

**MODÉLISATION SPATIALEMENT DISTRIBUÉE
ET PHYSIQUEMENT BASÉE D'ÉCOULEMENTS
HYDROLOGIQUES ET HYDRODYNAMIQUES
POUR L'AIDE À LA GESTION D'OUVRAGES
HYDRAULIQUES**

Résumé

La gestion des ressources en eau constitue une préoccupation qui prend une place de plus en plus importante dans nos sociétés. Les événements climatiques extrêmes subis ces dernières années (pluies diluviennes mais également sécheresses) montrent toute la nécessité d'une meilleure compréhension des phénomènes en cause afin de mettre en place une gestion efficace des ressources. Ces études passent notamment par le développement de logiciels de simulation basés sur des modèles hydrologiques et hydrodynamiques fiables capables de représenter correctement les phénomènes réels mis en jeu. Cette thèse contribue à la mise en place d'un outil de modélisation spatialement distribuée et physiquement basée d'écoulements hydrologiques et hydrodynamiques, destiné notamment à fournir une aide précieuse pour la gestion d'ouvrages hydrauliques. Chaque composante de modélisation du circuit hydrologique, depuis la pluie jusqu'à l'exutoire de la rivière, est examinée. Des améliorations ou développements plus fondamentaux sont alors proposés pour améliorer la qualité de modélisation. Entre autres, cette thèse aborde en profondeur des sujets tels que la prise en compte de la microtopographie dans la représentation des phénomènes de surface (stockage dans les dépressions, écoulement en ruisselets, relations hauteurs-section-volume...), le calcul de l'infiltration (modèle à fronts multiples, effet de l'occupation du sol...) ou l'écoulement dans la couche hypodermique (écoulement saturé/non saturé, mise en pression...). Les recherches et développements portent également sur l'écoulement dans les axes de concentration (création d'un réseau de rivières cohérent à la fois avec le modèle numérique de terrain et les levés précis sur site, exploitation adéquate des données de section, modélisation efficace des ouvrages en charge ou non...). La modélisation des surfaces imperméables (avec séparation des zones égouttées ou non) est également abordée de façon détaillée, dans le cadre d'une application sur un bassin versant instrumenté de 130 km². Cette application envisage aussi bien la modélisation d'un événement ponctuel que des simulations à long terme. Enfin, l'étude d'un bassin peu instrumenté permet de montrer la large applicabilité et sa capacité à servir de support efficace dans la gestion des rivières et des ouvrages hydrauliques associés.

Mots-clés : hydrologie – modélisation numérique – microtopographie – ruisselets – infiltration – couche hypodermique – surfaces imperméables – réseau de rivières – ouvrages hydrauliques

Remerciements

A l'heure de clôturer ce travail, je tiens tout d'abord à remercier le FNRS (Fond National de la Recherche Scientifique), qui m'a permis de mener les recherches par l'octroi d'une bourse d'aspirant, ainsi que l'Université de Liège, qui a prolongé ce mandat par une bourse afin de me permettre de finaliser mon doctorat dans les meilleures conditions possibles.

Je remercie toutes les personnes qui ont, d'une manière ou d'une autre, contribué à la réalisation de ce travail, en particulier :

- *Monsieur le Professeur Michel Pirotton, promoteur de cette thèse, qui m'a accueilli au sein de l'équipe du service d'Hydrodynamique Appliquée et Constructions Hydrauliques (HACH) et qui m'a prodigué son soutien et ses conseils judicieux tout au long de mes recherches ;*
- *Madame le Professeur Sylvia Dautrebande, qui m'a aidé à me lancer dans le monde de l'hydrologie, et qui a toujours été disponible pour répondre à mes questions ;*
- *tout le service HACH, avec qui mes contacts ont été fructueux, autant du point de vue scientifique que personnel ;*
- *les membres du Jury de thèse, qui ont accepté de consacrer une part de leur temps à mon doctorat pour me permettre de le mener à bien ;*
- *mes amis, qui m'ont encouragé à aller jusqu'au bout de mon travail.*

Je tiens également à remercier de tout cœur mes parents qui ont toujours été présents pour me soutenir dans mes projets.

TABLE DES MATIÈRES

I ORGANISATION DE LA THESE	1
I.1 OBJECTIFS DE LA THESE	1
I.2 DEMARCHE SUIVIE	2
I.3 STRUCTURE DU DOCUMENT.....	2
II INTRODUCTION.....	5
II.1 LES TYPES DE MODELES HYDROLOGIQUES	6
II.1.1 Modèles stochastiques et modèles déterministes.....	6
II.1.2 Modèles regroupés et modèles distribués.....	7
II.1.3 Modèles empiriques, modèles conceptuels et modèles physiquement basés.....	7
II.1.4 Couplage de modèles.....	7
II.1.5 Unicité ou équi-finalité ?	8
II.1.6 Données et calibrage.....	8
II.2 CHOIX ET ORIENTATIONS DE LA MODELISATION	8
II.3 LE CADRE DE DEVELOPPEMENT – WOLF.....	9
II.3.1 Organisation générale de l’environnement de travail WOLF	10
II.3.2 Interface de travail	10
II.3.3 WOLFHYDRO : une base de travail existante.....	11
II.4 CONCEPTUALISATION DU MODELE DEVELOPPE	12
II.4.1 Les processus principaux d’écoulement.....	12
II.4.2 Un modèle adapté.....	13
II.4.3 Organigramme	14
II.5 CONCLUSIONS DE L’INTRODUCTION.....	14
III DONNEES HYDROLOGIQUES	17
III.1 LE MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN (MNT)	18
III.1.1 Modèle numérique de terrain de l’IGN.....	18
III.1.2 Courbes de niveau IGNv.....	20
III.1.3 PICC.....	21
III.1.4 Les données laser.....	21
III.1.5 Comparaison des données	22
III.2 OCCUPATION DE SOL	24

III.2.1 Cartes du projet de cartographie numérique Walphot-Cicade	24
III.2.2 Cartes IGNv	24
III.2.3 CORINE Land Cover	25
III.2.4 COSW.....	26
III.2.5 Comparaison des données d'occupation du sol.....	27
III.2.6 Les occupations de sol de la méthode SCS-CN.....	32
III.2.7 Choix du système de classes.....	32
III.3 PEDOLOGIE.....	33
III.3.1 Les cartes pédologiques	33
III.3.2 Les classes texturales	34
III.3.3 Classes de drainage	36
III.3.4 Extraction des propriétés physiques	36
III.4 SECTIONS DE RIVIERES	40
III.5 RESEAU D'EGOUTTAGE	41
III.6 CONCLUSIONS	42
IV MODELISATION DES DIFFERENTES COUCHES.....	45
IV.1 COUCHE DE SURFACE	46
IV.1.1 Les différentes modélisations de la couche de surface	46
IV.1.2 La macrorugosité	47
IV.1.3 Les modes de représentations de l'eau en surface.....	47
IV.1.4 Relations Hauteur-Section	48
IV.1.5 Relations Hauteur-Volume.....	56
IV.1.6 Hauteur réelle et hauteur équivalente.....	58
IV.1.7 Le stockage dans les dépressions	58
IV.1.8 Organigramme de la couche de surface.....	65
IV.2 INTRODUCTION AUX CONTRIBUTIONS SOUTERRAINES EN HYDROLOGIE	66
IV.2.1 Ecoulement en milieu poreux non saturé	66
IV.2.2 Relations entre les propriétés hydrauliques des sols.	67
IV.2.3 Equation de Richards	68
IV.2.4 Résolution de l'équation de Richards	68
IV.3 COUCHE HYPODERMIQUE	71
IV.3.1 Description de la couche.....	72
IV.3.2 Modélisation de la couche hypodermique.....	74
IV.3.3 Couche intégrée sur la hauteur.....	75
IV.3.4 Couche hypodermique et front d'infiltration	75
IV.3.5 Relations Hauteur-Volume dans le sol.....	75
IV.3.6 Organigramme de la couche hypodermique	79
IV.4 COUCHE PROFONDE.....	80
IV.4.1 La zone vadose	80

IV.4.2	<i>Les apports de la couche profonde</i>	80
IV.4.3	<i>Couche simple intégrée sur la hauteur</i>	81
IV.5	CONCLUSIONS	81
V	TRANSFERTS VERTICAUX	83
V.1	PLUIE.....	83
V.1.1	<i>Distribution fréquentielle</i>	83
V.1.2	<i>Distribution spatiale</i>	84
V.1.3	<i>Distribution temporelle</i>	86
V.2	INTERCEPTION	90
V.3	EVAPOTRANSPIRATION.....	91
V.4	PRODUCTION D'ÉCOULEMENTS.....	93
V.4.1	<i>Méthode rationnelle</i>	93
V.4.2	<i>Méthode SCS</i>	94
V.4.3	<i>Excédent d'infiltration</i>	102
V.5	INFILTRATION.....	102
V.5.1	<i>Surface d'infiltration</i>	103
V.5.2	<i>Réinfiltration</i>	104
V.5.3	<i>La croute de battance</i>	105
V.5.4	<i>Les lois d'infiltration</i>	107
V.5.5	<i>Loi d'infiltration de Green-Ampt</i>	107
V.5.6	<i>Paramètres de la méthode de Green-Ampt</i>	110
V.5.7	<i>Modèle à deux inconnues</i>	114
V.5.8	<i>Modèle à trois inconnues</i>	115
V.5.9	<i>Modèle à quatre inconnues</i>	118
V.5.10	<i>Modèle avec un nombre d'inconnues évolutif</i>	121
V.5.11	<i>Choix du nombre d'inconnues pour le modèle d'infiltration</i>	121
V.5.12	<i>Prise en compte de l'occupation du sol</i>	121
V.5.13	<i>L'infiltration dans le modèle multicouche</i>	134
V.6	SURFACES SATURÉES ET RESURGENCE DE L'EAU	140
V.6.1	<i>Résurgence sans modélisation spécifique</i>	140
V.6.2	<i>Résurgence en fonction de la pression dans le sol</i>	141
V.6.3	<i>Résurgence topographique</i>	141
V.6.4	<i>Surface partiellement saturée</i>	142
V.7	INTERACTION AVEC LES NAPPES	143
V.7.1	<i>Infiltration constante limitée</i>	143
V.7.2	<i>Modélisation 3D du sous-sol</i>	145
V.8	CONCLUSIONS	145
VI	TRANSFERTS LATÉRAUX	147

VI.1 RUISSELLEMENT	147
VI.1.1 <i>Ecoulement en fine lame</i>	148
VI.1.2 <i>Lois de frottement</i>	149
VI.1.3 <i>Loi de frottement généralisée intégrant une microtopographie</i>	154
VI.2 ECOULEMENT HYPODERMIQUE.....	163
VI.2.1 <i>Ecoulement dans la zone saturée : développement des équations intégrées sur la hauteur</i>	164
VI.2.2 <i>Introduction d'une relation Volume-Pression pour la zone saturée</i>	165
VI.2.3 <i>Equations de l'écoulement dans la zone non saturée</i>	169
VI.2.4 <i>Zone non saturée avec profils quelconques</i>	174
VI.2.5 <i>Zone non saturée avec profils rectangulaires</i>	181
VI.2.6 <i>Transferts entre la zone saturée et la zone non-saturée</i>	187
VI.2.7 <i>Extension des équations en milieu anisotrope avec axes inclinés</i>	188
VI.3 ECOULEMENT HYPODERMIQUE RAPIDE	188
VI.3.1 <i>Modèle à une variable simplifié</i>	188
VI.3.2 <i>Modèle à deux variables simplifié</i>	189
VI.3.3 <i>Macroporosité</i>	190
VI.4 ECOULEMENT HYPODERMIQUE LENT.....	191
VI.5 ECOULEMENT DANS LES NAPPES	191
VI.5.1 <i>Distribution d'un écoulement de base</i>	191
VI.5.2 <i>Discrétisation complète</i>	192
VI.5.3 <i>Modélisation par une couche avec équations intégrées sur la hauteur</i>	192
VI.5.4 <i>Choix d'une méthode de modélisation des nappes</i>	193
VI.6 CONCLUSIONS DU CHAPITRE	193
VII ECOULEMENT DANS LES AXES CONCENTRES.....	195
VII.1 MODELISATION HYDRODYNAMIQUE 1D	196
VII.2 MODELISATION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES	197
VII.2.1 <i>Modélisation des ouvrages en charge</i>	197
VII.2.2 <i>Pertes de charge locale dans les ouvrages</i>	203
VII.2.3 <i>Interpolation des sections</i>	206
VII.2.4 <i>Ouvrages particuliers</i>	208
VII.3 CREATION DU RESEAU 1D.....	209
VII.3.1 <i>Création du réseau de rivières à partir de la topographie</i>	209
VII.3.2 <i>Création du réseau de rivières à partir des levés de terrain</i>	219
VII.3.3 <i>Fusion des réseaux de rivière</i>	221
VII.4 ANALYSES LOCALES DETAILLEES	225
VII.5 CONCLUSIONS.....	225
VIII MODELISATION DE LA DYNAMIQUE D'UNE CRUE PONCTUELLE.....	227

VIII.1 GENERATION DU MODELE HYDROLOGIQUE DISTRIBUE ET DU RESEAU DRAINANT	228
VIII.1.1 Choix de la taille de maille	228
VIII.1.2 Modèle Numérique de Terrain (MNT).....	228
VIII.1.3 Création de la topographie de modélisation	230
VIII.1.4 Génération du réseau de rivières et correction de la topographie	230
VIII.1.5 Propriétés distribuées.....	234
VIII.1.6 Zones urbaines.....	237
VIII.1.7 Profil en long et données de section.....	237
VIII.1.8 Sections transversales.....	238
VIII.1.9 Création du réseau 1D.....	238
VIII.2 EXPLOITATION DU MODELE HYDROLOGIQUE QUASI-TRIDIMENSIONNEL ET HYDRODYNAMIQUE EN RESEAU	239
VIII.2.1 Mesures disponibles sur le bassin	239
VIII.2.2 Sélection d'événements pluvieux	242
VIII.2.3 Premières simulations	245
VIII.2.4 Simulations avec infiltration variable	247
VIII.3 LES ZONES IMPERMEABLES.....	250
VIII.3.1 Les différents types de zones imperméables	250
VIII.3.2 Estimation de l'effet des zones imperméables drainées	251
VIII.3.3 La modélisation actuelle des zones imperméables	253
VIII.3.4 Zones imperméables et infiltration.....	254
VIII.4 DELIMITATION DES ZONES IMPERMEABLES.....	256
VIII.4.1 Les cartes d'occupation du sol classiques.....	256
VIII.4.2 Les cartes vectorielles à haute précision.....	256
VIII.4.3 Les zones imperméables sur le bassin de la Berwinne	259
VIII.5 MODELISATION DE L'EGOUTTAGE A GRANDE ECHELLE	260
VIII.5.1 Détermination des zones égouttées.....	260
VIII.5.2 Détermination du trajet jusqu'à l'exutoire.....	268
VIII.5.3 Simplification du réseau drainant	269
VIII.5.4 Les zones égouttées sur le bassin de la Berwinne	270
VIII.6 FACTEURS D'IMPORTANCE DE LA PRISE EN COMPTE DU RESEAU D'EGOUTTAGE	271
VIII.6.1 Volume total ruisselé	271
VIII.6.2 Pic de débit	271
VIII.7 SIMULATION DE CRUES AVEC MODELISATION DES ZONES IMPERMEABLES EGOUTTEES...	272
VIII.7.1 Premier cas-test : pluie arbitraire.....	272
VIII.7.2 Deuxième cas-test : pluie réelle (août 1996).....	273
VIII.8 CONCLUSIONS DU CHAPITRE.....	274

IX APPLICATION A LA GESTION D'OUVRAGES HYDRAULIQUES SUR UN BASSIN INSTRUMENTE..... 277

IX.1 PREPARATION DES SIMULATIONS A LONG TERME	278
IX.1.1 Besoin de paramètres globaux	278
IX.1.2 Ecoulement de base	278
IX.1.3 Evapotranspiration.....	280
IX.1.4 Calibrage des paramètres	281
IX.2 MODELISATION QUASI-3D DES ZONES SENSIBLES	281
IX.3 INTRODUCTION DE ZONES DE STOCKAGE DANS LA MODELISATION.....	284
IX.4 SIMULATION DE CRUES DE REFERENCE.....	284
IX.4.1 Choix des crues	284
IX.4.2 Analyse des effets des bassins	284
IX.5 CONCLUSIONS	286
X APPLICATION A UN BASSIN PEU INSTRUMENTE.....	289
X.1 PHASE 1 : TRAITEMENT DES DONNEES	290
X.1.1 Choix de la taille de maille.....	290
X.1.2 Modèle Numérique de Terrain (MNT).....	291
X.1.3 Génération du réseau de rivières et correction de la topographie	291
X.1.4 Profil en long et données de section.....	294
X.1.5 Interpolation des sections.....	297
X.1.6 Propriétés distribuées.....	298
X.1.7 Zones urbaines.....	299
X.1.8 Calibrage des données.....	300
X.1.9 Prise en compte de la Ligne à Grande Vitesse (LGV).....	300
X.1.10 Création du réseau 1D.....	302
X.1.11 Bassins de rétention.....	304
X.2 PHASE 2 : ANALYSE HYDRAULIQUE DU RIEU DES BARGES	304
X.2.1 Objectifs.....	304
X.2.2 Paramètres du modèle 1D	304
X.2.3 Ecoulements modélisés	304
X.2.4 Analyse des résultats	305
X.3 PHASE 3 : ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN.....	311
X.3.1 Pluies de projet.....	311
X.3.2 Remarques sur le calcul des apports hydrologiques.....	313
X.3.3 Résultats.....	313
X.3.4 Remarques sur les modélisations	318
X.4 PHASE 4 : PISTES DE SOLUTIONS	318
X.5 CONCLUSION	320
XI CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	323
XI.1 CONCLUSIONS GENERALES	324

