17
32	E28	24	27	0	35	14
33	E40	6	5	19	23	47
34	E33	10	14	3	67	6
35	E33	32	15	1	44	8
36	E35	13	7	0	63	17
37	E36	9	13	15	38	25
38	E41	6	13	6	50	25
39	E38	8	9	0	54	29
40	E44	20	17	1	24	38
41	E39	3	4	2	26	65
42	E38	16	28	1	50	5
43	E42	0	22	0	43	35
44	E45	6	11	0	57	26
45	E43	18	4	0	66	12
46	E61	17	11	10	46	16
47	E51	14	0	0	67	19
48	E45	5	3	0	34	58
49	E62	5	11	0	72	12
50	E47	12	8	0	56	24
51	E48	4	0	0	51	45
52	E58	18	5	0	53	24
53	E49	5	0	0	39	56

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
54	E50	2	4	0	25	69
55	E53	10	0	0	62	28
56	E52	8	0	0	34	58
57	E54	2	0	0	38	60
58	E68	11	7	0	25	57
59	E56	16	0	0	68	16
60	E55	2	4	0	44	50
61	E63	13	14	0	60	13
62	E57	12	0	0	72	16
63	E73	8	4	0	31	57
64	E65	13	12	2	54	19
65	E64	14	19	35	25	7
66	E67	7	16	0	10	67
67	E70	7	18	0	36	39
68	E66	16	20	0	52	12
69	E71	15	20	0	55	10
70	E71	14	20	0	46	20
71	E72	9	17	0	32	42
72	E69	14	8	0	10	68
73	E75	19	15	0	49	17
74	E74	15	0	0	71	14
75	*1SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
76	*2SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
77	*3SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
78	*4SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
79	*5SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
80	*6SBV (n°46)*	7	11	0	28	54
81	*7SBV (n°46)*	7	11	0	28	54

Annexe n°6 : Détail des paramètres physiques des sous-bassins élémentaires du Laval (modèle hydraulique initial et scénario n°1).

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	1BV_1	983912,4	155907,5	6,19	114	78,77
2	2BV_2	983317,5	155812,3	4,32	135	23,53
3	3BV_3	984171,9	155867,2	5,77	98	11,75
4	4BV_4	983567,5	155912,5	2,82	85	43,99
5	5BV_5	983558,2	155725,8	6,05	170	39,51
6	6BV_6	984046,7	155702,7	4,50	63	18,67
7	7BV_7	982907,2	155672,3	2,77	120	35,68
8	8BV_8	983886,7	155707,4	3,36	55	47,90
9	9BV_9	984460,3	155463,9	23,49	358	28,69
10	10BV_10	982833,0	155577,6	3,39	181	63,15
11	11BV_11	983846,3	155617,4	2,20	58	22,76
12	12BV_12	983097,0	155572,7	1,24	80	31,82
13	13BV_13	983941,4	155327,6	10,54	180	30,60
14	14BV_14	983744,3	155807,8	2,68	215	51,18
15	15BV_15	983718,3	155548,3	3,64	72	16,25
16	16BV_16	983599,2	155493,2	2,04	60	10,00
17	17BV_17	983401,6	155531,9	4,92	170	35,59
18	18BV_18	983629,2	155282,7	7,01	170	23,08
19	19BV_19	983181,2	155633,0	3,27	150	33,74
20	20BV_20	982811,9	155395,8	14,42	237	60,70
21	21BV_21	983294,9	155472,1	0,23	24	9,73
22	22BV_22	983347,0	155440,8	0,36	50	9,15
23	23BV_23	983217,8	155482,1	0,36	52	21,52
24	24BV_24	983414,8	155207,4	6,14	180	23,66
25	25BV_25	983228,1	155368,6	2,23	75	6,80
26	26BV_26	983111,6	155364,1	0,63	38	31,80
27	27BV_27	983206,3	155157,6	5,07	170	50,35
28	28BV_28	982897,4	155210,6	7,27	180	82,01
29	29BV_29	982987,4	155109,3	5,30	180	72,93
30	30BV_30	984382,0	155199,6	11,68	260	61,05
31	31BV_31	984844,6	154957,7	13,66	255	18,11
32	32BV_32	984163,2	155112,5	5,76	104	73,31
33	33BV_33	983886,1	155092,5	3,75	73	41,28
34	34BV_34	983722,7	155036,8	4,09	136	36,85
35	35BV_35	984022,0	154882,7	9,07	212	44,74
36	36BV_36	984397,8	154877,9	11,15	202	50,08
37	37BV_37	984635,6	154907,0	2,83	90	79,60
38	38BV_38	984658,2	154744,4	0,32	23	21,24
39	39BV_39	984316,8	154583,7	17,15	280	49,03
40	40BV_40	984722,2	154645,2	5,34	140	58,84
41	41BV_41	985128,2	154474,3	30,84	396	27,18
42	42BV_42	985096,7	154145,5	2,91	97	101,36
43	43BV_43	985462,2	154128,5	10,03	151	66,32
44	44BV_44	985192,0	154092,0	1,32	55	69,27
45	45BV_45	985166,0	153954,8	4,74	116	109,33
46	46BV_46	985380,9	153867,8	3,38	78	53,18
47	47BV_47	985643,6	154129,0	2,78	73	32,82
48	48BV_48	985551,4	153875,2	0,89	34	11,63
49	49BV_49	985712,5	153917,5	3,67	124	14,27
50	50BV_50	985571,6	153736,5	4,68	156	26,74
51	51BV_51	985246,9	153734,5	3,50	115	108,83
52	52BV_52	985780,7	153747,7	0,06	27	0,17
53	53BV_53	985309,8	153582,0	5,41	135	47,58

n°	Bassin versant	X exutoire	Y exutoire	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
54	54BV_54	985600,9	153616,7	3,98	111	51,47
55	55BV_55	985814,3	153714,8	7,67	155	8,62
56	56BV_56	985507,0	153423,3	7,61	248	36,91
57	57BV_57	985952,1	153613,3	2,76	102	15,37
58	58BV_58	985727,8	153378,5	5,64	157	28,79
59	59BV_59	986032,9	153417,9	8,13	221	8,14
60	60BV_60	985909,5	153118,1	11,40	281	9,26
61	61BV_61	986156,8	153219,5	0,62	46	4,89
62	62BV_62	986296,0	153245,5	5,19	243	10,79
63	63BV_63	986094,0	153083,9	3,39	123	2,45
64	64BV_64	985602,8	153198,6	3,73	111	84,22
65	65BV_65	986512,6	153228,0	4,20	220	10,43
66	66BV_66	985611,9	153034,2	4,43	97	54,17
67	67BV_67	986162,7	152939,1	7,84	230	48,29
68	68BV_68	986466,2	152937,0	3,12	156	6,13
69	69BV_69	986396,3	153105,9	2,23	87	9,45
70	*Carfour2_70*	*983345,9*	*155832,5*	*6,19*	*144*	*23,50*
71	*Carfour4_71*	*983554,0*	*155904,0*	*4,32*	*80*	*44*

Annexe n°7 : Détail des paramètres physiques des sous-bassins élémentaires du Madé (modèle hydraulique initial et scénario n°1).

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	E1	981636,2	155005,0	15,94	605	9,95
2	E2	981640,4	154993,1	6,14	553	17,36
3	E5	982284,5	154795,9	12,04	853	64,96
4	E8	981805,8	154789,8	10,91	628	44,68
5	E3	982402,4	154888,1	7,32	481	55,27
6	E4	982410,9	154896,5	7,06	408	55,27
7	E6	982299,4	154781,1	3,90	314	74,02
8	E11	982318,4	154710,1	6,13	588	72,90
9	E9	982343,4	154719,1	0,81	130	120,99
10	E7	981828,4	154765,1	19,99	623	91,19
11	E13	982081,4	154689,1	4,31	474	57,52
12	E12	982315,4	154699,9	4,56	419	19,96
13	E10	982326,0	154729,3	0,27	263	193,14
14	E24	983692,1	154410,3	14,82	603	69,56
15	E14	982071,4	154686,2	9,59	650	109,36
16	E17	983039,6	154551,8	7,60	475	113,04
17	E15	983319,9	154635,2	6,14	666	82,51
18	E26	982590,5	154343,6	16,48	658	33,22
19	E16	983335,4	154631,1	5,16	404	74,53
20	E21	983701,4	154420,1	13,02	827	64,28
21	E18	983045,4	154544,1	6,37	499	107,63
22	E29	983319,8	154255,3	8,67	656	57,23
23	E20	982320,5	154429,5	6,63	479	94,29
24	E19	982332,4	154421,1	17,43	1003	112,36
25	E24	983692,1	154410,3	0,10	147	59,44
26	E23	983694,5	154400,3	6,26	412	94,78
27	E25	982609,1	154331,5	6,99	387	60,61
28	E32	983648,9	154251,6	4,16	240	46,39
29	R27	982643,5	154268,3	1,41	161	25,47
30	E31	983645,4	154238,1	10,11	483	18,38
31	E30	983329,4	154245,1	11,98	489	33,48
32	E28	982646,3	154245,2	5,66	309	82,49
33	E40	983651,1	153859,3	15,39	575	11,70
34	E33	983000,3	154103,9	11,47	544	22,91
35	E33	983000,3	154103,9	9,22	499	52,37
36	E35	984086,4	154056,1	6,90	394	68,70
37	E36	984089,7	154071,2	5,14	395	75,00
38	E41	983659,6	153824,9	10,46	696	33,44
39	E38	982084,2	153864,6	18,01	786	188,49
40	E44	982372,5	153782,9	15,48	562	86,46
41	E39	983641,7	153844,1	10,51	523	114,70
42	E38	982084,2	153864,6	5,26	398	135,51
43	E42	983665,0	153824,4	0,14	241	17,26
44	E45	983652,6	153580,7	7,83	417	37,44
45	E43	982383,4	153765,1	10,50	482	76,73
46	E61	983878,5	153160,1	23,90	1137	36,84
47	E51	982010,8	153384,9	13,12	765	174,06
48	E45	983652,6	153580,7	5,45	300	117,75
49	E62	983586,9	153162,0	8,48	745	32,23
50	E47	982663,5	153524,5	13,12	577	45,80
51	E48	982661,0	153509,1	3,76	480	26,22
52	E58	982867,0	153233,4	8,30	635	34,38
53	E49	982474,4	153436,1	13,00	651	41,81

n°	Bassin versant	X exutoire	Y exutoire	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
54	E50	982457,3	153427,3	20,34	1145	79,30
55	E53	981824,5	153336,3	13,52	699	185,43
56	E52	982025,4	153373,1	6,77	416	111,67
57	E54	981836,4	153334,1	4,05	306	60,22
58	E68	983521,5	152911,7	10,57	759	83,30
59	E56	981676,9	153273,0	12,76	719	132,46
60	E55	981667,2	153262,1	5,68	453	78,45
61	E63	983590,4	153151,5	6,31	313	12,33
62	E57	982896,4	153212,1	5,58	358	136,83
63	E73	983089,8	152781,8	15,12	676	29,56
64	E65	983560,4	152930,1	2,50	416	9,92
65	E64	983863,4	153145,1	10,21	601	37,22
66	E67	983492,4	152909,1	5,19	747	76,41
67	E70	983366,6	152796,5	3,49	416	44,08
68	E66	983576,5	152934,1	11,78	706	9,40
69	E71	983429,1	152801,1	0,93	209	11,82
70	E71	983429,1	152801,1	2,40	270	0,98
71	E72	983433,4	152784,1	1,88	215	0,50
72	E69	983372,4	152785,1	5,90	585	16,60
73	E75	983587,9	152469,7	15,99	649	12,38
74	E74	983096,3	152774,8	9,09	794	9,09
75	*1SBV (n°46)*	*982921,4*	*153626,6*	*6,82*	*454,6*	*49,60*
76	*2SBV (n°46)*	*982921,4*	*153599,1*	*1,80*	*219,7*	*78,00*
77	*3SBV (n°46)*	*983077,2*	*153310,2*	*7,01*	*476,9*	*54,20*
78	*4SBV (n°46)*	*983110,4*	*153284,1*	*1,51*	*262,3*	*157,50*
79	*5SBV (n°46)*	*983132,4*	*153231,1*	*0,97*	*65,8*	*52,90*
80	*6SBV (n°46)*	*983171,0*	*153266,6*	*1,82*	*258,7*	*89,90*
81	*7SBV (n°46)*	*983358,9*	*152809,0*	*13,19*	*728,6*	*69,60*

Annexe n°8 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des parcelles et sous-bassins élémentaires du Laval (scénarios n° 2 et n°3).