XI.2 PERSPECTIVES	326
<i>XI.2.1 Types de données et propriétés correspondantes</i>	326
<i>XI.2.2 Modélisation des différentes couches</i>	327
<i>XI.2.3 Transferts verticaux</i>	327
<i>XI.2.4 Transferts latéraux</i>	328
<i>XI.2.5 Ecoulement dans les axes concentrés</i>	329
<i>XI.2.6 Modélisation des zones imperméables égouttées à grande échelle</i>	329
<i>XI.2.7 Applications</i>	329
<i>XI.2.8 Divers</i>	330
<i>XI.2.9 Conclusion</i>	330
XI.3 LE MOT DE LA FIN.....	330
XII ANNEXES.....	331
XII.1 LOI INTEGRALE DE LEIBNIZ	331
XII.2 LEGENDE DES LA CARTES D'OCCUPATION DU SOL (WALPHOT-CICADE)	332
XII.3 LEGENDE DES CARTES CORINE LAND COVER	333
XII.4 CONVERSION DES DONNEES D'OCCUPATION DU SOL	333
XII.5 CRITERES DE SELECTION DE LA CLASSE DE DRAINAGE	343
XII.6 PROPRIETES DES SOLS	344
XII.7 INDICES DE RUGOSITE	345
XII.8 PARAMETRES DESCRIPTIFS DE LA SURFACE DE SOL.....	347
XII.9 STABILITE DU SCHEMA DIFFUSIF	349
XII.10 COURBES IDF : FORMULES EXISTANTES	350
<i>XII.10.1 Courbes IDF à Uccle (formule de 1996)</i>	350
<i>XII.10.2 Formule de Montana</i>	351
<i>XII.10.3 Autre formulation à Uccle</i>	351
XII.11 INTERCEPTION	351
<i>XII.11.1 Modèles d'interception</i>	352
<i>XII.11.2 Capacité de stockage de la couverture</i>	354
<i>XII.11.3 Interception : conclusion</i>	355
XII.12 EVAPOTRANSPIRATION	356
<i>XII.12.1 Ce qu'il faut distinguer dans l'évapotranspiration</i>	356
<i>XII.12.2 Les modèles d'ETP</i>	357
<i>XII.12.3 Calcul de l'ETR</i>	360
<i>XII.12.4 Choix du modèle d'ETR</i>	371
XII.13 CALCUL DE LA RADIATION EXTRATERRESTRE.....	372
XII.14 CALCUL DE L'ETR AU SEIN DE QUATRE MODELES PLUIE-DEBIT.....	373
XII.15 INDICE FOLIAIRE (LAI)	375
XII.16 FORMULES DE TEMPS DE CONCENTRATION	377
XII.17 ECHANGES ENTRE ZONE SATUREE ET ZONE NON SATUREE DANS UNE COUCHE.....	378

XII.17.1 A partir d'un profil saturé.....	378
XII.17.2 A partir d'un profil sec.....	379
XII.17.3 Conclusion	381
XII.18 IMPORTANCE DE LA MISE EN PRESSION DANS LA COUCHE HYPODERMIQUE	381
XII.19 INTEGRATION SUR LA HAUTEUR DE L'EQUATION DE DARCY	383
XII.20 EQUATION DE DARCY INTEGREE SUR LA HAUTEUR EN MILIEU ANISOTROPE ET AVEC AXES INCLINES	387
XII.21 EQUATION DE CONTINUTE INTEGREE SUR LA HAUTEUR EN NON SATUREE.....	389
XII.22 RESOLUTION NUMERIQUE DE L'EQUATION DE RICHARDS	390
XII.22.1 Discrétisation de l'équation.....	390
XII.22.2 Conditions aux limites.....	394
XII.23 EXTENSION DES EQUATIONS EN MILIEU ANISOTROPE AVEC AXES INCLINES	395
XII.23.1 Anisotropie du sol	395
XII.23.2 Système d'axes	395
XII.23.3 Débit latéral (zone saturée)	396
XII.23.4 Débit latéral (zone non saturé).....	397
XII.23.5 Evaluation du débit horizontal dans le cas du modèle à deux inconnues	398
XII.23.6 Equation de moment en milieu anisotrope et axes inclinés	399
XII.24 CONDUITE EQUIVALENTE.....	400
XII.25 ETUDE DU BASSIN DE LA BERWINNE	401
XII.25.1 Modélisation quasi-3D des zones sensibles	401
XII.25.2 Introduction de zones de stockage dans la modélisation.....	424
XII.25.3 Choix des crues	438
XII.25.4 Résultats pour différentes crues	441
XII.25.5 Conclusions techniques.....	448
XII.26 ETUDE DU BASSIN DU RIEU DES BARGES	449
XII.26.1 Caractérisation et modélisation des bassins d'orage existants	449
XII.26.2 Paramètres des modélisations 1D	451
XII.26.3 Etude de pistes de solutions	452
XIII BIBLIOGRAPHIE	469

I ORGANISATION DE LA THÈSE

I.1 Objectifs de la thèse

Le doctorat est un projet en soi assez particulier, dont les objectifs se redéfinissent au fur et à mesure de son avancement. Bien sûr, l'orientation de la thèse ainsi que des objectifs généraux sont posés dès le début, mais au fur et à mesure que le travail avance, de nouvelles pistes s'ouvrent, accaparant l'attention du doctorant et le poussant parfois à étudier de façon bien plus approfondie l'un ou l'autre aspect de la situation.

L'objectif général de la thèse est la modélisation spatialement distribuée et physiquement basée d'écoulements hydrologiques et hydrodynamiques pour l'aide à la gestion d'ouvrages hydrauliques. Une recherche multidisciplinaire a permis d'intégrer les différentes approches en conjuguant la modélisation physiquement basée du système eau-sols-plante et la modélisation hydraulique et hydrologique, sur base des développements fondamentaux respectifs, perspective rendue possible par le développement actuel considérable de la capacité des outils informatiques.

Au fur et à mesure de l'avancement de mon doctorat, plusieurs voies ont été privilégiées dans l'orientation de mes recherches. L'étude des écoulements hypodermiques a fait l'objet d'une attention particulière, de même que l'infiltration, la prise en compte des zones imperméables, la modélisation d'une microtopographie... Dès lors, certaines composantes du modèle hydrologique seront bien plus approfondies et détaillées dans cette thèse.

I.2 Démarche suivie

Le but initial de cette recherche doctorale est le développement d'un modèle hydrologique combinant dans une approche pluridisciplinaire les différentes composantes intervenant dans le cycle de l'eau. Bien que les processus intervenant dans le parcours de l'eau soient dépendants les uns des autres, les disciplines scientifiques les concernant restent relativement distinctes et relèvent soit essentiellement de l'hydrologie pour le bassin versant, soit de l'hydraulique pour l'étude des cours d'eau, soit de la physique des sols pour l'étude des flux en sols non saturés ou temporairement saturés. La recherche a pour objectif de conjuguer les trois approches afin de disposer d'un outil de simulation opérationnel, physiquement basé et spatialement distribué. Il procédera par description tridimensionnelle des écoulements prépondérants à l'échelle d'un bassin, en privilégiant l'approche conceptuelle exploitant l'information locale des propriétés physiques.

La finalité du modèle est d'être applicable à la gestion des ressources en eau. Les pluies extrêmes deviennent de plus en plus fréquentes, avec pour conséquences de nombreuses crues auxquelles sont confrontés les gestionnaires de rivières. Afin de mettre en place une gestion efficace des ressources permettant d'atténuer les risques importants qui y sont liés, il est indispensable de bien comprendre les processus de génération de ces crues pour pouvoir agir dessus. Cela passe notamment par le développement de logiciels de simulation basés sur des modèles hydrologiques et hydrodynamiques fiables capables de représenter correctement les phénomènes réels mis en jeu. C'est dans cette optique d'étude des pluies extrêmes que se situe le modèle développé, qui est dès lors orienté essentiellement sur la simulation des crues.

Dans un premier temps, les grandes lignes du modèle sont déterminées. Le cadre de développement est examiné et le schéma conceptuel global du modèle à développer est défini. Dans un deuxième temps, les différentes composantes du modèle sont examinées, suivant le processus ci-dessous. Enfin, dans un troisième temps, des applications pratiques sont étudiées, et le modèle est confronté à des cas réels. Ces applications engendrent parfois des remises en question sur le modèle développé, et de nouvelles modifications possibles du modèle font alors l'objet de nouvelles recherches. Cette interaction constante entre développements théoriques et applications pratiques permet de fonder le modèle sur des bases solides tout en lui conférant une souplesse suffisante que pour être utilisé dans la pratique.

I.3 Structure du document

Le présent document est élaboré de manière à suivre la structuration conceptuelle du modèle développé. Les premiers chapitres sont destinés à poser le contexte de développement.

Le **premier chapitre** du document introduit le cadre de travail de la thèse et les objectifs poursuivis. Il décrit la structure de la thèse.

Le **deuxième chapitre** présente tout d'abord une introduction générale sur l'hydrologie, et présente les différents types de modèles possibles. Les choix et orientations générales du modèle sont définis sur base des objectifs fixés. Le schéma conceptuel d'ensemble est alors proposé.

Le **troisième chapitre** présente les données à disposition actuellement. Il s'agit d'un préalable important puisque les types de données et leur disponibilité conditionnent le développement du modèle. Ce chapitre décrit les différents modèles numériques de terrain, les données d'occupation de sol, les données pédologiques, les données de sections de rivière, et les informations disponibles sur les réseaux d'égouttage. Des comparaisons entre données sont effectuées tout au long du chapitre afin de comprendre les avantages et inconvénients des différentes sources disponibles.

Les chapitres suivants abordent les différentes composantes du modèle.

Le **quatrième chapitre** décrit les différentes couches qui vont intervenir dans le modèle (manière dont l'eau est stockée dans la couche), aussi bien d'un point de vue physique que du point de vue conceptuel utilisé dans le modèle. Les couches principales du modèle y sont décrites (surface, couches hypodermiques et couche profonde). La couche de surface est étudiée avec une attention particulière sur les effets de macrorugosité, ce qui se traduit par le développement de relations Hauteur-Volume et Hauteur-Section permettant de décrire adéquatement le stockage de l'eau sur le sol. Une méthode simple est également proposée pour rendre compte de l'eau bloquée dans les dépressions du terrain. La description de la couche hypodermique permet de proposer une méthodologie originale pour la représentation de l'eau dans les couches de sol tenant compte d'une séparation entre zone saturée et non saturée, avec une interface gérée grâce à l'utilisation de relations hauteur-volume évoluées.

Le **cinquième chapitre** étudie les échanges verticaux entre les différentes couches : pluie, interception, évapotranspiration, infiltration et exfiltration et percolation profonde. En particulier, des améliorations de la loi d'infiltration de Green-Ampt sont développées. D'une part, l'ajout d'inconnues supplémentaires (taux d'humidité dans le front d'infiltration, fronts d'infiltration supplémentaires superposés au premier) permet une meilleure représentation de la redistribution de l'eau dans le sol. Des développements importants ont également été consacrés à l'intégration des effets d'occupation du sol sur la loi d'infiltration (calcul de perméabilités effectives). Une méthodologie est également proposée de manière à exploiter la classe de drainage du sol (extraite des cartes pédologiques) pour affiner l'estimation de la perméabilité du sol. L'analyse de l'infiltration dans le cas du modèle multicouche est alors réalisée de manière à étudier la sensibilité du modèle aux principaux paramètres influençant l'infiltration.

Le **sixième chapitre** aborde les transferts latéraux au sein de chaque couche conceptuelle du modèle. Le ruissellement est abordé en premier, avec l'étude des lois de frottement existantes et le développement de nouvelles équations adaptées à l'écoulement hydrologique sur macrorugosité (loi de frottement généralisée exploitant les relations Hauteur-Section). L'écoulement hypodermique est étudié en considérant une couche partiellement saturée, ce qui amène au développement d'équations de transport spécifiques, avec une séparation de la partie saturée et la partie non saturée de la couche. L'introduction d'une relation Pression-Volume lorsque le sol se sature et se met en charge permet de gérer la problématique des mailles saturées sans recourir à une limitation des flux. Dans la zone non saturée, différentes méthodologies sont développées pour calculer les débits latéraux (utilisation des profils d'humidité rectangulaires identiques à ceux du modèle d'infiltration, et utilisation d'un coefficient de répartition pour caractériser le profil d'humidité dans la zone non saturée). Des formes simplifiées de ces modèles complexes sont également suggérées, aussi bien pour modéliser l'écoulement hypodermique que pour estimer l'écoulement dans les nappes (génération du débit de base).

Le **septième chapitre** aborde alors l'écoulement dans les axes de concentration, par opposition avec l'écoulement diffus dont il est question dans le chapitre précédent. En particulier, la modélisation des ouvrages hydrauliques présents le long des rivières fait l'objet de divers développements afin de pouvoir représenter correctement leur fonctionnement tout en conservant les équations classiques d'écoulement 1D à surface libre. Les recherches menées permettent d'améliorer l'efficacité des méthodes existantes (fente de Preissman) et d'examiner de quelle manière les pertes locales dues à ces ouvrages peuvent être prises en compte. En outre, une méthodologie a été créée afin de générer un réseau de rivière cohérent sur base d'une part du réseau de rivières issu du modèle numérique de terrain, et d'autre part des

données de sections plus précises (levées in situ), ce qui constitue une étape clé dans la préparation des simulations hydrauliques pour la propagation des apports en rivière.

Le **huitième chapitre** est une application particulière du modèle hydrologique dans le cadre d'événements pluvieux ponctuels (quelques jours de crues). Le bassin étudié est celui de la Berwinne, qui présente l'avantage d'être relativement bien instrumenté (stations de mesures de débit et pluviomètres). Dans ce cadre, des développements conséquents ont permis d'inclure l'effet des zones imperméables par une méthode originale séparant les zones drainées et non drainées et aisément applicable à grande échelle. Dans cette méthode, les fractions de mailles imperméables sont calculées sur base des données vectorielles d'occupation de sol, les mailles égouttées sont identifiées sur base d'un critère de distance maximale au réseau d'égouttage, et les apports correspondants sont transférés à la rivière grâce à une version simplifiée du réseau d'égout réel (conduites équivalentes).

Le **neuvième chapitre** constitue une application du modèle sur le bassin de la Berwinne dans une optique d'aménagement du site de manière à réduire l'impact des crues par des mesures de protection. Il présente donc une application de la filière complète de modélisation, depuis les écoulements hydrologiques diffus (incluant plusieurs processus d'écoulement différents) sur le bassin jusqu'à l'évaluation des habitations inondées, en passant par la propagation en réseau de rivière (1D) et par la modélisation locale d'écoulements de crue (2D). Contrairement au cas du chapitre précédent, les débits en rivière sont ici simulés en continu sur de longues périodes (plusieurs années). De ce fait, l'humidité dans le sol et la quantité d'eau en surface sont connus en continu, ce qui évite de devoir les calibrer pour chaque événement. Ces simulations sur le long terme ont notamment été l'occasion d'intégrer et tester les processus d'écoulement plus lent dans le modèle (écoulement dans les nappes, évapotranspiration). Les simulations 2D locales permettent d'évaluer l'impact des crues et les gains en termes d'habitations inondées obtenus grâce à l'installation de bassins d'orage. Cette étude illustre donc l'intérêt d'une filière de modélisation complète dans la gestion des ouvrages hydrauliques.

Le **dixième chapitre** est une application qui diffère de la précédente principalement par la quantité de données plus restreinte. Il n'existe en effet aucune mesure de débit sur le site permettant un calibrage du modèle. En outre, la zone d'étude n'étant pas couverte par des données topographiques fines sur la plaine inondable, la modélisation 2D détaillée n'est pas mise en œuvre ici. Elle est en contrepartie remplacée par une étude hydraulique 1D poussée. Ce chapitre montre donc l'applicabilité du modèle sur un bassin peu instrumenté.

Le **onzième chapitre** présente la conclusion générale de la thèse et ouvre des perspectives de recherches futures.

II INTRODUCTION

La gestion des ressources en eau constitue une préoccupation qui prend une place de plus en plus importante dans nos sociétés. Les événements climatiques extrêmes subis ces dernières années (pluies diluviennes mais également sécheresses) montrent toute la nécessité d'une meilleure compréhension des phénomènes en cause afin de mettre en place une gestion efficace des ressources permettant d'atténuer les risques importants qui y sont liés et d'aider à une politique durable d'aménagement du territoire au sens large. Ces études passent notamment par le développement de logiciels de simulation basés sur des modèles hydrologiques et hydrodynamiques fiables capables de représenter correctement les phénomènes réels mis en jeu.

Mais tout d'abord, qu'est-ce que *l'hydrologie* ? *L'hydrologie est la science qui répond à la question « Qu'arrive-t-il à la pluie ? »* [133]. Entre le moment où il pleut et celui où l'eau arrive dans les rivières, toute une série de phénomènes vont intervenir sur le trajet de l'eau : interception par la végétation, ruissellement en surface, infiltration, écoulement dans le sol... Depuis de nombreuses années déjà, les hydrologistes se sont penchés sur la question de la modélisation numérique du cycle hydrologique, et comme dans de nombreux domaines, l'essor considérable des capacités de calcul a permis une avancée importante des technologies de modélisation.

S'il peut être utilisé tel quel en tant que composante indépendante du cycle de l'eau, il est certain que le modèle hydrologique peut être intégré dans un contexte plus large. Les applications liées à la modélisation des écoulements hydrologiques sont nombreuses. Par exemple, dans le domaine de l'étude

des crues, les hydrogrammes de débits entrant dans les cours d'eau peuvent être connus sur base de données de pluies. Mais il est possible d'aller encore plus loin en couplant la partie hydrologique à la modélisation météorologique [162], avec à la clé la possibilité d'anticiper les événements pluvieux extrêmes et de limiter leurs impacts grâce à la mise en place de systèmes de prévention.

L'hydrologie est caractérisée par le fait qu'elle regroupe plusieurs domaines de connaissances différents mais complémentaires (agronomie, écoulement de surface, écoulement dans les sols...). Tous ces domaines ont fait et font encore l'objet de recherches menant à une connaissance toujours meilleure des phénomènes mis en jeu. Cependant, la construction d'un modèle hydrologique complet nécessite l'assemblage d'une multitude de connaissances liées à chacune des étapes du cycle de l'eau. Le choix des différents modèles à assembler en un tout cohérent constitue une étape cruciale dans le développement d'un outil de modélisation efficace et adapté à l'utilisation qui en sera faite.

Les chapitres qui suivent présentent les lignes directrices suivies dans le développement de notre modèle hydrologique. Certaines notions relativement basiques en hydrologie sont parfois abordées afin de permettre une meilleure compréhension des développements qui s'y rapportent. Cependant, le but de ce travail de thèse n'étant pas de présenter un développement complet de ces notions qui sont par ailleurs généralement détaillées dans des ouvrages de référence [25; 113] ou dans des supports destinés à des cours [121; 12; 106; 137; 138], elles ne sont pas détaillées dans ce document.

Dans un premier temps, les différents types de modèles hydrologiques sont rappelés, puis des choix sont posés quant au type de modèle développé tout au long des recherches menées. Les développements étant réalisés dans le cadre d'un modèle existant (WOLF), celui-ci est décrit dans le chapitre II.3. Enfin, le schéma conceptuel global du modèle est posé. Cette étape permet alors de poser l'organigramme général du modèle, reprenant les différentes couches d'écoulement et leurs interactions.

II.1 Les types de modèles hydrologiques

De nombreux modèles hydrologiques ont vu le jour dans des universités ou centres de recherches, chacun ayant ses caractéristiques propres liées aux objectifs fixés par les développeurs.

Les modèles existants peuvent être classés en différentes catégories selon la manière dont le bassin est modélisé. Il est intéressant avant de se lancer dans le choix d'un type de modèle de se faire une idée des différentes possibilités à notre disposition. Les modèles hydrologiques possèdent énormément de caractéristiques quant à leur fonctionnement, et peuvent être de ce fait classés en plusieurs catégories selon différents critères, dont les principaux sont présentés brièvement ci-dessous.

Nous allons tout d'abord différencier les modèles stochastiques et déterministes, les modèles regroupés et distribués, et les modèles empiriques et conceptuels. Nous aborderons ensuite quelques aspects généraux de la mise en place d'un modèle : le couplage de différentes composantes, *l'équifinalité* (existence de plusieurs jeux de paramètres optimaux), et le calibrage des données.

II.1.1 Modèles stochastiques et modèles déterministes

Dans un modèle déterministe, il n'y a aucun aspect aléatoire : un même jeu de données d'entrée fournira toujours les mêmes résultats. Au contraire, un modèle stochastique génère des résultats au moins en partie aléatoires. La grande majorité des modèles actuels, sont de nature déterministe. Il faut toutefois noter qu'un modèle a priori complètement déterministe peut devenir partiellement stochastique, lorsque les paramètres d'entrée sont donnés avec une certaine incertitude, voire même avec une distribution statistique. Dans ce cas, plusieurs méthodes existent pour étudier la variabilité des résultats en sortie. Ainsi, la méthode bien connue de Monte Carlo [73; 142] consiste simplement à réaliser les simulations un grand nombre de fois avec des données choisies aléatoirement selon la

distribution voulue. D'autres méthodes permettent de diminuer drastiquement le nombre de calculs à réaliser grâce au choix d'un nombre limité de valeurs d'entrée caractéristiques de la distribution statistique réelle des données [86].

II.1.2 Modèles regroupés et modèles distribués

Les modèles déterministes peuvent encore être séparés en deux catégories : les modèles distribués et les modèles « groupés ». Dans le premier cas, le bassin est modélisé en tenant compte explicitement de la variabilité spatiale des données et des caractéristiques des écoulements. Les variables du modèle (hauteurs d'eau, taux d'humidité, propriétés des sols...) sont des fonctions de l'espace et du temps. Par contre, dans les modèles « groupés », l'effet du bassin est globalisé dans un système unique. Puisque l'hétérogénéité du terrain ne peut être incluse directement, ce sont les paramètres du modèle qui permettent d'en tenir compte de manière détournée.

Il existe plusieurs niveaux de discrétisation possibles, et un bassin peut être découpé de plusieurs manières différentes :

- découpage en mailles de calcul dont la répartition est plus ou moins régulière sur tout le bassin, indépendamment des propriétés hydrologiques locales
- découpage en fonction des propriétés hydrologiques (par exemple l'occupation du terrain) : découpage en parcelles agricoles, zones urbaines...
- découpages en sous-bassins de taille plus ou moins grande.

II.1.3 Modèles empiriques, modèles conceptuels et modèles physiquement basés

La modélisation elle-même des processus peut se faire de différentes manières. La première méthode utilise des relations totalement empiriques entre la pluie, les différentes propriétés du bassin (forme, topographie...) et les débits qui en résultent. Ces relations nécessitent souvent le calibrage de paramètres qui n'ont pas toujours une signification physique (et ne sont donc pas directement mesurables).

Les modèles conceptuels, quant à eux, cherchent à se rapprocher de la physique sans toutefois en appliquer le formalisme. Ainsi, par exemple, les modèles capacitifs sont généralement constitués d'un réseau interconnecté de « boîtes noires » qui représentent séparément différents domaines ayant des caractéristiques uniformes (zone de surface, zone non saturée, zone hypodermique...). Ces zones sont généralement liées entre elles par des fonctions de transfert (souvent linéaires) pour simuler les relations stockage-débit [173]. Ces relations semi-empiriques utilisent des paramètres physiques pour représenter les caractéristiques de chaque boîte et leur interaction avec le réseau.

La troisième méthode se base sur des relations dérivées des lois physiques régissant les processus hydrologiques (conservation de la masse, conservation de la quantité de mouvement...). A cause de la nature de ces relations, ces modèles sont généralement « distribués » ; le modèle est divisé en mailles (qui possèdent chacune leurs caractéristiques physiques supposées uniformes sur la maille entière). Les relations de base doivent être alors mises à l'échelle de travail, ce qui amène toute la problématique du changement d'échelle [179]. Souvent, ces équations sont appliquées sans modifications relatives au changement d'échelle. Cela peut être interprété comme une conceptualisation, en particulier si ce changement d'échelle fait apparaître des hétérogénéités au sein d'une même maille de travail.

II.1.4 Couplage de modèles

De par la nature des différents écoulements hydrologiques, de nombreuses sciences interviennent donc dans une modélisation hydrologique complète. Dès lors, afin de pouvoir modéliser le cycle hydrologique, des modèles regroupant des domaines différents (écoulement dans les nappes, écoulement par ruissellement...) doivent être mis en commun, avec parfois la difficulté du couplage entre les différents morceaux. Actuellement, la tendance en hydrologie est de développer des modèles intégrant de manière

globalisée les différents processus intervenant dans le cycle hydrologique. Cela se fait généralement en juxtaposant des modèles existants dont le champ d'application est plus restreint [21]. Au fil du temps et des besoins, grand nombre de modèles combinés ont vu le jour, chacun avec ses particularités quant aux processus représentés et à la manière de les modéliser [166; 130].

II.1.5 Unicité ou équi-finalité ?

Imaginons un modèle hydrologique parfait, c'est-à-dire qui serait capable de reproduire avec la plus grande exactitude tous les processus d'écoulements existants, à toutes les échelles de grandeur envisagées. Ce modèle serait alors unique, dans le sens où il serait une image fidèle de la réalité. Il s'agit bien sûr d'une vue tout à fait utopique car, pour de nombreuses raisons, aucun modèle n'est capable d'une telle précision de modélisation. D'abord parce que les modèles mathématiques utilisés pour représenter les processus physiques réels sont toujours basés sur des visions simplifiées de ces processus. Ensuite parce que, même si des formulations précises existaient, la grande variabilité spatiale des paramètres intervenant dans ces modèles (par exemple liés à l'hétérogénéité des sols) impliquerait pour un modèle parfait une modélisation des écoulements à une échelle microscopique ce qui, à l'échelle du bassin versant, dépasserait de loin les capacités informatiques acceptables. Et enfin, problème des plus importants, il serait impossible d'obtenir les données nécessaires pour alimenter un tel modèle.

Dès lors, tout modèle hydrologique, même s'il est physiquement basé et spatialement distribué, contient une part d'incertitude inhérente à ses possibilités de modélisation. L'objectif de tout modèle hydrologique est de se rapprocher au maximum de la représentation idéale du modèle parfait. Et dans cette recherche d'un fonctionnement optimal, le paramétrage des données va jouer un rôle fondamental. Mais ce qu'il importe de noter ici, c'est qu'il n'existe pas un jeu *unique* de paramètres correspondant au bassin, mais bien différents jeux de paramètres optimaux qui permettraient d'aboutir à des résultats de qualité semblable : c'est le concept d'équi-finalité [11].

II.1.6 Données et calibrage

Afin de pouvoir utiliser un modèle hydrologique, il est nécessaire de disposer d'une certaine quantité de données (occupation des sols, géologie, données de pluie, etc.). Plus le modèle est complexe, et plus la quantité de données nécessaires sera importante. Lorsque le modèle est physiquement basé, les données à introduire ont un sens physique et il est possible de les déterminer à partir de mesures et de relevés. Bien qu'il soit possible d'appliquer un modèle physiquement basé sans phase de calibrage, il est indéniable qu'une telle phase apporte une amélioration importante de la qualité des résultats. Les modèles calibrés surpassent les modèles non-calibrés, que ce soit pour la simulation des événements qui ont fait l'objet du calibrage ou pour les autres événements sur le bassin [147]. En effet, cette phase permet de palier partiellement aux erreurs sur les données et aux simplifications des phénomènes représentés propres aux modèles. Dès lors, le calibrage d'un modèle hydrologique est une étape nécessaire dans le traitement de toute application hydrologique.

II.2 Choix et orientations de la modélisation

S'il existe un nombre extrêmement grand de modèles hydrologiques basés sur des approches parfois fondamentalement différentes, c'est en partie parce que les besoins du modélisateur conditionnent le type de modèle utilisé. Il est donc impératif avant toute chose de fixer les objectifs recherchés pour le modèle en fonction de son utilisation prévue.

Actuellement, le développement d'un modèle hydrologique s'inscrit dans un contexte où les technologies d'acquisition de données sont en pleine expansion, et cela dans de nombreux domaines qui concernent de près ou de loin l'hydrologie et la gestion des ressources (données laser, radar, photogrammétrie...). Les technologies de pointe qui se développent actuellement ouvrent l'accès à une

quantité phénoménale de données en tous genres. Ainsi, le système de radionavigation par satellite GALILEO, lancé à l'initiative de l'Union européenne (UE) et l'Agence spatiale européenne (ESA), sera bientôt utilisé pour mesurer une multitude de données atmosphériques sur de grandes étendues. Quantité de données météorologiques fiables pourront être fournies en temps réel, alimentant en continu les simulations. Le caractère spatialement et temporellement évolutif de toutes les informations ne peut être valablement exploité que dans le cadre de simulations distribuées dans l'espace et capables de modéliser des événements complètement instationnaires. De plus, les données sur la nature des sols, des cultures, et toutes sortes de paramètres physiques montrent l'utilité de disposer de modèles physiquement basés. Un nombre croissant de logiciels sont actuellement développés dans l'optique d'une utilisation courante de ces données [132; 88]. Par ailleurs, une récente étude comparative a montré que, dans l'ensemble, les modèles distribués produisent des résultats supérieurs aux modèles groupés [20].

Ces arguments plaident donc en faveur d'une approche physiquement basée et spatialement distribuée. Celle-ci permet en outre de répondre de manière claire à toute analyse d'impact. En effet, toute modification dans l'occupation du sol, la gestion du bassin versant ou des rivières peut être répercutée immédiatement sur des paramètres physiques dont les plages de valeurs sont bien connues, au contraire des modèles essentiellement empiriques ou paramétriques.

Le modèle hydrologique se place dans une filière de modélisation hydraulique complète allant de la génération d'apports hydrologiques à l'étude localisée de zones d'inondations détaillées. Il se profile comme un outil d'aide à la décision pour l'aménagement du territoire au sens large. En particulier, la gestion des ouvrages hydrauliques est un domaine d'application important. Rappelons que, dans ce cadre, le modèle est dès lors orienté essentiellement sur la simulation des crues extrêmes.

Quelques exemples d'applications :

- l'étude de l'extension d'inondations consécutives à des pluies importantes tombant sur un bassin versant ;
- le dimensionnement de bassins de retenue ;
- l'étude de l'impact d'aménagements anthropiques particuliers sur le bassin (urbanisation...) sur les apports hydrologiques générés ou sur les débits résultant en rivière ;
- l'estimation de l'impact d'aménagements hydrauliques existants ou à construire sur les niveaux d'eau atteints lors de crues.

Les applications peuvent couvrir un large spectre de dimensions caractéristiques, allant de l'étude d'un petit bassin de l'ordre du km² à l'étude de régions entières (plusieurs centaines de km²). La finalité est essentiellement orientée vers la gestion des bassins, avec par exemple la gestion des ouvrages hydrauliques (bassins d'orage, gestion du niveau d'eau dans les barrages, aménagements pour l'atténuation des crues...) ou l'étude des impacts sur les rivières liés au réchauffement climatique. De manière à pouvoir fournir les résultats utiles dans ce type d'études, le modèle hydrologique doit être apte à calculer les apports dans la rivière de façon instationnaire. Une résolution temporelle importante (résultats selon des pas de temps horaires, voire même plus courts) doit pouvoir être appliquée de manière à capter de façon suffisamment précise l'évolution des débits en rivière (prise en compte des pics de crues).

II.3 Le cadre de développement – WOLF

Les différents arguments en faveur d'un modèle physiquement basé et spatialement distribué ont permis de conclure au bien fondé du choix d'un tel modèle dans le cadre de développement que nous avons posé. Il faut cependant rester conscient que cette réflexion n'est pas nouvelle et avait déjà permis de jeter les bases du modèle WOLFHYDRO. Ce dernier est en réalité la composante hydrologique du

système de modélisation WOLF. Afin de bien comprendre dans quel cadre le travail de thèse présent a été mis en place, il semble opportun de s'attarder quelque peu sur la description de WOLF.

Tout d'abord, l'organigramme général de WOLF est décrit, puis l'interface de travail est présentée. Ensuite, les caractéristiques principales du module hydrologique existant WOLFHYDRO sont décrites. Celui-ci qui sert en effet de base de travail pour le développement de notre modèle.

II.3.1 Organisation générale de l'environnement de travail WOLF

Dans cette interface de travail aux utilités multiples sont offerts plusieurs niveaux de modélisation, de l'hydrologie physiquement basée à l'hydrodynamique quasi-tridimensionnelle en topographie naturelle (éléments couvrant-découvrant), en passant par les écoulements filaires en réseaux naturels de cours d'eau en sections composées naturelles (lits mineurs et majeurs potentiellement sollicités), chaque étape étant indifféremment gérée au choix avec évaluation des effets sédimentaires concomitants (Figure II-1).