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
1	1BVBR1	4	20	0	0	76
2	2BVBR1	7	59	0	23	11
3	3BVBR1	0	29	0	0	71
4	4BV	0	61	5	27	7
5	5BVBR1	0	44	2	29	25
6	6BVBR1	0	35	0	15	50
7	7SBV	7	64	0	0	29
8	8BVBR1	5	32	0	20	43
9	9BVBR1	4	22	0	22	52
10	10SBV	30	48	0	2	20
11	11BVBR1	0	16	0	29	55
12	12SBV	12	67	0	19	2
13	13BVBR1	0	35	0	38	27
14	14BVBR1	3	44	1	30	22
15	15BVBR1	0	33	0	36	31
16	16SBV	17	53	0	23	7
17	17BVBR1	23	23	0	34	20
18	18BVBR1	26	23	0	31	20
19	19SBV	9	57	0	24	10
20	20BVBR1	17	13	0	25	45
21	21SBV	0	100	0	0	0
22	22SBV	47	36	0	17	0
23	23SBV	7	82	0	10	1
24	24SBV	0	63	0	22	15
25	25SBV	3	73	0	15	9
26	26SBV	26	40	0	24	10
27	27BVBR1	0	25	0	24	51
28	28SBV	0	27	9	34	30
29	29BVBR1	3	26	5	27	39
30	30BVBR1	15	29	0	38	18
31	31BVBR1	9	31	0	26	34
32	32BVBR1	1	37	0	41	21
33	33BVBR1	4	31	0	42	23
34	34BVBR1	0	61	0	28	11
35	35BVBR1	0	38	2	32	28
36	36BVBR1	10	35	0	32	23
37	37BVBR1	16	31	0	34	19
38	38SBV	0	76	0	17	7
39	39SBV	11	33	2	32	22
40	40BVBR1	9	36	0	28	27
41	41BVBR1	6	35	0	24	35
42	42SBV	15	31	0	32	22
43	43BVBR1	11	34	0	25	30
44	44SBV	0	41	0	40	19
45	45SBV	6	36	0	28	30
46	46SBV	9	25	0	30	36
47	47BVBR1	15	38	0	26	21
48	48SBV	9	20	0	30	41
49	49BVBR1	20	30	0	22	28
50	50BVBR1	2	25	0	33	40
51	51SBV	8	38	0	28	26
52	52SBV	19	70	0	10	1
53	53BVBR1	6	34	0	28	32

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
54	54BVBR1	9	33	0	28	30
55	55SBV	13	44	0	24	19
56	56BVBR1	1	42	0	22	35
57	57SBV	17	36	0	24	23
58	58BVBR1	10	34	0	28	28
59	59BVBR1	32	43	0	14	11
60	60BVBR1	24	33	0	21	22
61	61SBV	1	59	0	32	8
62	62SBV	40	44	0	8	8
63	63SBV	9	52	0	20	19
64	64SBV	10	39	0	30	21
65	65SBV	30	58	0	8	4
66	66SBV	10	42	0	31	17
67	67BVBR1	14	36	0	26	24
68	68SBV	22	53	0	16	9
69	69SBV	18	55	0	16	11
70	1BVPA1	50	50	0	0	0
71	2BVPA1	50	50	0	0	0
72	3BVPA1	50	50	0	0	0
73	5BVPA1	50	50	0	0	0
74	6BVPA1	50	50	0	0	0
75	8BVPA1	100	0	0	0	0
76	9BVPA1	100	0	0	0	0
77	11BVPA1	50	50	0	0	0
78	13BVPA1	50	50	0	0	0
79	14BVPA1	50	50	0	0	0
80	15BVPA1	50	50	0	0	0
81	17BVPA1	50	50	0	0	0
82	18BVPA1	50	50	0	0	0
83	20BVPA1	50	50	0	0	0
84	27BVPA1	50	50	0	0	0
85	28BVPA1	50	50	0	0	0
86	29BVPA1	50	50	0	0	0
87	30BVPA1	50	50	0	0	0
88	31BVPA1	50	50	0	0	0
89	32BVPA1	50	50	0	0	0
90	33BVPA1	50	50	0	0	0
91	34BVPA1	50	50	0	0	0
92	35BVPA1	50	50	0	0	0
93	36BVPA1	50	50	0	0	0
94	37BVPA1	50	50	0	0	0
95	40BVPA1	50	50	0	0	0
96	41BVPA1	50	50	0	0	0
97	43BVPA1	50	50	0	0	0
98	49BVPA1	50	50	0	0	0
99	50BVPA1	50	50	0	0	0
100	53BVPA1	100	0	0	0	0
101	54BVPA1	50	50	0	0	0
102	56BVPA1	50	50	0	0	0
103	58BVPA1	50	50	0	0	0
104	59BVPA1	50	50	0	0	0
105	60BVPA1	50	50	0	0	0
106	67BVPA1	50	50	0	0	0

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
107	CARFOU2	50	50	0	0	0
108	CARFOU4	50	50	0	0	0
109	4BV	50	50	0	0	0
110	10BVPA	50	50	0	0	0
111	12BVPA	50	50	0	0	0
112	16BVPA	50	50	0	0	0
113	19BVPA	50	50	0	0	0
114	21BVPA	50	50	0	0	0
115	22BVPA	50	50	0	0	0
116	23BVPA	50	50	0	0	0
117	24BVPA	50	50	0	0	0
118	25BVPA	50	50	0	0	0
119	26BVPA	50	50	0	0	0
120	38BVPA	50	50	0	0	0
121	39BVPA	50	50	0	0	0
122	42BVPA	50	50	0	0	0
123	44BVPA	50	50	0	0	0
124	45BVPA	50	50	0	0	0
125	46BVPA	50	50	0	0	0
126	47BVPA1	50	50	0	0	0
127	48BVPA	50	50	0	0	0
128	51BVPA	50	50	0	0	0
129	53BVPA1	50	50	0	0	0
130	55BVPA	50	50	0	0	0
131	57BVPA	50	50	0	0	0
132	61BVPA	50	50	0	0	0
133	62BVPA	50	50	0	0	0
134	63BVPA	50	50	0	0	0
135	64BVPA	50	50	0	0	0
136	65BVPA	50	50	0	0	0
137	66BVPA	50	50	0	0	0
138	68BVPA	50	50	0	0	0
139	69BVPA	50	50	0	0	0
140	7BVPA	50	50	0	0	0

Annexe n°9 : Détail du Mode d'Occupation des Sols des parcelles et sous-bassins élémentaires du Madé (scénarios n° 2 et n°3).