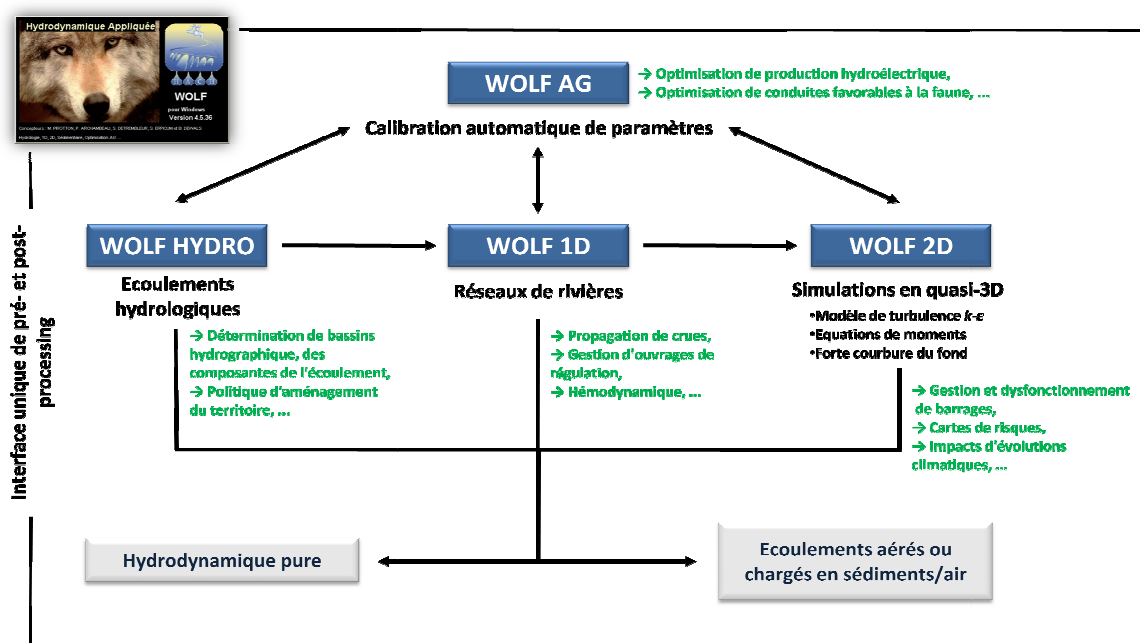


Figure II-1 : Organisation générale des modules de calcul de WOLF

Ainsi, la combinaison des différents modules présents dans WOLF permettent de modéliser le cycle de l'eau dans son ensemble. Le module hydrologique WOLFHYDRO étudie l'écoulement entre le moment où la pluie tombe sur le sol jusqu'au rejet en rivière. Les débits ainsi générés dans le réseau de rivière peuvent être propagés via un réseau de rivières 1D, et le module WOLF2D permet d'étudier plus localement les écoulements dans les rivières (avec par exemple la détermination de zones inondables, d'effets érosifs ou de sédimentation, ou encore de la propagation d'onde successive à une rupture d'ouvrage de retenue) et autorise une analyse détaillée des risques liés aux crues.

II.3.2 Interface de travail

Cette interface est développée à la fois pour mettre rapidement en œuvre l'ensemble des données relatives à toute simulation complexe (génération automatique de maillages ou de conditions limites) ainsi que pour visualiser et animer (vidéos) en temps réel les résultats en deux ou trois dimensions pour chaque maille de discrétisation (hauteurs, débits, vitesses, nombre de Froude, charge totale, tracking de particules...).

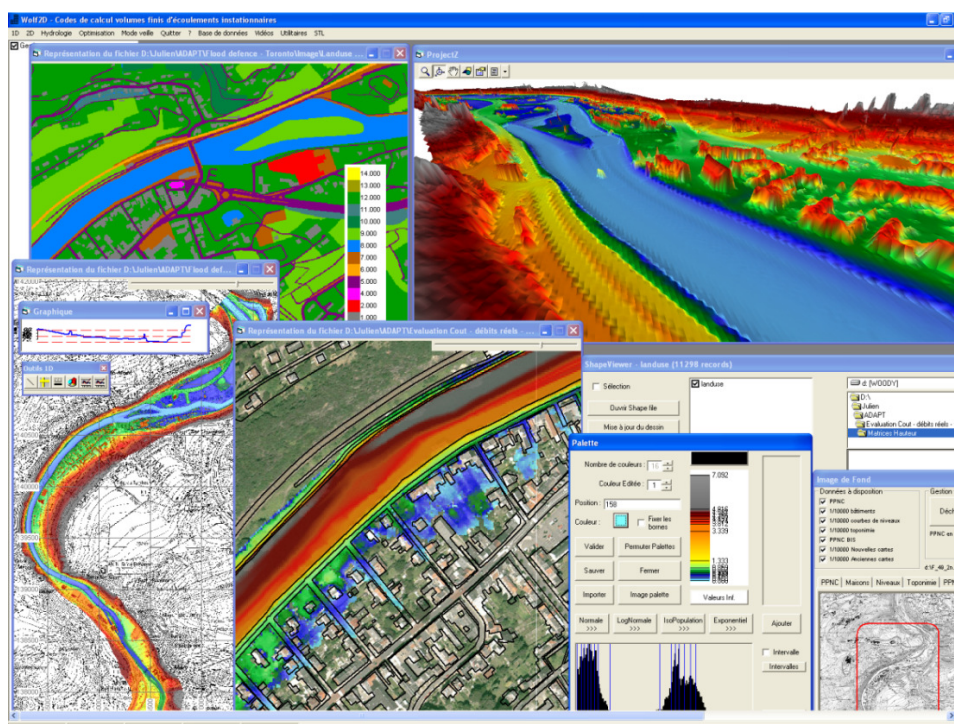


Figure II-2: Capture d'écran d'une fenêtre WOLF personnalisée par l'utilisateur.

Elle est entièrement écrite en VisualBasic (Figure II-2) de manière à profiter des capacités qu'offre l'environnement Windows tandis que les codes de calcul sont programmés en Fortran95, qui procure une rapidité et une puissance de calcul scientifiques incontestées.

WOLF offre un environnement de travail unifié et confortable pour tout modélisateur en lui proposant un tableur simplifié (permettant l'édition en interne de toutes les matrices utiles au calcul, l'exportation vers le tableur Excel, des possibilités de smoothing ou d'ombrage), la génération de zooms ou de coupes, la gestion d'une palette de dégradés en vraies couleurs (24 bits) ou la superposition d'informations raster et vectorielles utiles pour visualiser des résultats sur un fond de carte...

II.3.3 WOLFHYDRO : une base de travail existante

Comme mentionné au chapitre précédent, un module hydrologique est déjà présent au sein du système de modélisation WOLF. Une description détaillée de ce module peut être trouvée dans la thèse de P. Archambeau [4]. Nous en résumons ici quelques éléments importants (certains de ces points seront repris plus en détail dans la suite) :

- le ruissellement est modélisé grâce aux équations hydrodynamiques d'un écoulement en fine lame sous des hypothèses simplificatrices (modèle cinématique ou diffusif). WOLFHYDRO permet de choisir parmi plusieurs lois de frottement (Manning, Bathurst...);
- la résolution numérique des équations dans WOLFHYDRO est effectuée par la méthode des volumes finis sur un maillage structuré. Cette méthode de résolution, couplée à un mécanisme itératif de limitation des flux permettant de gérer le problème des mailles qui s'assèchent, assure une conservation exacte de la masse;
- plusieurs méthodes classiques sont proposées pour le calcul de l'infiltration : coefficient de ruissellement constant, loi de Green-Ampt, loi de Horton... L'utilisateur peut donc choisir la loi correspondant le mieux à ses besoins et la paramétrer via l'interface de WOLF;
- au niveau du sol, un écoulement hypodermique peut être pris en compte par l'utilisation d'une deuxième couche de modélisation dans laquelle l'écoulement est modélisé par l'équation de Darcy intégrée sur la hauteur. Etant donné la dynamique fondamentalement différente des

écoulements en rivière par rapport aux écoulements hydrologiques, ceux-ci sont modélisés séparément via le module WOLF1D ;

- le module hydrologique se charge de générer, sur base du Modèle Numérique de Terrain (MNT), un réseau de rivières qui peut alors être exploité directement par WOLF1D. Un pré-traitement est effectué par WOLFHYDRO de manière à éliminer les dépressions dans le terrain par une méthode combinant remplissage classique et creusement d'une brèche de sortie.

II.4 Conceptualisation du modèle développé

L'approche physiquement basée choisie est fondée sur une modélisation conceptuelle des processus physiques intervenant dans le cycle hydrologique. Cependant, la réalité de la nature est tellement complexe – et c'est ce qui fait la beauté et la difficulté de l'hydrologie – qu'il est impossible de modéliser rigoureusement l'ensemble des processus pouvant exister. Dès lors, il est nécessaire d'identifier les mécanismes principaux intervenant dans la génération des apports hydrologiques à la rivière, et de développer le modèle en fonction de ceux-ci. Nous proposons dans ce chapitre de les lister, pour ensuite proposer un organigramme décrivant la structure du modèle.

II.4.1 Les processus principaux d'écoulement

La liste (non exhaustive) suivante reprend les principaux mécanismes d'écoulement que nous souhaitons pouvoir représenter dans le modèle développé. Ces mécanismes seront abordés dans la suite de manière détaillée, en particulier concernant leur modélisation. L'objectif ici est de fournir une vue globale des processus et interactions à prendre en compte de manière à pouvoir poser la structure générale du modèle.

- **L'interception** : la pluie est partiellement interceptée par la végétation. L'eau accumulée sur les feuilles n'atteint donc jamais le sol et constitue donc un retrait par rapport à la pluie incidente.
- **L'évapotranspiration** : il s'agit d'un retour de l'eau de pluie vers l'atmosphère à partir du sol (évaporation) et des plantes (transpiration).
- **L'infiltration** : il s'agit du transfert de l'eau de surface vers le sol. L'infiltration est donc essentiellement verticale et conditionne la répartition de l'eau entre la surface et le sol.
- **La saturation** : lorsque l'infiltration de l'eau dans le sol est inférieure à l'apport de pluie nette, l'excédent reste en surface et peut générer du ruissellement. Deux mécanismes peuvent exister : la saturation par dépassement de la capacité du sol (saturation par le dessus) ou la saturation par remplissage de la couche de sol (saturation par le bas).
- **Les aires saturées contributives** : il s'agit ici d'une conséquence de la saturation des sols de manière variable spatialement : au fur et à mesure d'un événement pluvieux, les terrains vont se saturer progressivement sur des surfaces de plus en plus étendues. Ces zones saturées contribuent fortement à la production de ruissellement puisque la quasi-totalité de la pluie tombant dessus reste en surface. En particulier, les zones situées près des rivières peuvent être saturées rapidement à cause de la présence d'une nappe à faible profondeur.
- **Le stockage dans les dépressions** : une fois que l'eau reste à la surface du sol, elle commence par s'accumuler dans les dépressions du terrain avant de pouvoir commencer à s'écouler.
- **Les écoulements de surface** : l'eau s'écoule à la surface selon plusieurs modes. Dans un premier temps, il s'agit d'un écoulement diffus, réparti de façon relativement homogène sur la surface de sol. L'eau est alors canalisée en petits ruisselets, qui convergent ensuite pour former de petits ruisseaux temporaires et rejoindre les cours d'eau permanents (avec interaction éventuelle avec des ouvrages hydrauliques)
- **Les écoulements de subsurface** : une fois dans le sol, l'eau peut s'écouler latéralement. L'anisotropie du sol permet un écoulement latéral non négligeable. La faune et la flore présentes dans les couches superficielles de sol contribuent à créer une macroporosité qui augmente

fortement la perméabilité du sol et génère des chemins préférentiels d'écoulement. La présence de fissures dans le sol peut également conduire à des effets semblables.

- **L'infiltration profonde** : une partie de l'eau des premières couches de sol percole vers les nappes profondes pour constituer les réserves d'eau du bassin.
- **Les écoulements dans les nappes** : il existe dans les nappes un écoulement latéral lent qui alimente les rivières avec un débit de base dans les rivières.
- **La résurgence** (appelée également écoulement de retour ou exfiltration) : l'eau du sol peut « remonter » à la surface, soit par un effet topographique local (irrégularités dans le terrain), soit par une mise en charge plus globale de nappes d'eau engendrant un débit de retour près de la rivière (Figure II-3).

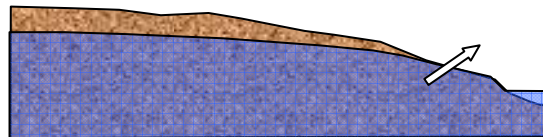


Figure II-3 : Résurgence par mise en charge de la nappe.

- **L'effet piston** : Il s'agit d'un mécanisme engendrant une propagation rapide des apports en eau via les nappes. Il s'agit en réalité de la propagation rapide d'une onde de pression. Une nappe d'eau est surmontée par une frange capillaire dans laquelle le sol est quasiment à saturation. Un apport faible d'eau est alors suffisant pour amener le sol à saturation et monter le niveau de surface libre (mise en charge de la nappe). Cela engendre un débit latéral qui met en charge la nappe selon le même mécanisme. Cette onde de pression se propage rapidement vers l'aval et permet alors une résurgence de l'eau dans les zones où la nappe affleure le sol. L'eau qui remonte à la surface est dans ce cas différente des apports ayant engendré la mise en charge initiale à l'amont.
- **Les effets anthropiques** : outre les mécanismes d'écoulement tout à fait naturels décrits ci-dessus, il existe des processus d'origine anthropique, comme par exemple l'interception de chemins d'écoulement par des routes ou l'égouttage de zones urbaines (propagation rapide des apports via le système d'égouttage).

II.4.2 Un modèle adapté

Au vu des mécanismes décrits précédemment, nous pouvons dégager les éléments suivants utiles au choix de la structure de notre modèle :

- il doit être possible d'identifier plusieurs zones ou couches d'écoulement séparées ;
- chaque couche possède des caractéristiques et un mode de fonctionnement interne particuliers (milieu poreux pour la couche hypodermique, écoulement à surface libre avec zones de stockage pour la surface...);
- au sein de chaque couche, il existe des échanges latéraux permettant une propagation des apports vers la rivière ;
- entre les différentes couches apparaissent des échanges verticaux.

Il en découle naturellement une structure de modèle décomposée en couches séparées, avec un calcul des flux d'une part verticaux (échanges entre couches) et d'autre part latéraux (transfert des apports). Les mécanismes spécifiques d'écoulement doivent alors faire l'objet d'une attention particulière. Soit ils peuvent être représentés correctement par le modèle multicouches, au prix éventuel de quelques adaptations (voir par exemple l'effet piston au chapitre II.4.2), soit ils sont traités séparément par des développements spécifiques du modèle (voir par exemple la prise en compte des zones égouttées au chapitre VIII.5).

L'accent étant mis sur la dynamique de propagation des apports jusqu'à la rivière, le modèle nécessite dès lors une discrétisation forte dans le plan horizontal, de manière à représenter au mieux les processus de propagation de l'eau depuis le point d'impact de la pluie jusqu'à la rivière. Cette discrétisation forte dans le plan horizontal va en outre permettre d'exploiter les informations distribuées sur l'ensemble du terrain (occupation du sol, pédologie, topographie...). En revanche, la dimension verticale requiert une discrétisation bien moins importante, puisqu'elle a essentiellement pour but, dans l'optique de modélisation choisie, de répartir les apports pluvieux selon les différentes couches d'écoulement latéral.

II.4.3 Organigramme

La Figure II-4 présente l'organigramme général. Il s'agit d'un modèle multicouche. Nous pouvons bien distinguer les échanges latéraux au sein de couches identiques (transport vers l'exutoire), et les échanges verticaux permettant l'interaction entre couches différentes. Les différentes couches sont décrites dans le chapitre IV, tandis que les différents échanges sont abordés dans les chapitres V (transferts verticaux) et VI (transferts horizontaux).

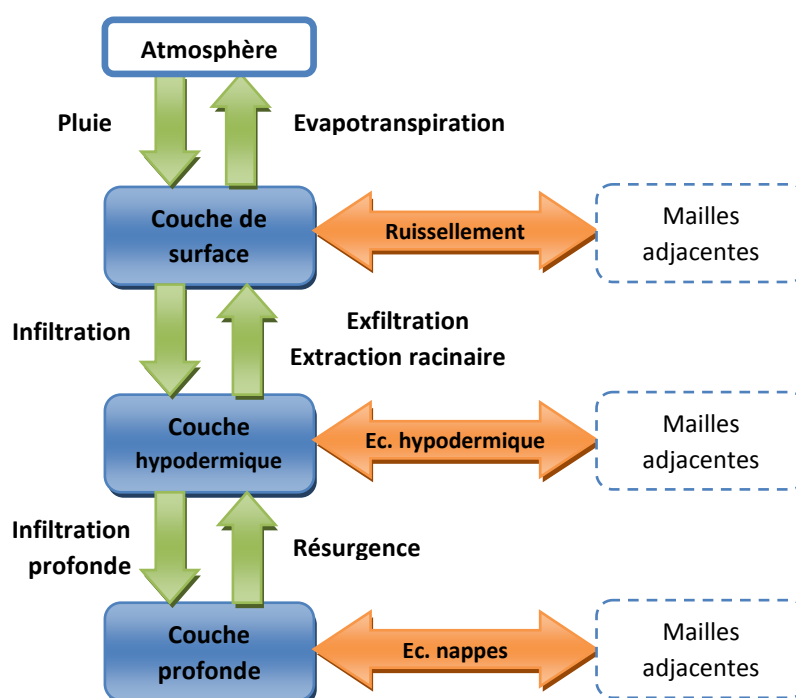


Figure II-4 : Organigramme général du modèle.

II.5 Conclusions de l'introduction

Après avoir défini les objectifs de la thèse et la logique de la méthodologie suivie, le cadre de développement du modèle a été posé, aboutissant au choix d'un modèle physiquement basé et spatialement distribué. Ces développements sont logiquement réalisés dans la continuité de la suite de modélisation WOLF existant au sein du laboratoire d'Hydrologie, Hydrodynamique Appliquée et Construction Hydrauliques (HACH). En particulier, le module hydrologique WOLFHYDRO va servir de base de travail, avec entre autres une approche de résolution numérique des équations par volumes finis sur un maillage structuré.