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
1	SBV1	0	1	0	65	34
2	SBV2	0	0	0	77	23
3	SBV3	0	0	0	78	22
4	SBV4	0	2	0	83	15
5	SBV5	0	2	0	60	38
6	SBV6	6	0	43	22	29
7	SBV7	0	0	0	28	72
8	SBV8	0	0	0	71	29
9	SBV9	0	0	0	13	87
10	SBV10	6	5	0	71	18
11	SBV11	0	13	0	78	9
12	SBV12	0	2	0	20	78
13	SBV13	0	0	0	45	55
14	SBV14	0	0	49	26	25
15	SBV15	0	3	0	51	46
16	SBV16	0	7	0	43	50
17	SBV17	2	3	0	52	43
18	SBV18	0	0	0	34	66
19	SBV19	0	2	0	48	50
20	SBV20	6	0	16	19	59
21	SBV21	0	1	0	50	49
22	SBV22	0	5	0	65	30
23	SBV23	0	1	0	20	79
24	SBV24	2	0	8	53	37
25	SBV25	0	0	0	0	100
26	SBV26	14	0	60	17	9
27	SBV27	0	2	0	50	48
28	SBV28	0	0	81	0	19
29	SBV29	8	24	0	56	12
30	SBV31	0	5	40	15	40
31	SBV30	3	0	52	24	21
32	SBV32	0	36	0	46	18
33	SBV33	0	0	21	26	53
34	SBV34	0	1	0	91	8
35	SBV35	12	20	0	58	10
36	SBV36	0	0	0	77	23
37	SBV37	0	0	0	59	41
38	SBV38	0	0	0	67	33
39	SBV39	0	7	0	61	32
40	SBV40	0	17	0	33	50
41	SBV41	0	0	0	25	75
42	SBV42	0	25	0	68	7
43	SBV43	0	21	0	43	36
44	SBV44	0	1	0	68	31
45	SBV45	7	4	0	75	14
46	SBV47	7	0	13	59	21
47	SBV48	0	0	0	78	22
48	SBV49	0	0	0	35	65
49	SBV50	0	0	0	84	16
50	SBV51	0	6	0	66	28
51	SBV52	0	0	0	53	47
52	SBV53	10	0	0	62	28
53	SBV54	0	0	0	41	59

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
54	SBV55	0	0	0	43	57
55	SBV56	0	0	0	69	31
56	SBV57	0	0	0	37	63
57	SBV58	0	0	0	39	61
58	SBV59	0	0	0	24	76
59	SBV60	0	0	0	80	20
60	SBV61	0	0	0	75	25
61	SBV62	0	3	0	80	17
62	SBV63	0	0	0	81	19
63	SBV64	0	3	0	34	63
64	SBV65	0	2	0	73	25
65	SBV66	5	11	44	31	9
66	SBV67	0	0	0	13	87
67	SBV68	0	5	0	45	50
68	SBV69	0	12	0	72	16
69	SBV70	0	20	0	68	12
70	SBV71	0	18	0	58	24
71	SBV72	0	8	0	40	52
72	SBV73	4	8	0	12	76
73	SBV74	0	13	0	64	23
74	SBV75	0	0	0	83	17
75	SBV-1SB	0	0	0	30	70
76	SBV-2SB	0	0	0	30	70
77	SBV-3SB	0	0	0	30	70
78	SBV-4SB	0	0	0	30	70
79	SBV-5SB	0	0	0	30	70
80	SBV-6SB	0	0	0	30	70
81	SBV-7SB	0	0	0	30	70
82	PAR1	50	50	0	0	0
83	PAR2	50	50	0	0	0
84	PAR3	50	50	0	0	0
85	PAR4	50	50	0	0	0
86	PAR5	50	50	0	0	0
87	PAR6	50	50	0	0	0
88	PAR7	50	50	0	0	0
89	PAR8	50	50	0	0	0
90	PAR9	50	50	0	0	0
91	PAR10	50	50	0	0	0
92	PAR11	50	50	0	0	0
93	PAR12	50	50	0	0	0
94	PAR13	50	50	0	0	0
95	PAR14	50	50	0	0	0
96	PAR15	50	50	0	0	0
97	PAR16	50	50	0	0	0
98	PAR17	50	50	0	0	0
99	PAR18	50	50	0	0	0
100	PAR19	50	50	0	0	0
101	PAR20	50	50	0	0	0
102	PAR21	50	50	0	0	0
103	PAR22	50	50	0	0	0
104	PAR23	50	50	0	0	0
105	PAR24	50	50	0	0	0
106	PAR25	50	50	0	0	0

n°	Bassin versant	Bâti (%)	Chaussées (%)	Sols nus (%)	Sols végétalisés (%)	Sols forestiers (%)
107	PAR26	50	50	0	0	0
108	PAR27	50	50	0	0	0
109	PAR28	50	50	0	0	0
110	PAR29	50	50	0	0	0
111	PAR30	50	50	0	0	0
112	PAR31	50	50	0	0	0
113	PAR32	50	50	0	0	0
114	PAR33	50	50	0	0	0
115	PAR34	50	50	0	0	0
116	PAR35	50	50	0	0	0
117	PAR36	50	50	0	0	0
118	PAR37	50	50	0	0	0
119	PAR38	50	50	0	0	0
120	PAR39	50	50	0	0	0
121	PAR40	50	50	0	0	0
122	PAR41	50	50	0	0	0
123	PAR42	50	50	0	0	0
124	PAR43	50	50	0	0	0
125	PAR44	50	50	0	0	0
126	PAR45	50	50	0	0	0
127	PAR47	50	50	0	0	0
128	PAR48	50	50	0	0	0
129	PAR49	50	50	0	0	0
130	PAR50	50	50	0	0	0
131	PAR51	50	50	0	0	0
132	PAR52	50	50	0	0	0
133	PAR53	50	50	0	0	0
134	PAR54	50	50	0	0	0
135	PAR55	50	50	0	0	0
136	PAR56	50	50	0	0	0
137	PAR57	50	50	0	0	0
138	PAR58	50	50	0	0	0
139	PAR59	50	50	0	0	0
140	PAR60	50	50	0	0	0
141	PAR61	50	50	0	0	0
142	PAR62	50	50	0	0	0
143	PAR63	50	50	0	0	0
144	PAR64	50	50	0	0	0
145	PAR65	50	50	0	0	0
146	PAR66	50	50	0	0	0
147	PAR67	50	50	0	0	0
148	PAR68	50	50	0	0	0
149	PAR69	50	50	0	0	0
150	PAR70	50	50	0	0	0
151	PAR71	50	50	0	0	0
152	PAR72	50	50	0	0	0
153	PAR73	50	50	0	0	0
154	PAR74	50	50	0	0	0
155	PAR75	50	50	0	0	0
156	PAR-1SB	50	50	0	0	0
157	PAR-2SB	50	50	0	0	0
158	PAR-3SB	50	50	0	0	0
159	PAR-4SB	50	50	0	0	0
160	PAR-5SB	50	50	0	0	0
161	PAR-6SB	50	50	0	0	0
162	PAR-7SB	50	50	0	0	0

Annexe n°10 : Détail des paramètres physiques des parcelles et sous-bassins élémentaires du Laval (scénarios n° 2 et n°3).

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	1BVBR1	983912,4	155907,5	4,71	88,8	78,77
2	2BVBR1	983317,5	155812,3	1,21	79,1	23,53
3	3BVBR1	984171,9	155867,2	4,29	79,6	11,75
4	4BV	983567,5	155912,5	0,51	29,5	43,99
5	5BVBR1	983558,2	155725,8	3,40	97,8	39,51
6	6BVBR1	984046,7	155702,7	3,33	51,7	18,67
7	7SBV	982907,2	155672,3	1,69	73,0	35,68
8	8BVBR1	983886,7	155707,4	2,60	44,8	47,90
9	9BVBR1	984460,3	155463,9	17,82	308,0	28,69
10	10SBV	982833,0	155577,6	1,82	97,0	63,15
11	11BVBR1	983846,3	155617,4	1,29	37,2	22,76
12	12SBV	983097,0	155572,7	0,95	61,5	31,82
13	13BVBR1	983941,4	155327,6	7,54	135,0	30,60
14	14BVBR1	983744,3	155807,8	1,89	157,0	51,18
15	15BVBR1	983718,3	155548,3	1,89	41,2	16,25
16	16SBV	983599,2	155493,2	1,10	32,4	10,00
17	17BVBR1	983401,6	155531,9	2,44	85,2	35,59
18	18BVBR1	983629,2	155282,7	3,81	95,1	23,08
19	19SBV	983181,2	155633,0	1,86	85,5	33,74
20	20BVBR1	982811,9	155395,8	8,69	165,0	60,70
21	21SBV	983294,9	155472,1	0,14	14,3	9,73
22	22SBV	983347,0	155440,8	0,18	25,1	9,15
23	23SBV	983217,8	155482,1	0,26	37,5	21,52
24	24SBV	983414,8	155207,4	4,49	135,0	23,66
25	25SBV	983228,1	155368,6	1,36	45,7	6,80
26	26SBV	983111,6	155364,1	0,33	19,9	31,80
27	27BVBR1	983206,3	155157,6	3,76	152,0	50,35
28	28SBV	982897,4	155210,6	4,57	131,0	82,01
29	29BVBR1	982987,4	155109,3	3,63	163,0	72,93
30	30BVBR1	984382,0	155199,6	8,55	196,0	61,05
31	31BVBR1	984844,6	154957,7	11,79	224,0	18,11
32	32BVBR1	984163,2	155112,5	4,35	80,0	73,31
33	33BVBR1	983886,1	155092,5	2,81	55,8	41,28
34	34BVBR1	983722,7	155036,8	3,08	109,0	36,85
35	35BVBR1	984022,0	154882,7	6,99	165,0	44,74
36	36BVBR1	984397,8	154877,9	8,66	159,0	50,08
37	37BVBR1	984635,6	154907,0	2,14	69,8	79,60
38	38SBV	984658,2	154744,4	0,25	18,4	21,24
39	39SBV	984316,8	154583,7	13,11	214,0	49,03
40	40BVBR1	984722,2	154645,2	3,89	108,0	58,84
41	41BVBR1	985128,2	154474,3	25,19	368,0	27,18
42	42SBV	985096,7	154145,5	2,26	75,5	101,36
43	43BVBR1	985462,2	154128,5	7,83	121,0	66,32
44	44SBV	985192,0	154092,0	0,90	37,6	69,27
45	45SBV	985166,0	153954,8	3,82	93,5	109,33
46	46SBV	985380,9	153867,8	2,66	61,5	53,18
47	47BVBR1	985643,6	154129,0	2,39	64,4	32,82
48	48SBV	985551,4	153875,2	0,72	27,4	11,63
49	49BVBR1	985712,5	153917,5	2,99	102,0	14,27
50	50BVBR1	985571,6	153736,5	3,41	115,0	26,74
51	51SBV	985246,9	153734,5	2,75	90,2	108,83
52	52SBV	985780,7	153747,7	0,06	26,9	0,17
53	53BVBR1	985309,8	153582,0	4,39	111,0	47,58