Dans ce cadre, l'organisation conceptuelle du modèle a été décrite. Elle est composée de trois couches principales distinctes (surface, couche hypodermique et couche profonde) au sein desquelles se mettent en place des transferts latéraux, et entre lesquelles ont lieu des échanges par flux verticaux (infiltration,

percolation, résurgence...). L'organigramme général du modèle présenté au chapitre II.4.3 va permettre de situer les développements décrits dans cette thèse par rapport à la structure globale du modèle.

III DONNEES HYDROLOGIQUES

Dans toute étude, la disponibilité et la qualité des données de base joue un rôle important tant au niveau des possibilités de modélisation que de la qualité de celles-ci. Les sources de données potentielles sont nombreuses, et souvent différentes selon la zone à étudier.

Ce chapitre a pour objet de décrire les principales sources de données spécifiques exploitées au cours des recherches menées. Ainsi, le lecteur pourra s'y référer pour mieux comprendre les techniques de modélisation utilisées par la suite.

Tout d'abord, le modèle numérique de terrain, donnée majeure dans toute étude hydrologique, est abordé en présentant les principales sources de données disponibles et leurs caractéristiques. Autre donnée distribuée sur le bassin, l'occupation de sol constitue une information importante, qui influence aussi bien la production d'écoulements de surface que leur propagation par ruissellement. Les sources principales sont donc présentées au chapitre III.3. Les données pédologiques, qui constituent également des données distribuées sur l'ensemble du site, sont ensuite présentées et la méthodologie permettant d'en extraire les caractéristiques de sol (telles que la perméabilité ou la succion) est exposée. Un chapitre aborde ensuite les données de sections de rivière, et le dernier chapitre décrit les informations disponibles sur les réseaux d'égouttage.

III.1 Le modèle numérique de terrain (MNT)

Le modèle numérique de terrain est un élément prépondérant dans toute étude hydrologique. Un modèle numérique de qualité est nécessaire afin d'alimenter correctement le modèle hydrologique. Différents types de données topographiques peuvent être disponibles sur le bassin, chacune avec des niveaux de précision différentes. Ces données peuvent bien sûr être combinées de manière à obtenir une topographie d'ensemble utilisable dans le modèle hydrologique

Quatre types de données sont présentées : le modèle numérique de terrain de l'IGN, les courbes de niveau vectorielles de l'IGN (Top10v-GIS), le PICC (Projet Informatique de Cartographie Continue), les données Lidar (mesures par laser aéroporté). Une comparaison entre le levé laser, le MNT de l'IGN et la topographie reconstituée à partir des courbes de niveau vectorielles, disponibles simultanément sur une partie du bassin de la Berwinne, est proposée au chapitre III.1.5.

III.1.1 Modèle numérique de terrain de l'IGN

L'IGN propose différentes cartes dont la précision varie en fonction des données utilisées pour générer le modèle.

Ainsi, les **cartes DTED** (Digital Terrain Elevation Data) sont obtenues par scannage, vectorisation et identification des courbes de niveau figurant sur la carte à 1/50 000. Elles donnent l'altitude en mètres d'un certain nombre de points en coordonnées géographiques répartis régulièrement à l'intérieur d'un quadrillage (l'altitude est calculée par rapport au niveau zéro belge). L'altitude a une précision absolue de 3,8 m en Basse-Belgique; 7,8 m en Moyenne-Belgique et 10,2 m en Haute-Belgique, avec une fiabilité de 90%. Ces valeurs montrent donc l'importante incertitude existant sur ce type de cartes. En outre, les valeurs des altitudes étant arrondies au mètre, cela peut engendrer des problèmes de paliers dans la topographie

Pour illustrer ce problème, supposons la topographie suivante (coupe verticale). Les traits pointillés montrent la topographie réelle ; les traits pleins en gras montrent la topographie après arrondi au mètre.

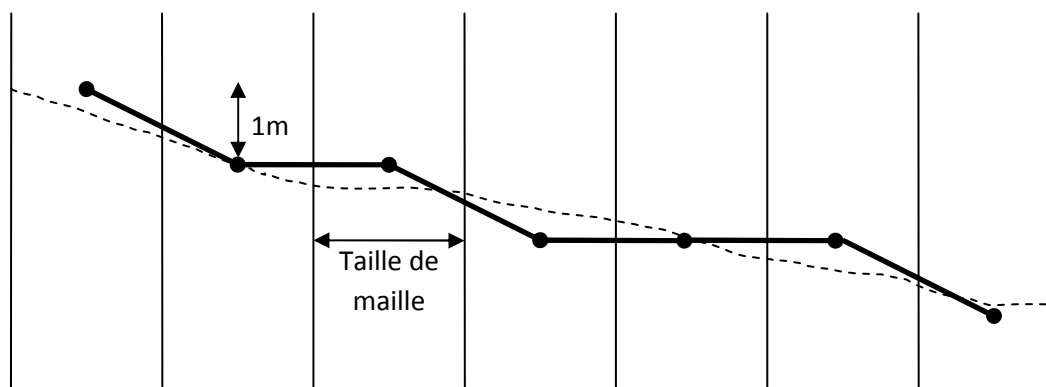


Figure III-1 : Illustration du problème d'arrondi au mètre.

Comme montré dans cet exemple, arrondir la topographie au mètre peut engendrer une succession de zones plates et de zones à forte pente. La carte des pentes correspondant au bassin de la Berwinne (voir chapitre VIII pour la présentation du bassin) permet de bien se rendre compte de cet effet (Figure 8). Dans les zones à pente plus faible, il apparaît des zones totalement plates (en blanc sur la carte), séparées par des « courbes de niveau » correspondant à un « saut topographique » d'un mètre. Notons que même dans les zones où l'effet d'arrondi ne fait pas apparaître de zones plates, il peut quand même engendrer des successions de pentes fortes et faibles là où en réalité la pente serait continue. Cet effet est potentiellement problématique dans la modélisation des flux hydrologiques, puisque le ruissellement est généré par la pente de surface. En particulier, une zone plate est synonyme de zone de ralentissement, voire d'accumulation d'eau. Cet effet, strictement lié à la topographie arrondie au mètre,

n'est pas réaliste et est susceptible d'engendrer des erreurs sur la dynamique de l'écoulement qu'il faudrait compenser par le biais des valeurs à caler (frottement, infiltration...). Dès lors, il est utile de pallier à cet effet par un traitement adéquat de la topographie brute.

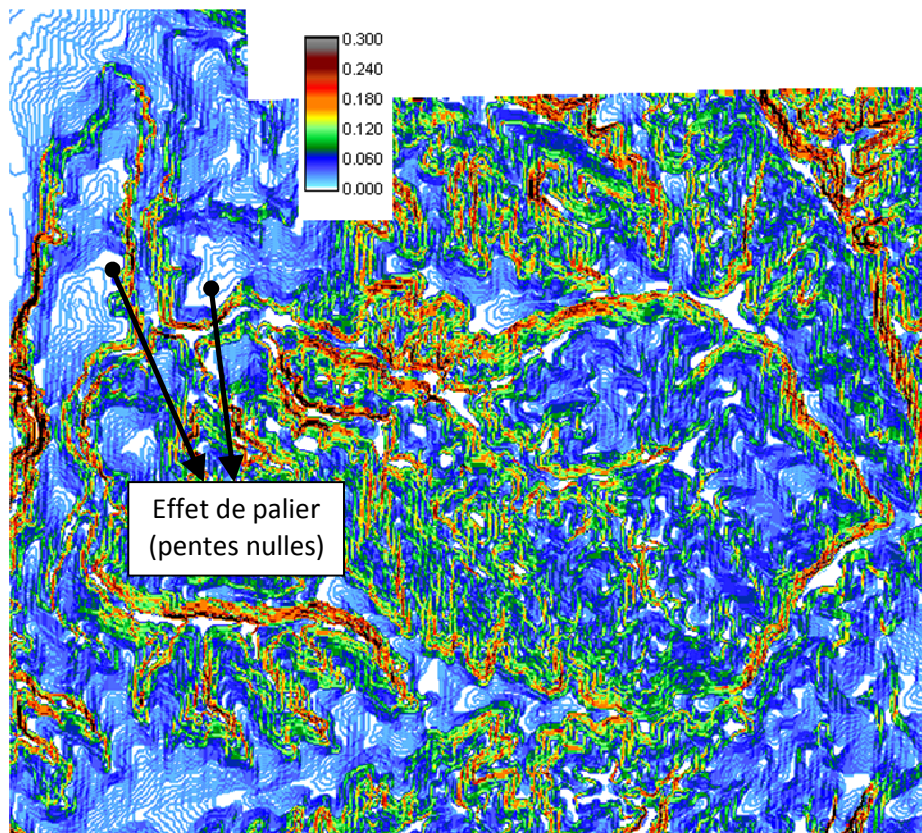


Figure III-2 : Carte des pentes sur le bassin de la Berwinne (MNT arrondi au mètre).

Cet effet de paliers devient par contre négligeable pour des tailles de mailles importantes, lorsque la différence de niveau entre mailles successives devient supérieure au mètre.

Les **cartes de l'IGN de type « DTM »** constituent quant à elles des données plus précises, puisqu'elles fournissent l'altitude sur un grillage avec un point tous les 20m. La précision absolue annoncée pour ces données est de 0,5 à 2 mètres (déviation standard). Notons que ces altitudes ne sont pas arrondies au mètre. La Figure III-3 montre les méthodes utilisées pour générer ces cartes (septembre 2008). Différents procédés sont employés selon les zones.

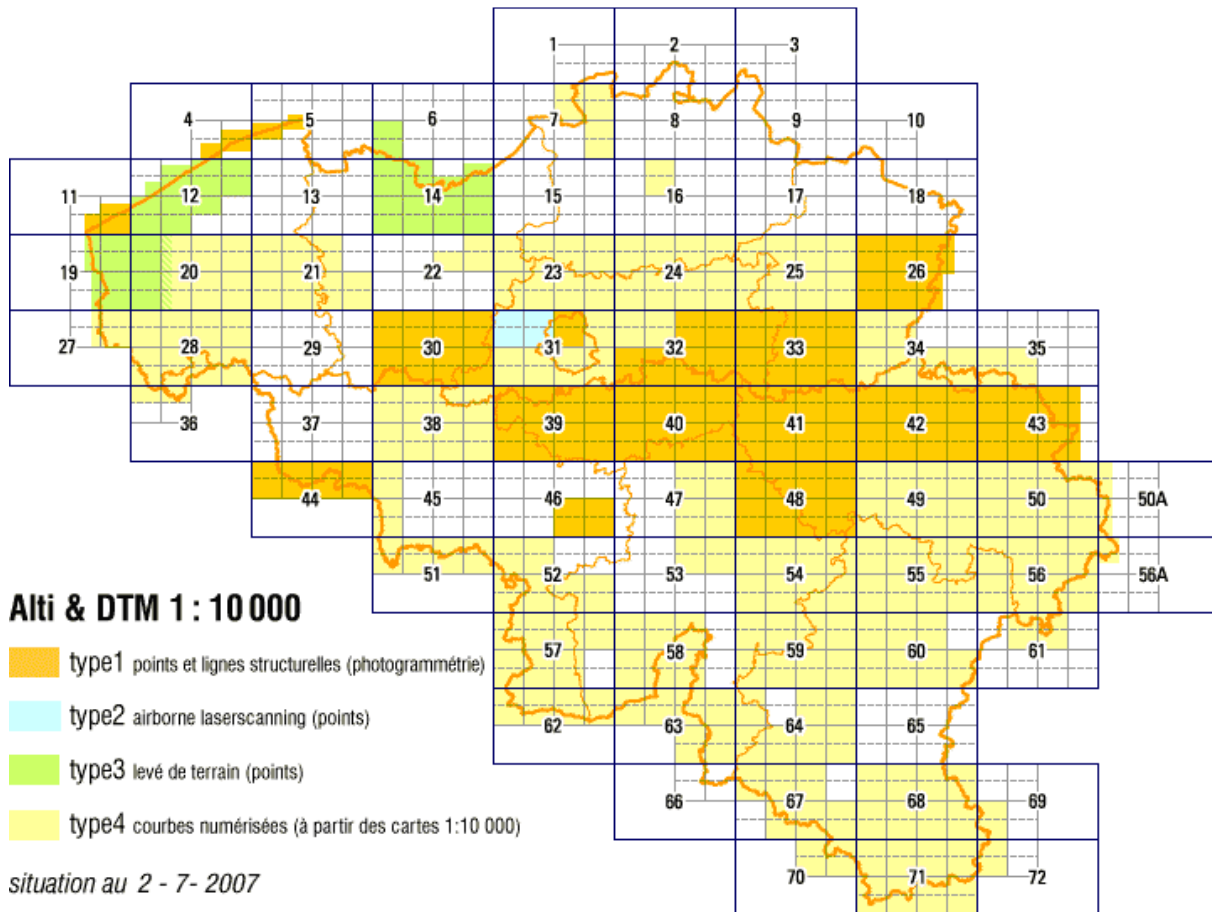


Figure III-3 : Disponibilité des levés de terrain en Belgique

III.1.2 Courbes de niveau IGNv

Les cartes vectorielles de l'IGN comprennent une couche avec les courbes de niveau du terrain données de façon vectorielles. Ces courbes sont bien plus précises que celles utilisées pour générer les cartes DTED (voir chapitre III.1.1) Elles permettent de reconstituer un modèle numérique de terrain relativement précis par interpolation entre ces courbes¹.

¹ Le logiciel ARCGIS possède un outil de reconstitution de topographie à partir de points et de courbes de niveau

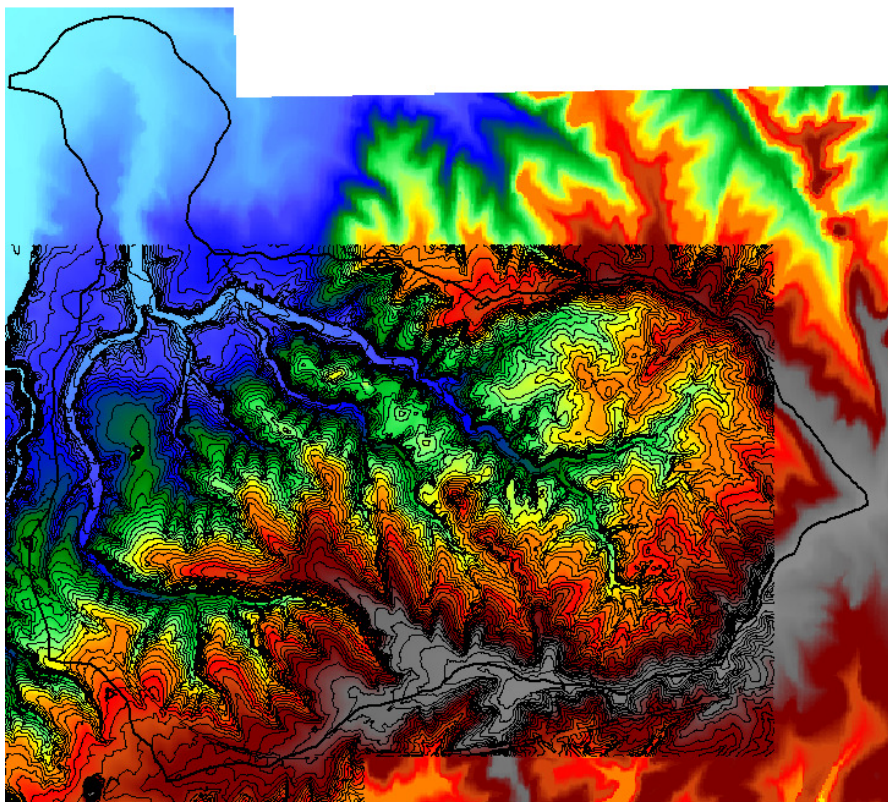


Figure III-4 : Courbes de niveau (IGNv) sur le bassin de la Berwinne.

III.1.3 PICC

« L'ambition du PICC² est de mettre à la disposition des utilisateurs de systèmes d'information géographique un référentiel cartographique de grande qualité métrique et de contenu homogène pour l'ensemble du territoire de la Région wallonne. Le PICC constitue ainsi la carte topographique à grande échelle de base de la Région wallonne ; il sert donc de document de référence commun pour les divers utilisateurs de la Région wallonne en vue de géoréférencer (localiser) leurs propres données »³. Ces données sont produites sur base de la restitution photogrammétrique de photographies aériennes d'échelle comprise entre le 1/4000 et le 1/6000. La fiabilité annoncée des données est supérieure ou égale à 95 %. La précision des données est de 25 cm (12 cm pour les objets bien identifiables tels que les taques et avaloirs).

Etant donné que le PICC comprend à la fois des points situés au sol et des points de sursol, son utilisation dans le cadre d'une étude hydrologique nécessite une séparation préalable des points dans ces deux catégories. Une interpolation peut alors être réalisée pour générer un MNT complet.