n°	Bassin versant	X exutoire	Y exutoire	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
54	54BVBR1	985600,9	153616,7	3,32	94,4	51,47
55	55SBV	985814,3	153714,8	6,71	136,0	8,62
56	56BVBR1	985507,0	153423,3	6,25	207,0	36,91
57	57SBV	985952,1	153613,3	2,12	78,3	15,37
58	58BVBR1	985727,8	153378,5	4,64	132,0	28,79
59	59BVBR1	986032,9	153417,9	5,29	145,0	8,14
60	60BVBR1	985909,5	153118,1	8,21	204,0	9,26
61	61SBV	986156,8	153219,5	0,34	25,1	4,89
62	62SBV	986296,0	153245,5	3,74	175,0	10,79
63	63SBV	986094,0	153083,9	2,31	83,4	2,45
64	64SBV	985602,8	153198,6	2,97	88,5	84,22
65	65SBV	986512,6	153228,0	2,28	120,0	10,43
66	66SBV	985611,9	153034,2	3,61	78,7	54,17
67	67BVBR1	986162,7	152939,1	6,19	183,0	48,29
68	68SBV	986466,2	152937,0	2,25	112,0	6,13
69	69SBV	986396,3	153105,9	1,52	59,3	9,45
70	1BVPA1	983913,3	155907,9	1,48	28,0	78,80
71	2BVPA1	983318,4	155813,4	3,12	204,0	23,50
72	3BVPA1	984172,7	155867,2	1,48	27,0	11,80
73	5BVPA1	983559,1	155726,1	2,65	76,0	39,50
74	6BVPA1	984047,5	155702,2	1,18	18,0	18,70
75	8BVPA1	983887,7	155708,9	0,76	13,0	47,90
76	9BVPA1	984461,8	155463,8	5,67	98,0	28,70
77	11BVPA1	983846,7	155617,6	0,91	26,0	22,80
78	13BVPA1	983940,7	155327,3	3,00	54,0	30,60
79	14BVPA1	983745,8	155808,0	0,79	38,0	51,20
80	15BVPA1	983718,0	155549,3	1,75	38,0	16,30
81	17BVPA1	983402,7	155533,2	2,49	87,0	35,60
82	18BVPA1	983628,6	155282,6	3,20	80,0	23,10
83	20BVPA1	982812,0	155394,9	5,73	141,0	60,70
84	27BVPA1	983205,9	155157,6	1,30	53,0	50,30
85	28BVPA1	982897,1	155210,9	2,71	77,0	82,00
86	29BVPA1	982987,7	155108,6	1,66	75,0	73,00
87	30BVPA1	984382,2	155200,3	3,12	72,0	61,10
88	31BVPA1	984845,4	154957,3	1,87	36,0	18,10
89	32BVPA1	984164,0	155112,9	1,41	26,0	73,30
90	33BVPA1	983886,8	155092,7	0,94	19,0	41,30
91	34BVPA1	983723,2	155037,9	1,01	35,0	36,90
92	35BVPA1	984022,0	154883,5	2,08	49,0	44,70
93	36BVPA1	984398,7	154877,8	2,48	46,0	50,10
94	37BVPA1	984636,4	154907,0	0,68	22,0	79,60
95	40BVPA1	984722,0	154645,9	1,45	40,0	58,80
96	41BVPA1	985127,4	154474,8	5,65	82,0	27,00
97	43BVPA1	985457,4	154134,1	2,21	34,0	66,00
98	49BVPA1	985717,5	153922,5	0,69	24,0	14,00
99	50BVPA1	985572,0	153736,3	1,28	43,0	27,00
100	53BVPA1	985307,8	153582,8	0,02	2,0	48,00
101	54BVPA1	985601,2	153616,4	0,65	19,0	52,00
102	56BVPA1	985507,2	153424,0	1,36	45,0	37,00
103	58BVPA1	985728,5	153379,3	1,00	29,0	29,00
104	59BVPA1	986034,1	153418,1	2,84	78,0	8,00
105	60BVPA1	985908,8	153118,4	3,20	97,0	9,00
106	67BVPA1	986162,4	152939,7	1,65	49,0	48,00

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
107	CARFOU2	983345,9	155832,5	2,00	144,0	23,50
108	CARFOU4	983554,0	155904,0	2,00	80,0	44,00
109	4BV	983567,5	155912,5	2,32	135,0	43,99
110	10BVPA	982833,0	155578,3	1,57	84,0	63,15
111	12BVPA	983096,5	155572,3	0,29	19,0	31,82
112	16BVPA	983598,4	155493,0	0,94	28,0	10,00
113	19BVPA	983180,6	155632,6	1,40	64,0	33,74
114	21BVPA	983295,6	155472,7	0,09	9,0	9,73
115	22BVPA	983347,2	155440,2	0,18	24,0	9,15
116	23BVPA	983218,4	155482,4	0,10	14,0	21,52
117	24BVPA	983415,4	155207,4	1,55	45,0	23,66
118	25BVPA	983227,7	155368,9	0,87	29,0	6,80
119	26BVPA	983111,7	155363,7	0,30	18,0	31,80
120	38BVPA	984657,5	154743,6	0,06	5,0	21,23
121	39BVPA	984317,2	154582,6	4,03	66,0	49,02
122	42BVPA	985096,1	154144,9	0,64	21,0	101,36
123	44BVPA	985191,0	154092,0	0,42	17,0	69,27
124	45BVPA	985166,5	153953,6	0,92	22,0	109,33
125	46BVPA	985380,5	153866,9	0,71	16,0	53,18
126	47BVPA1	985644,9	154128,8	0,39	11,0	32,81
127	48BVPA	985550,6	153875,0	0,17	7,0	11,63
128	51BVPA	985247,4	153733,8	0,76	25,0	108,83
129	53BVPA1	985307,8	153582,8	1,02	26,0	47,58
130	55BVPA	985814,2	153714,2	0,96	19,0	8,62
131	57BVPA	985952,4	153613,2	0,64	24,0	15,37
132	61BVPA	986156,7	153218,9	0,28	21,0	4,89
133	62BVPA	986295,3	153245,8	1,45	68,0	10,79
134	63BVPA	986092,8	153084,2	1,08	39,0	2,45
135	64BVPA	985602,3	153197,9	0,76	23,0	84,22
136	65BVPA	986512,1	153228,1	1,91	100,0	10,43
137	66BVPA	985612,3	153033,5	0,82	18,0	54,17
138	68BVPA	986466,3	152936,8	0,87	44,0	6,13
139	69BVPA	986396,6	153106,8	0,71	28,0	9,45
140	7BVPA	982907,2	155672,6	1,09	47,0	35,68

Annexe n°11 : Détail des paramètres physiques des parcelles et sous-bassins élémentaires du Madé (scénarios n° 2 et n°3).

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
1	SBV1	981632,5	155015,1	14,76	560	9,95
2	SBV2	981638,4	155003,3	4,05	365	17,36
3	SBV3	982274,4	154805,9	8,04	570	64,96
4	SBV4	981795,3	154801,8	8,07	464	44,68
5	SBV5	982412,7	154898,9	6,00	394	55,27
6	SBV6	982421,0	154907,0	6,00	346	55,27
7	SBV7	982289,3	154790,8	3,48	280	74,02
8	SBV8	982307,7	154704,6	3,43	329	72,90
9	SBV9	982333,2	154729,2	0,81	130	120,99
10	SBV10	981829,9	154776,6	19,09	595	91,19
11	SBV11	982069,7	154689,8	2,91	320	57,52
12	SBV12	982313,0	154690,0	4,33	398	19,96
13	SBV13	982314,9	154735,3	0,27	263	193,14
14	SBV14	983689,0	154421,1	11,90	484	69,56
15	SBV15	982059,7	154682,7	9,05	613	109,36
16	SBV16	983032,2	154561,9	6,69	418	113,04
17	SBV17	983308,7	154638,1	5,94	645	82,51
18	SBV18	982580,0	154350,4	15,32	611	33,22
19	SBV19	983322,3	154634,1	4,91	384	74,53
20	SBV20	983704,9	154431,1	11,94	759	64,28
21	SBV21	983038,9	154552,4	5,70	446	107,63
22	SBV22	983310,2	154265,5	7,73	585	57,23
23	SBV23	982310,2	154437,4	6,50	470	94,29
24	SBV24	982321,7	154427,5	15,85	912	112,36
25	SBV25	983688,8	154420,9	0,07	112	59,44
26	SBV26	983695,4	154410,5	4,77	314	94,78
27	SBV27	982601,5	154343,4	5,51	305	60,61
28	SBV28	983651,7	154263,1	3,18	184	46,39
29	SBV29	982629,6	154272,5	1,10	126	25,47
30	SBV31	983634,3	154244,1	7,67	366	18,38
31	SBV30	983318,9	154241,1	11,80	481	33,48
32	SBV32	982634,8	154240,2	4,30	235	82,49
33	SBV33	983657,5	153869,7	13,54	506	11,70
34	SBV34	982990,5	154095,0	8,80	418	22,91
35	SBV35	982990,2	154095,1	7,02	380	52,37
36	SBV36	984088,7	154067,1	5,23	299	68,70
37	SBV37	984092,1	154081,4	3,94	303	75,00
38	SBV38	983657,2	153835,0	8,30	552	33,44
39	SBV39	982079,8	153874,3	16,21	708	188,49
40	SBV40	982365,6	153793,1	11,78	428	86,46
41	SBV41	983647,4	153853,7	9,22	459	114,70
42	SBV42	982079,2	153874,0	3,97	301	135,51
43	SBV43	983663,9	153834,7	0,14	237	17,26
44	SBV44	983661,4	153588,3	6,51	347	37,44
45	SBV45	982377,0	153775,1	9,28	426	76,73
46	SBV47	983888,5	153170,6	18,42	876	36,84
47	SBV48	981999,9	153393,2	11,33	661	174,06
48	SBV49	983651,4	153590,0	4,82	265	117,75
49	SBV50	983584,4	153171,1	6,46	567	32,23
50	SBV51	982654,0	153535,0	11,23	494	45,80
51	SBV52	982650,6	153504,1	3,60	461	26,22
52	SBV53	982854,4	153242,3	6,76	517	34,38
53	SBV54	982460,5	153438,4	12,36	619	41,81

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente ($\%_0$)
54	SBV55	982448,4	153422,1	12,87	725	79,30
55	SBV56	981814,0	153338,5	12,22	632	185,43
56	SBV57	982014,7	153367,2	6,26	385	111,67
57	SBV58	981825,9	153323,7	3,99	301	60,22
58	SBV59	983531,8	152912,7	8,02	576	83,30
59	SBV60	981669,3	153263,8	10,74	605	132,46
60	SBV61	981656,5	153248,5	3,25	259	78,45
61	SBV62	983586,9	153161,6	4,76	236	12,33
62	SBV63	982885,4	153219,7	4,92	316	136,83
63	SBV64	983081,2	152792,5	13,76	615	29,56
64	SBV65	983561,1	152941,5	1,93	320	9,92
65	SBV66	983874,0	153156,2	8,21	483	37,22
66	SBV67	983503,4	152910,6	4,00	575	76,41
67	SBV68	983359,9	152807,0	2,74	327	44,08
68	SBV69	983587,7	152937,2	8,66	513	9,40
69	SBV70	983425,1	152813,2	0,76	171	11,82
70	SBV71	983425,6	152813,2	1,94	218	0,98
71	SBV72	983430,6	152794,3	1,52	174	0,50
72	SBV73	983359,9	152785,4	5,27	522	16,60
73	SBV74	983597,9	152482,9	12,31	499	12,38
74	SBV75	983086,5	152781,9	7,72	674	9,09
75	SBV-1SB	982921,2	153636,6	5,23	348	49,60
76	SBV-2SB	982921,2	153609,0	1,38	168	78,00
77	SBV-3SB	983070,2	153320,7	5,37	365	54,20
78	SBV-4SB	983111,7	153294,0	1,16	201	157,50
79	SBV-5SB	983124,0	153242,0	0,74	50	52,90
80	SBV-6SB	983166,1	153276,1	1,39	198	89,90
81	SBV-7SB	983352,3	152819,0	10,11	558	69,60
82	PAR1	981632,7	155015,2	1,19	45	9,95
83	PAR2	981638,7	155003,3	2,09	188	17,36
84	PAR3	982274,3	154805,8	4,00	283	64,96
85	PAR4	981795,0	154801,6	2,84	164	44,68
86	PAR5	982413,2	154898,4	1,32	87	55,27
87	PAR6	982421,3	154906,8	1,11	64	55,27
88	PAR7	982289,6	154791,0	0,43	34	74,02
89	PAR8	982307,5	154705,0	2,70	259	72,90
90	PAR9	982333,4	154729,5	0,00	0,01	120,99
91	PAR10	981829,6	154776,6	0,91	28	91,19
92	PAR11	982069,7	154690,4	1,40	154	57,52
93	PAR12	982312,7	154690,1	0,23	21	19,96
94	PAR13	982315,0	154735,6	0,00	0,001	193,13
95	PAR14	983689,4	154421,1	2,92	119	69,56
96	PAR15	982059,7	154683,1	0,54	37	109,36
97	PAR16	983032,4	154562,1	0,91	57	113,04
98	PAR17	983308,9	154639,0	0,20	21,5	82,50
99	PAR18	982580,3	154350,6	1,17	47	33,22
100	PAR19	983322,6	154635,1	0,25	19,6	74,53
101	PAR20	983705,1	154431,1	1,08	68	64,28
102	PAR21	983039,2	154552,5	0,68	53	107,63
103	PAR22	983310,4	154265,7	0,94	71	57,23
104	PAR23	982310,3	154437,5	0,13	9	94,29
105	PAR24	982321,8	154427,7	1,59	91	112,36
106	PAR25	983689,2	154421,1	0,02	35	59,44