III.1.4 Les données laser

Les données lasers sont actuellement parmi les données les plus précises disponibles à grande échelle. La topographie est fournie sur un maillage régulier de 1m. La précision est de ± 50 cm sur la position (X, Y) , et de ± 15 cm sur l'altitude absolue. Les coûts liés à la production de ce type de données en réduisent néanmoins l'utilisation dans des zones limitées. En particulier, les principales rivières wallonnes ont fait l'objet de tels levés (soit en tout plus de 900 km de rivières). Dans les simulations hydrologiques, ces données doivent donc être complétées par d'autres sources pour générer un MNT complet. Néanmoins, leur utilisation permet de raffiner localement la topographie.

² Projet Informatique de Cartographie Continue

³ Extrait du site <http://cartographie.wallonie.be>

III.1.5 Comparaison des données

La disponibilité de différents types de données sur le bassin de la Berwinne nous a permis de faire une analyse comparative afin d'évaluer les différences apparaissant dans un cas réel.

La Figure III-5 montre le différentiel entre la topographie initiale de l'IGN et la topographie reconstituée sur base du Laser.

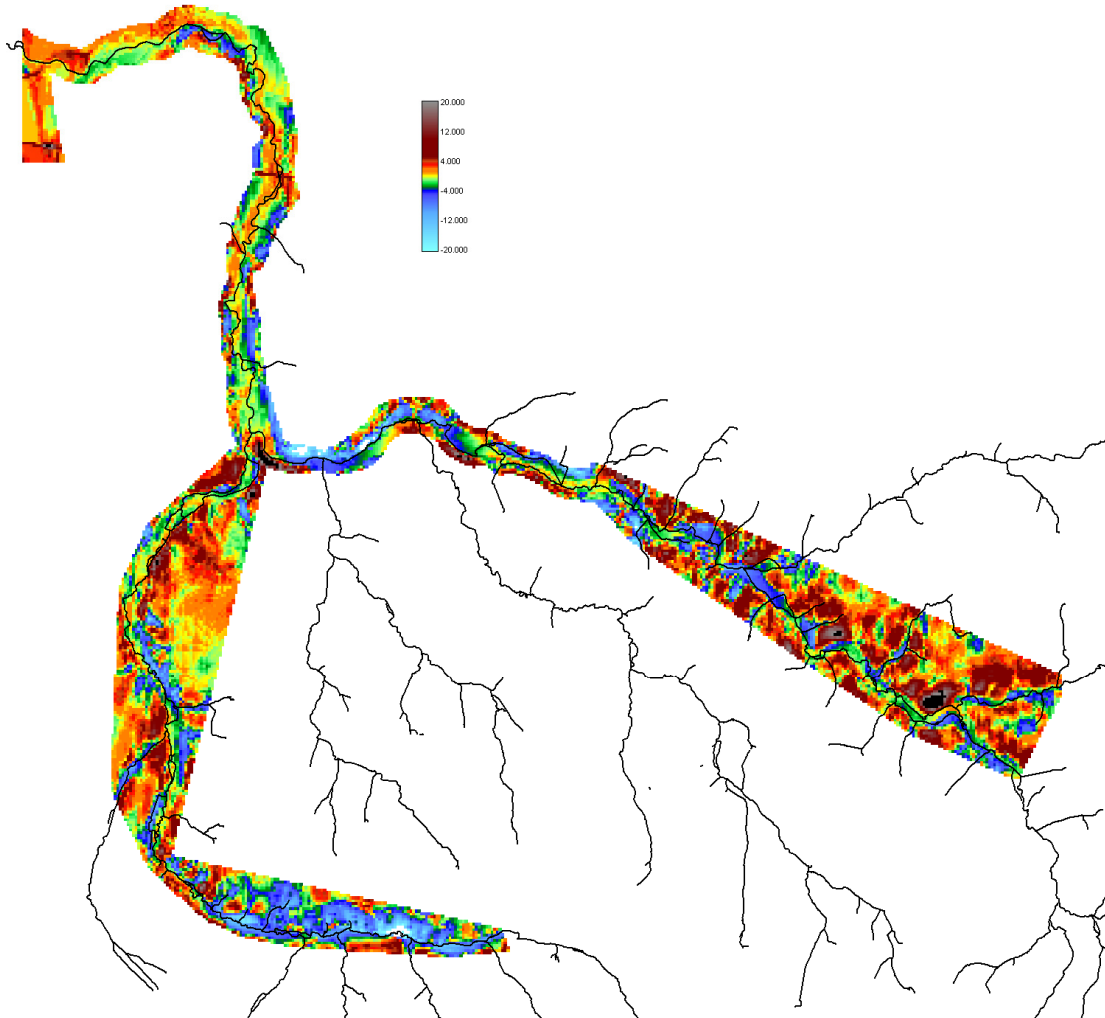


Figure III-5 : Différentiel entre le MNT de l'IGN et la topographie par levés laser aéroportés (bassin de la Berwinne).

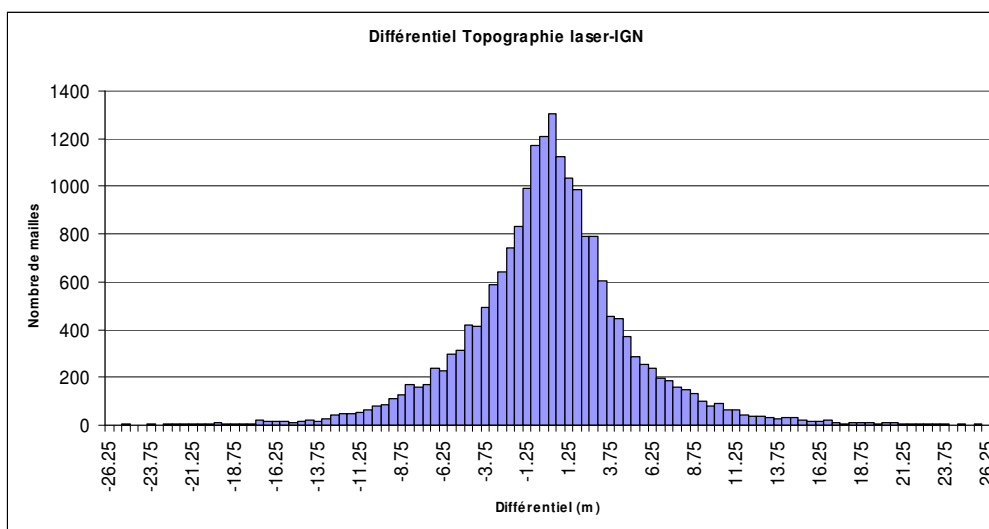


Figure III-6 : Statistiques du différentiel topographique.

La comparaison montre à la fois des différences positives et des différences négatives. Il est possible de constater des différentiels de plusieurs dizaines de mètres, et ceux-ci ne sont pas uniquement localisés sur une maille précise mais parfois étendus sur plusieurs centaines de mètres. L'analyse de la distribution statistique du différentiel, montre qu'en moyenne celui-ci est plutôt faible (7 cm), mais possède un écart-type conséquent (5,2 m) et des valeurs extrêmes parfois de plus de 30m.

Bien que l'on puisse s'attendre à une certaine imprécision sur les cartes IGN, ces valeurs semblent fort importantes. Afin de confirmer cette conclusion, la qualité des données laser qui servent de base comparative a été vérifiée par comparaison avec des données de section sur la zone couverte, provenant d'un levé sur le terrain. Les figures suivantes montrent la correspondance entre le laser et les sections. Notons que dans une telle comparaison, il apparaît souvent dans le laser l'effet de l'une ou l'autre petite butte, d'un arbre, ou tout autre petit obstacle. De plus, dans le lit mineur, le laser ne peut donner l'altitude du fond à cause de la présence de l'eau.

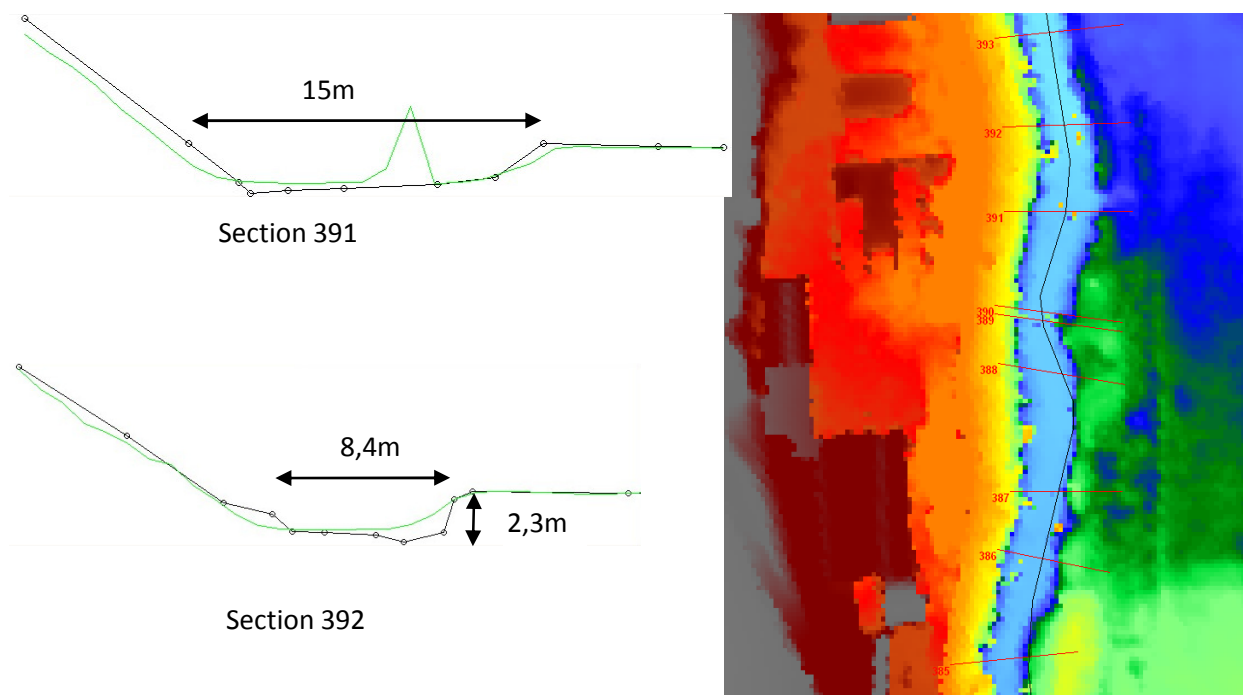


Figure III-7 : Comparaison entre les levés par laser aéroporté et les sections transversales (levés sur site).

Dans l'ensemble, les données correspondent bien. Ceci permet de s'assurer de la qualité du laser et de conclure que le différentiel entre le laser et la topographie IGN provient essentiellement de l'imprécision de cette dernière.

L'analyse de la carte de différentiel permet également de constater que la topographie laser n'est pas systématiquement plus basse ou plus haute le long du lit mineur

Une deuxième comparaison est réalisée entre le MNT issu des cartes IGNv et la topographie laser, afin de voir s'il existe un gain de précision significatif. Dans ce cas-ci, la comparaison avec les données laser nous donne sur la zone couverte une différence moyenne de 4 cm, avec un écart-type de 2,9m (au lieu de 5,2m pour le MNT précédent). Il apparaît donc que les cartes vectorielles possèdent une précision significativement plus élevée que les cartes DTEM (voir chapitre III.1.1).

Néanmoins, l'impact réel de ce gain de précision au niveau de la phase hydrologique doit également faire l'objet d'une analyse afin de savoir si cette amélioration du MNT a une influence significative sur les apports hydrologiques générés. Il s'agit d'une perspective de recherche qui n'a pu être menée dans le cadre de cette thèse.

III.2 Occupation de sol

L'occupation du sol intervient de différentes manières dans le calcul des apports hydrologiques :

- du point de vue de l'infiltration (d'une part par la modification de la perméabilité des sols en fonction de la végétation présente, et d'autre part au niveau des zones rendues imperméables (routes, parkings...)) ;
- au point de vue de la rugosité du sol, et donc des lois de frottement utilisées pour le calcul du ruissellement ;
- dans le calcul de l'interception et de l'évapotranspiration.

Plusieurs sources fournissant des données d'occupation du sol sont présentées ci-dessous :

- Cartes du projet Walphot-Cicade
- Cartes vectorielles de l'IGN
- Cartes CORINE Land Cover
- Cartes d'Occupation des Sols de Wallonie (COSW)

Une comparaison des différentes sources de données est proposée sur le bassin de la Berwinne, ce qui permet de mettre en avant les différences de précision entre ces jeux de données.

Finalement, le choix d'un système de classes d'occupation de sol est posé pour servir de référence dans les développements du modèle (chapitre III.2.5).

III.2.1 Cartes du projet de cartographie numérique Walphot-Cicade

Il s'agit d'une « cartographie réalisée par traitement numérique de données issues de la télédétection spatiale et digitalisation des voies de communication ainsi que de certaines affectations des plans de secteur. La base des informations est constituée d'images satellites multispectrales en provenance du satellite LANDSAT (dont le pixel a une résolution au sol de 30 x 30 m) et du satellite SPOT (dont le pixel a une résolution au sol de 20 x 20 m) pour tout le sillon Sambre-Meuse. Ces images ont été complétées, pour vérification, par une couverture photos aériennes infrarouges. Les cartes IGN 1/50 000 ont permis la digitalisation des voies de communication et des limites administratives et les plans de secteurs ont servi à l'identification des zones urbaines, des zones d'extraction et des zones militaires. Les données satellitaires datent de mai 1988 à août 1989. La cartographie numérique date de 1993. »⁴

Cette cartographie à grande échelle est disponible sur l'ensemble du territoire wallon, ce qui en fait une donnée de base facilement exploitable. Néanmoins, la méthodologie utilisée a pour conséquence une incertitude relativement importante au niveau des délimitations exactes des différentes zones d'occupation du sol, et une importante imprécision quant à l'utilisation exacte du sol.

Les occupations du sol sont réparties en un nombre restreint de classes (voir légende complète des cartes dans l'annexe XII.2).

III.2.2 Cartes IGNv

La base de données vectorielle de l'IGN (TOP10v-GIS) contient également des données d'occupation du sol. Elle comprend par exemple le contour de tous les bâtiments, les axes des voies de communication, les bords de carrefour, les rives de cours d'eau de plus de 3m de large, les limites des étendues d'eau (étangs, lacs, bassins) et des différentes couvertures végétales, les points situant tous les détails ponctuels...

La délimitation est très précise, puisque chaque bâtiment est délimité individuellement. Ainsi, même dans les zones urbaines, l'occupation du sol reste précise, avec une séparation vectorielle des bâtiments et des terrains qui les entourent, contrairement à d'autres bases de données où les zones urbaines

⁴ Source : DGATLP (<http://mrw.wallonie.be/dgatlp>)

couvrent à la fois les bâtiments et les terrains adjacents, en fournissant seulement une description qualitative de la densité urbaine.

Les cartes TOP10v-GIS présentent les données à une échelle de 1/10000. L'IGN stipule que « A cette échelle nous tendons vers une précision absolue de 1 mètre pour les éléments non généralisés. »⁵. En réalité, les données de base proviennent de la photographie aérienne (1/20000), interprétée et « complétée » sur le terrain par des agents de l'IGN, qui identifient et sélectionnent toutes les données relatives à la légende de la carte.

Les données TOP10v-GIS regroupent quelque 300 types d'objets, identifiés par le TYPE et caractérisés par un ensemble d'attributs. Les types se rapportant aux occupations de sol sont principalement ST (structures), RO (Routes), VE (Végétation) et HY (Hydraulique). Chaque type de données comprend une série de classes correspondant à des définitions posées par l'IGN. De nombreuses correspondances peuvent néanmoins être identifiées entre ces classes et celles utilisées par d'autres systèmes de classification (cf. annexe XII.4).

III.2.3 CORINE Land Cover

Il s'agit d'une base de données représentant l'occupation du sol Européen (CORINE est l'acronyme de *Coordination de l'information sur l'environnement*, commission chargée de l'environnement par l'Union européenne). Néanmoins, la résolution de base de ces données est relativement faible, ce qui limite son utilisation dans des études plus locales où une résolution fine est nécessaire.

Cette base de données résulte de l'intégration de bases de données nationales dans un système de référence européen. La dimension minimale des zones d'occupation apparaissant dans les cartes a été fixée à 25 ha, avec une définition de 44 classes d'occupation regroupées dans une nomenclature à trois niveaux. La Figure III-8 donne cette nomenclature (également reprise dans l'annexe XII.3) ainsi qu'une illustration de ces données sur l'ensemble de l'Europe.

⁵ Source : IGN (<http://www.ngi.be>)

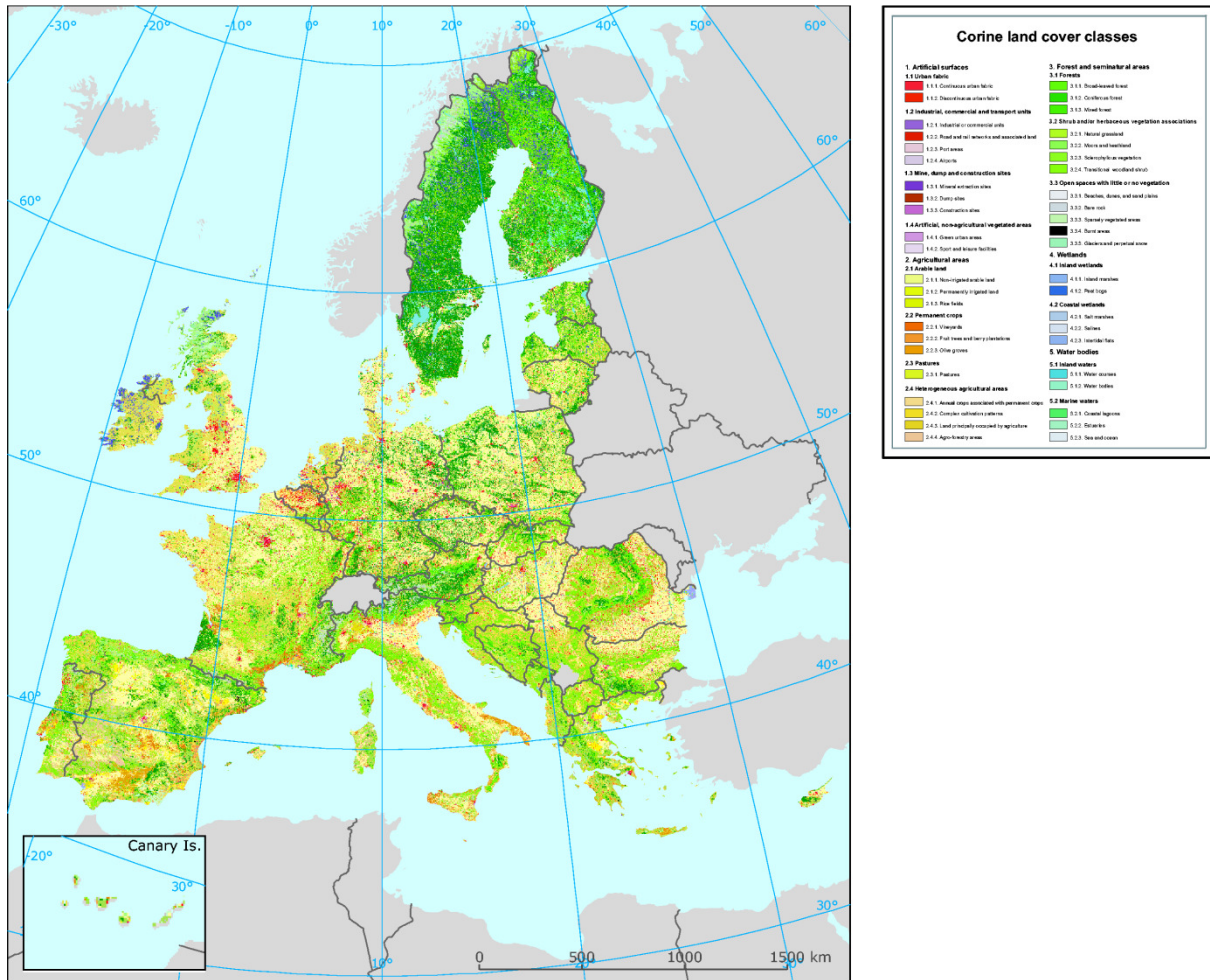


Figure III-8 : Cartes d'occupation du sol Corine Land Cover en Europe.

Les données Corine Land Cover sont disponibles⁶ sur un maillage de dimensions 100m, 250m ou 1km.

III.2.4 COSW

« La COSW est exclusivement élaborée avec des données cartographiques vectorielles ou des bases de données disponibles au niveau des administrations de la Région wallonne. L'échelle de référence de la CNOSW a été fixée au 1/10000, ce qui correspond à l'échelle de travail de la plupart des utilisateurs ainsi qu'à l'échelle de nombreuses données existantes à la Région wallonne. La légende de la COSW est la plus complète possible et est compatible avec la nomenclature européenne CORINE Land Cover. Elle est structurée en 5 niveaux de détails. Le niveau 1, le plus global, comporte 6 classes d'occupation du sol et le niveau 5, le plus détaillé, en contient 97. La qualité thématique de la COSW - version 1 a été évaluée et sa précision totale est de 89,7 % pour le niveau 5 et atteint 95,5 % pour le niveau 1. A ce jour, plusieurs COSW - version 1 ont été produites. Les versions 1_01 et 1_03 reflètent respectivement les situations de l'occupation du sol au terme des années 2000-01 et 2003. Une COSW version 1_05, reflétant l'occupation du sol de l'année 2005, est en cours de production. La version 1 de la COSW couvre 95% de la Wallonie. La partie non-cadastrée du territoire n'est actuellement pas cartographiée. Une adaptation de la méthode de production de la COSW visant à la compléter sur les parties non cadastrées du territoire a été développée. Sa mise en œuvre au niveau du PLI devrait permettre à terme de produire une COSW - version 2 qui couvre l'ensemble du territoire régional. »⁷

⁶ <http://www.eea.europa.eu/themes/landuse/datasets>

⁷ Source : DGA (<http://agriculture.wallonie.be>)

La COSW va donc devenir dans les années à venir la cartographie de base de la Région Wallonne. Néanmoins, il faut noter que certaines données présentes dans l'IGNv, telles que la délimitation individuelle des bâtiments (voir §III.2.2), n'apparaissent pas dans la COSW. Il persiste donc une complémentarité entre ces cartes.

L'annexe XII.4 donne la liste des différentes catégories de sol apparaissant actuellement dans la COSW.

III.2.5 Comparaison des données d'occupation du sol

Une comparaison des différents jeux de données est réalisée de manière à analyser leurs différences en terme de couverture de terrain (et non plus uniquement du point de vue du système de classes). Cette comparaison est réalisée dans le cadre de l'étude sur le bassin de la Berwinne, pour lequel les données en provenance des différents types de sources sont disponibles.

Avant de pouvoir commencer l'analyse, il est nécessaire de rendre les types de données comparables, ce qui implique de travailler avec un système unique de classes d'occupation du sol. Pour cela, la classification de la COSW est prise comme référence (voir chapitre III.2.4 et annexe XII.4). Il faut noter qu'étant donné la précision descriptive moins détaillée des cartes par télédétection, il n'est pas possible d'attribuer un classement correspondant au niveau le plus détaillé de la nomenclature de la COSW. Dès lors, le niveau 2 (voir annexe XII.4) est le plus propice à la comparaison. Les figures suivantes montrent des cartes globales d'occupation du sol pour la majorité du bassin.

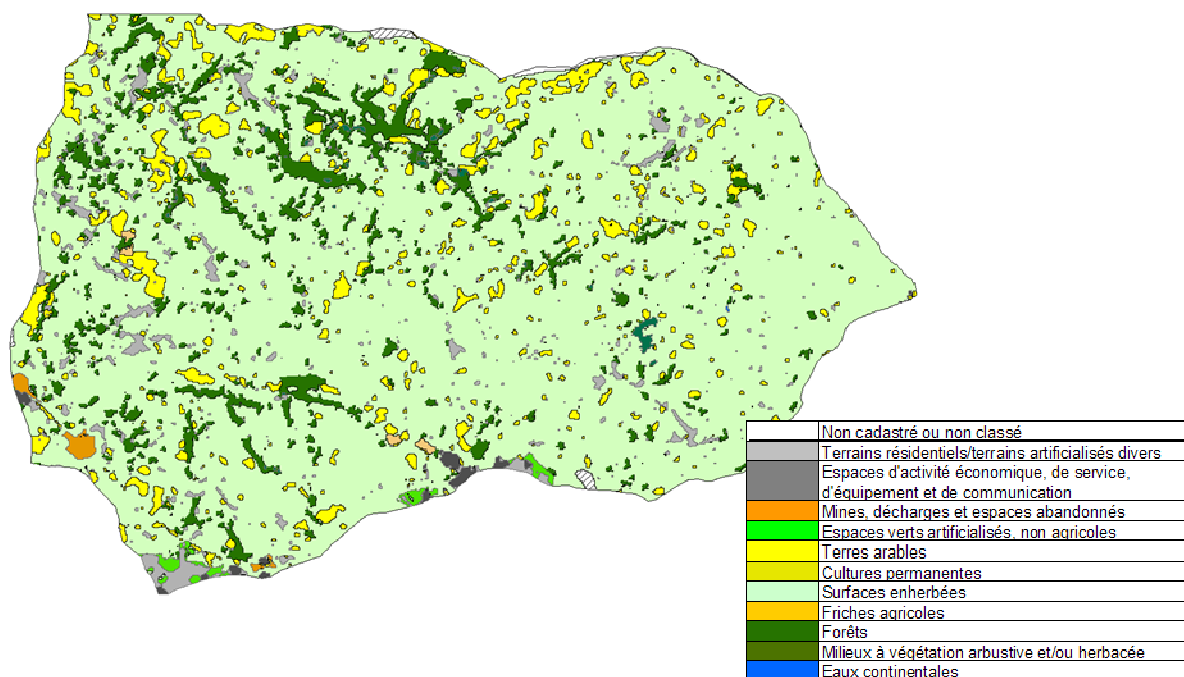


Figure III-9 : Occupation du sol sur le bassin de la Berwinne : cartes du projet Walphot-Cicade.

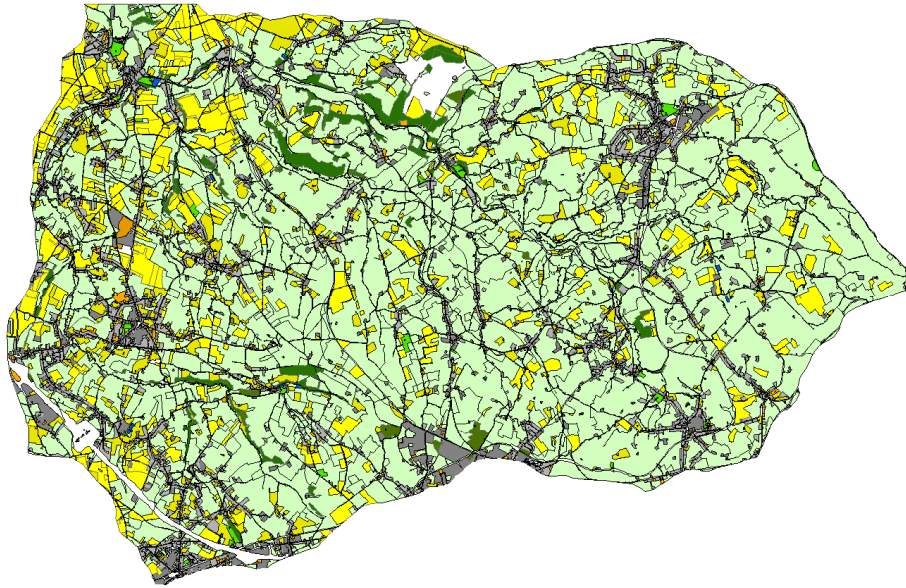


Figure III-10 : Occupation du sol sur le bassin de la Berwinne : COSW.

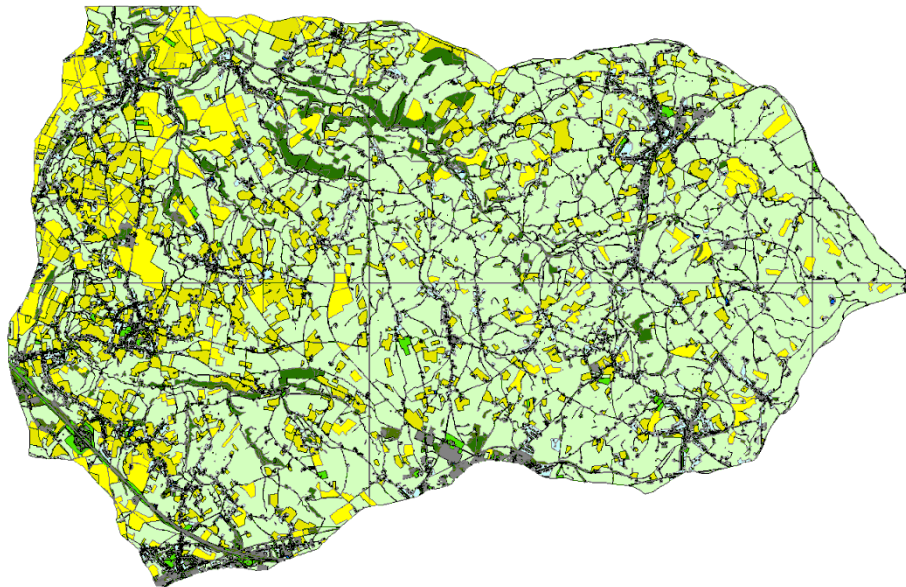


Figure III-11 : Occupation du sol sur le bassin de la Berwinne : cartes IGN Top10v-GIS

En vue de la comparaison sous forme de graphique, certaines classes vont être regroupées. En effet,

- certaines classes sont inexistantes (ou non différenciées) dans les cartes Walphot-Cicade ;
- il est utile de regrouper ensemble les classes minoritaires en une classe « divers » ;
- pour les cartes IGNv, les occupations de sol du type « Jardin d'agrément ou potager » sont regroupées avec les bâtiments pour former les zones urbaines au sens large. En effet, étant donné que les cartes IGN décrivent les bâtiments séparément, il est nécessaire de procéder de cette façon de manière à réaliser une comparaison avec les données de la COSW

Il en résulte alors 6 classes que nous pouvons comparer (Figure III-12).

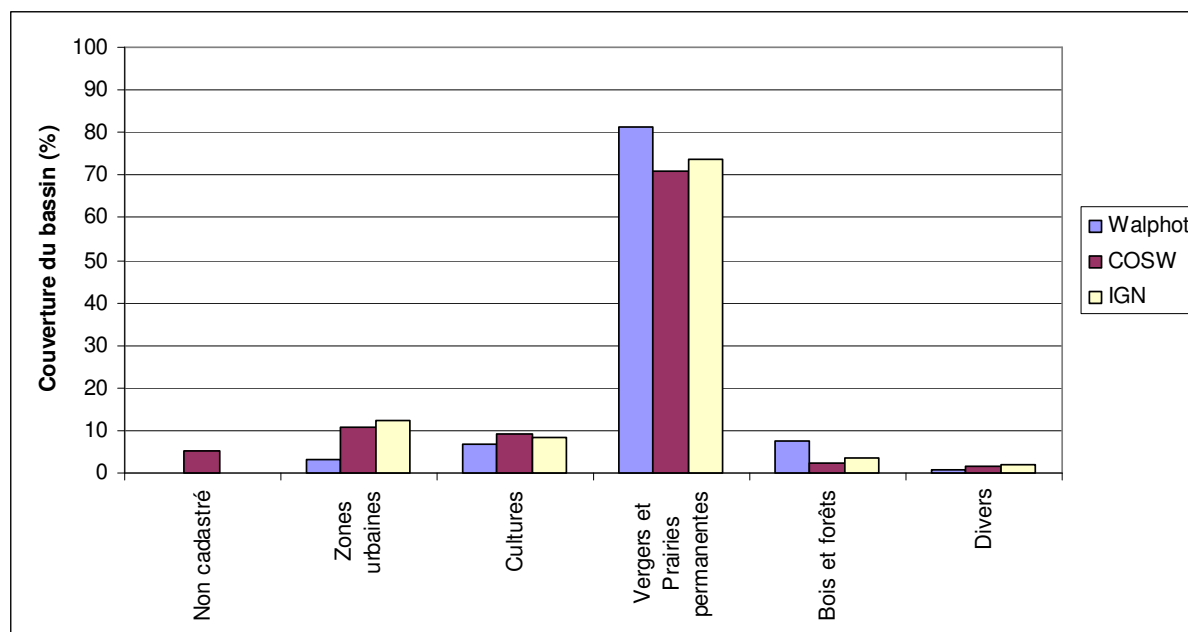


Figure III-12 : Comparaison de la répartition des occupations de sol pour 3 sources de données différentes.

La comparaison permet de tirer plusieurs conclusions :

- dans tous les cas, les prairies et cultures permanentes restent l'occupation majoritaire : 81% (Walphot-Cicade), 71% (COSW) ; 74% (IGNv) ;
- la COSW et la carte IGNv montrent une part moins importante de prairies et de forêts, mais ce déficit est compensé par une augmentation des zones urbaines et des cultures ;
- la COSW est couverte par 5% de zones non cadastrées. Il semble après examen des cartes que le réseau routier et ses abords sont repris comme tel. Ces zones couvrent donc à la fois des zones imperméables (routes) qui pourraient être ajoutées aux zones urbaines, et des prairies/cultures à ajouter aux classes correspondantes.

Dans le cas de ce bassin particulier, il semble donc que les cartes vectorielles plus récentes montrent une diminution des surfaces enherbées au profit de zones urbaines et de cultures. Cette différence peut provenir d'une mauvaise qualité de l'estimation de l'occupation du sol par la télédétection (en particulier pour la détection des zones urbaines et des routes), mais peut également s'expliquer par une modification de l'occupation du sol entre les moments des différents relevés.

Regardons à présent ce qu'il en est à un niveau plus détaillé. Pour cela, un zoom sur une surface réduite est effectué. La première carte montre la superposition des contours vectoriels de la COSW (traits noir gras) sur la carte satellite (Walphot-Cicade), tandis que la deuxième carte montre l'inverse. Il apparaît entre ces deux cartes des différences importantes, qui montrent qu'à une échelle réduite, la télédétection a une précision assez faible (notons toutefois qu'une partie des différences peut être liée à l'évolution de l'occupation du sol entre les levés). Par contre, globalement, nous pouvons observer que les mêmes types d'occupation du sol apparaissent sur les deux cartes (zone urbaine avec bois à proximité, zones de culture, prairies).