n°	Bassin versant	$X_{exutoire}$	$Y_{exutoire}$	Surface (hectares)	Longueur (m)	Pente (‰)
107	PAR26	983695,6	154410,4	1,49	98	94,78
108	PAR27	982601,7	154343,7	1,48	82	60,60
109	PAR28	983652,2	154263,0	0,97	56	46,39
110	PAR29	982629,5	154272,2	0,31	35	25,47
111	PAR30	983318,8	154241,4	0,19	8,83	33,48
112	PAR31	983634,5	154244,4	2,45	99,87	18,38
113	PAR32	982634,6	154240,4	1,36	74	82,49
114	PAR33	983657,7	153869,5	1,85	69	11,70
115	PAR34	982990,1	154095,8	2,67	126	22,91
116	PAR35	982990,0	154095,3	2,20	119	52,37
117	PAR36	984089,0	154067,1	1,67	95	68,70
118	PAR37	984092,2	154081,4	1,20	92	75,00
119	PAR38	983657,4	153835,1	2,16	144	33,44
120	PAR39	982080,1	153874,4	1,80	78	188,49
121	PAR40	982365,9	153793,3	3,70	134	86,46
122	PAR41	983647,7	153853,4	1,29	64	114,69
123	PAR42	982079,4	153874,1	1,28	97	135,51
124	PAR43	983664,1	153834,7	0,00	3,43	17,26
125	PAR44	983661,1	153588,5	1,32	70	37,44
126	PAR45	982377,4	153775,4	1,22	56	76,73
127	PAR47	983889,1	153169,9	5,48	261	36,84
128	PAR48	982000,2	153393,3	1,79	104	174,06
129	PAR49	983651,7	153590,1	0,63	35	117,75
130	PAR50	983584,6	153171,1	2,02	178	32,23
131	PAR51	982654,2	153535,1	1,89	83	45,80
132	PAR52	982650,5	153504,5	0,15	19,4	26,22
133	PAR53	982855,0	153243,0	1,55	118	34,38
134	PAR54	982460,7	153438,9	0,64	32	41,81
135	PAR55	982448,1	153422,4	7,47	420	79,30
136	PAR56	981813,8	153338,0	1,30	67	185,43
137	PAR57	982014,3	153367,6	0,51	31	111,67
138	PAR58	981825,6	153324,3	0,07	5	60,22
139	PAR59	983531,7	152912,9	2,54	183	83,30
140	PAR60	981667,9	153263,9	2,03	114	132,46
141	PAR61	981655,9	153249,0	2,44	194	78,45
142	PAR62	983587,2	153161,7	1,55	77	12,33
143	PAR63	982885,8	153220,2	0,66	42	136,83
144	PAR64	983081,5	152792,5	1,36	61	29,56
145	PAR65	983561,8	152941,5	0,58	96	9,92
146	PAR66	983874,7	153155,8	2,00	118	37,22
147	PAR67	983503,5	152909,7	1,20	172	76,41
148	PAR68	983360,3	152807,1	0,75	89	44,08
149	PAR69	983587,8	152937,0	3,22	193	9,40
150	PAR70	983426,1	152813,2	0,17	38	11,82
151	PAR71	983426,5	152813,4	0,46	52	0,98
152	PAR72	983431,0	152794,4	0,36	41	0,50
153	PAR73	983359,8	152785,2	0,63	63	16,60
154	PAR74	983599,1	152482,5	3,69	150	12,38
155	PAR75	983086,7	152782,2	1,37	120	9,09
156	PAR-1SB	982921,5	153636,6	1,60	106	49,60
157	PAR-2SB	982921,6	153609,1	0,42	51	78,00
158	PAR-3SB	983070,4	153320,8	1,64	112	54,20
159	PAR-4SB	983112,2	153294,0	0,35	61	157,50
160	PAR-5SB	983124,5	153242,4	0,23	15,4	52,90
161	PAR-6SB	983165,9	153276,0	0,43	60	89,90
162	PAR-7SB	983352,6	152819,2	3,08	170	69,60

RESUME

L'étude réalisée traite des contraintes d'application des aspects réglementaires, économiques, techniques et scientifiques des stratégies de prévention et de protection face aux crues en milieu urbain. En effet, la prévention et la gestion des risques d'inondation posent, en milieu urbain, des difficultés spécifiques. Dans les Alpes-Maritimes, l'analyse de ces risques prouve que les facteurs climatiques, topographiques et urbanistiques sont propices aux inondations par ruissellement.
L'impact des stratégies préventives et curatives a été comparé sur deux vallons urbains de la commune d'Antibes : le Laval (4 km²) et le Madé (7 km²). Les principales caractéristiques de ces bassins-versants ont été obtenues à partir d'une méthode simple de traitement automatique des paramètres morphométriques et des Modes d'Occupation des Sols définis à l'aide d'un S.I.G..
Ces informations sont valorisées par une approche spatialement distribuée, couplée à un modèle hydraulique filaire des réseaux d'eaux pluviales à partir du logiciel Mouse 2001 (D.H.I.).
Un modèle hydraulique dynamique, utilisant un schéma implicite de différences finies des équations complètes de BARRE de SAINT-VENANT, permet de modéliser les écoulements en surface libre et en charge des réseaux en période de crue.
Ainsi, 3 scénarios ont été conçus afin de confronter la situation actuelle à des situations futures éventuelles intégrant des stratégies préventives et curatives. Les résultats obtenus prouvent que les techniques alternatives préventives ont globalement un faible impact sur les volumes de débordement. Les principales conclusions mettent en évidence que les rendements technico-économiques des stratégies préventives peuvent être améliorés, soit en fonction d'adaptations spécifiques aux sites soit par une modification profonde des mécanismes de financement de la gestion des réseaux d'eaux pluviales.

Mots clés : Risques d'inondation, Milieu urbain, Réseaux d'eaux pluviales, Techniques alternatives, Approche distribuée, S.I.G., Bassins-versants urbanisés, Antibes.

ABSTRACT

The study shows the main difficulties of applications in statutory, economic, technical and scientific domains to define the best solutions to manage the overflow risk in urban area. The prevention and management of risks in urban environment present some specific difficulties. The analysis of climatic, topographic and urban factors demonstrates that the flooding risks by urban runoff are significant in the Alpes-Maritimes department (French Riviera).
Interests of preventive and curative strategies are applied on two small urban catchments of Antibes city: Laval (4 km²) and Madé (7 km²). These catchments are studied by automated treatment of geomorphologic and land use parameters in G.I.S. environment.
Results are exploited in a spatially distributed approach with the hydraulic model of Mouse 2001 software (D.H.I.). The simulation of unsteady flow pipe with alternating free surface and pressurised flow condition is resolve by an implicit finite difference numerical solution of completed BARRÉ de SAINT-VENANT equations.
3 scenarios are conceived in order to confront the current position and the preventive and curative strategies development performances. Economical and technical mains results prove that preventive technique efficiency could be increased. For this, specific local conditions or economic rules must be adapted to optimise preventive strategies of overflow.

Keys word: Overflow risk, Sewer network, Alternatives Technique, Distributed approach, urbanization, GIS, urban catchments, Antibes, French Riviera.