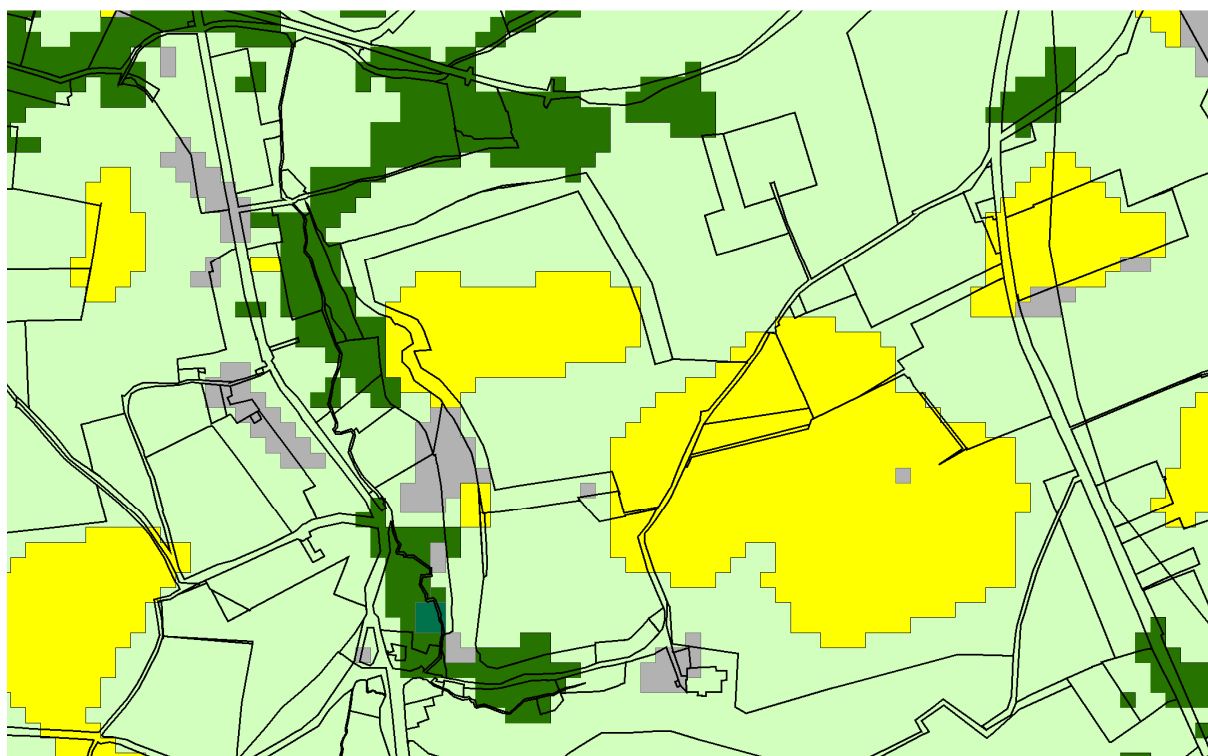


Figure III-13 : Comparaison de la délimitation des classes d'occupation de sol (zoom) : cartes Walphot-Cicade (fond de carte) et COSW (traits noirs).

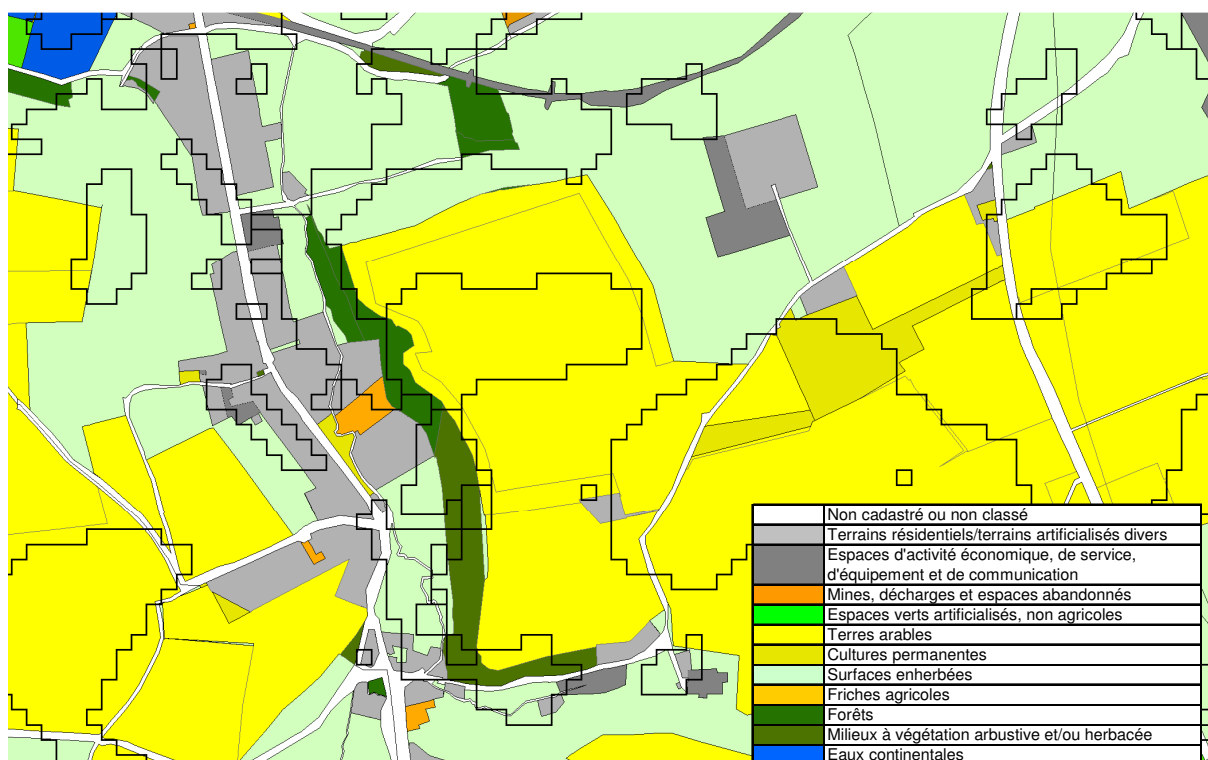


Figure III-14 : Comparaison de la délimitation des classes d'occupation de sol (zoom) : COSW (fond de carte) et cartes Walphot-Cicade (traits noirs).

Nous pouvons ensuite comparer cette carte avec les données des cartes TOP10v-GIS (Traits noir en gras sur la Figure III-15). Dans l'ensemble, il apparaît que les contours de parcelles correspondent assez précisément. Nous pouvons néanmoins identifier les différences principales suivantes :

- les cartes TOP10v-GIS délimitent précisément les contours de chaque bâtiment individuellement, alors que les zones résidentielles de la COSW regroupent à la fois le bâtiment lui-même et la parcelle autour (qui correspond généralement aux jardins des propriétés) ;
- dans la COSW, les parcelles de terrain sont délimitées individuellement, même si plusieurs parcelles adjacentes ont le même type d'occupation du sol. Au contraire, la carte de l'IGNv ne sépare que les zones ayant une occupation de sol différente ;
- Il reste également à certains endroits des différences de contour ou d'occupation du sol pouvant provenir soit du mauvais classement d'un terrain dans l'une ou l'autre carte, soit d'une évolution de l'utilisation du sol entre les dates de levés.

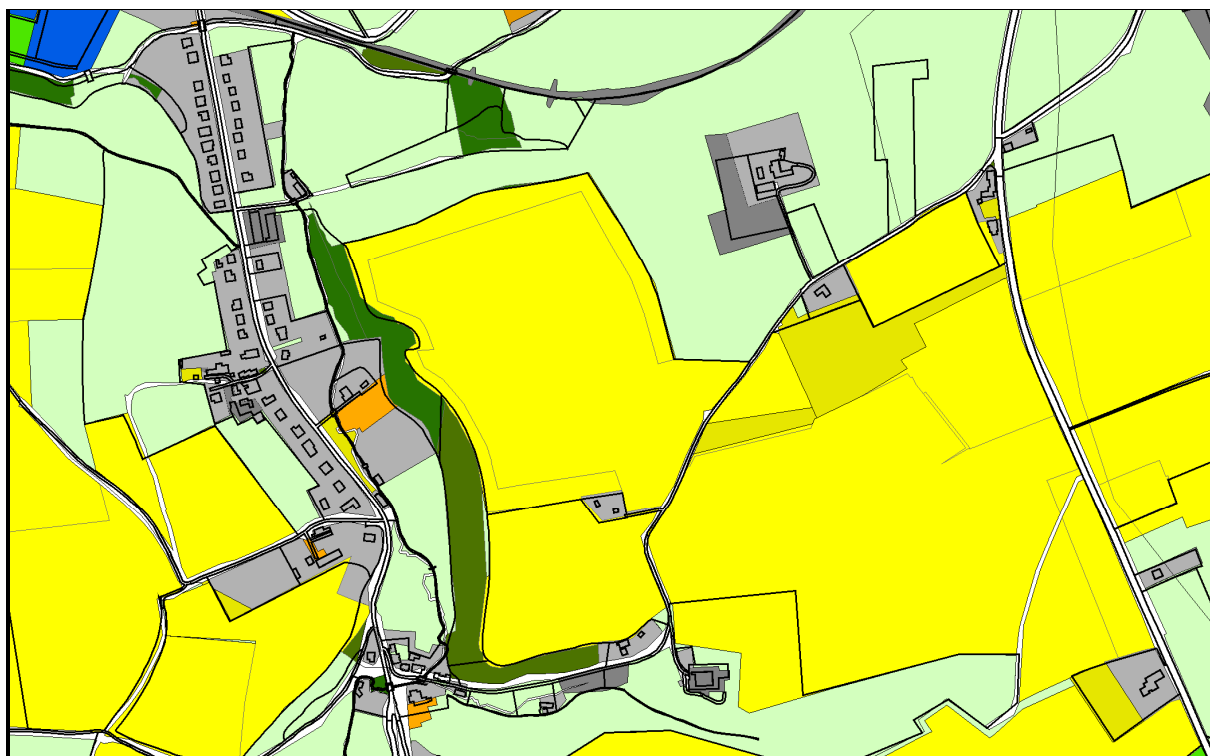


Figure III-15 : Comparaison de la délimitation des classes d'occupation de sol (zoom) : COSW (fond de carte) et cartes IGN Top10v-GIS (traits noirs).

Il convient également de se pencher plus en détail sur le problème particulier de la modélisation des routes. Alors que les cartes Top10v-GIS délimitent explicitement toutes les routes de façon précise, celles-ci ne sont pas cadastrées dans la COSW. Il est difficile d'identifier les routes sur base de la COSW pour deux raisons. Premièrement, les zones non cadastrées ne correspondent pas uniquement à des zones routières, mais également à d'autres surfaces non cadastrées (zones sans informations d'occupation du sol par exemple). Deuxièmement, même dans les zones routières, la zone non cadastrée englobe à la fois la route et un morceau de terrain autour (trottoirs, bas-côtés, talus...), et la surface qui en résulte couvre donc une surface bien plus importante que la route elle-même. La Figure III-16 montre le tracé des routes provenant de l'IGN (en rouge sur la carte), superposé à l'occupation du sol de la COSW, pour une zone urbaine (900m*700m). Nous pouvons clairement voir autour de ces routes un débordement des zones non cadastrées (blanc), plus ou moins important selon les endroits.

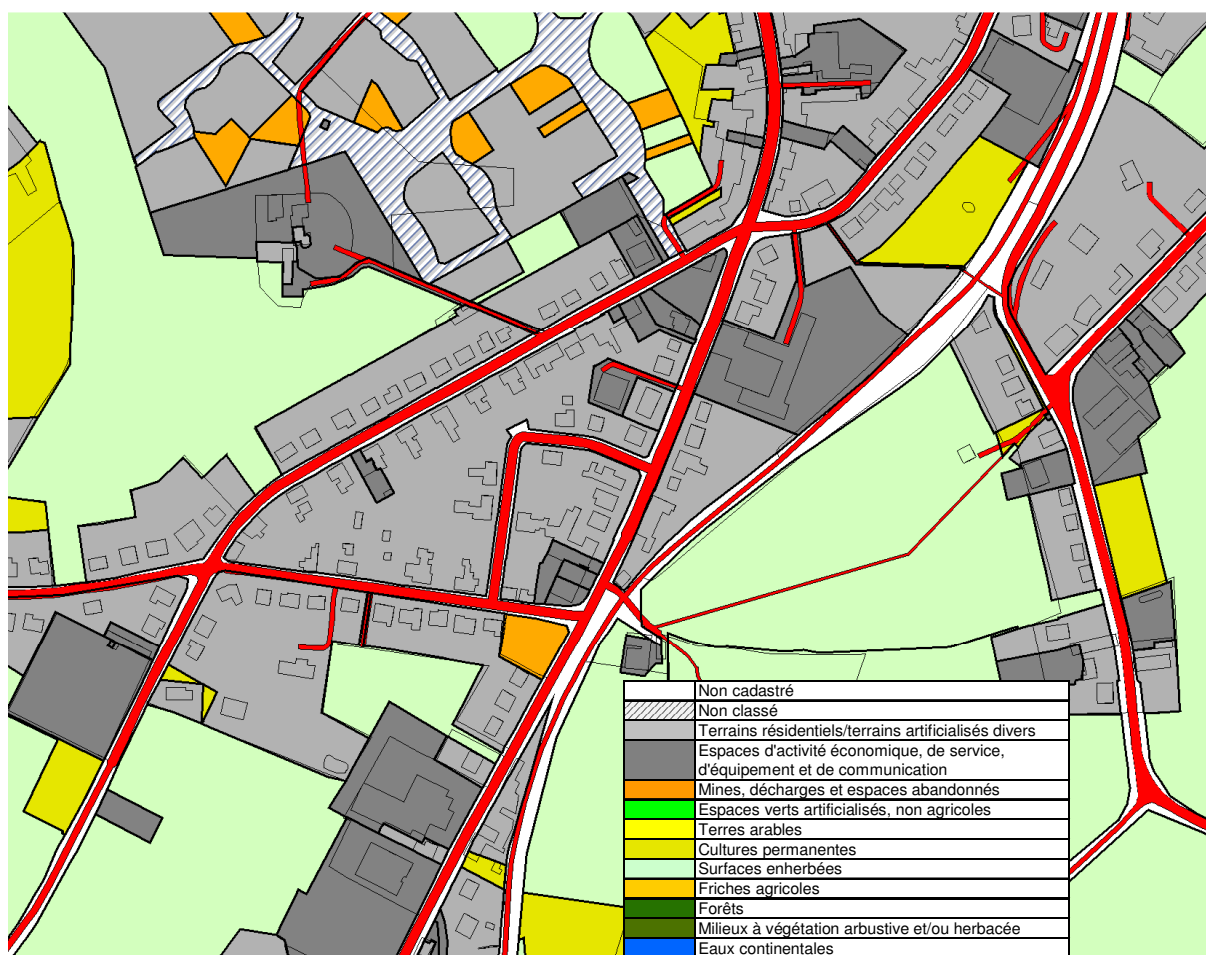


Figure III-16 : Comparaison de l'emprise des routes : COSW (fond de carte) et cartes IGN Top10v-GIS (traits noirs + réseau routier en rouge).

En conclusion, l'évaluation de l'emprise des routes (qui sert notamment pour l'estimation des zones imperméables (voir § VIII.3) ne peut être réalisée sur base des COSW, et l'emploi des cartes TOP10v-GIS reste une nécessité dans ce cas.

III.2.6 Les occupations de sol de la méthode SCS-CN

Il est utile de mentionner l'existence de classes d'occupation de sol particulières utilisées dans la méthode SCS-CN décrite au chapitre V.4.2. Il existe des classes courantes (que l'on retrouve dans de nombreux modèles), et les classes plus spécifiques, correspondant par exemple à un type de culture particulier. Ces occupations du sol sont décrites plus en détail au chapitre V.4.2.6 et ne sont donc pas reprises ici.

III.2.7 Choix du système de classes

Les chapitres précédents montrent qu'il existe plusieurs sources de données d'occupation du sol exploitable dans le cadre des simulations hydrologiques, possédant chacune leur propre système de classement en catégories. Il est utile de choisir un système de classification de référence servant de base aux fonctionnalités utilisant les données d'occupation de sol.

Dans un premier temps, ce sont les classes de la méthode SCS qui ont été choisies. En effet, l'utilisation de celles-ci est extrêmement répandue. Les classes SCS ont l'avantage de couvrir les principaux types d'occupation du sol, et de permettre une application aisée des méthodologies basées sur la méthode SCS-CN (voir § V.4.2). Ces classes ont notamment été utilisées dans la préparation des données d'occupation du sol des applications présentées au chapitre VIII, IX et X.

Néanmoins, pour les développements et applications futures, il est plus pertinent de passer à un système de classification plus complet. Le système de la COSW semble le plus adéquat car

- il est destiné à se répandre très fortement en Belgique, et constituera donc une base de travail pour les années à venir ;
- il est compatible avec la classification internationale Corine Land Cover (voir § III.2.3), ce qui permettra d'assurer une meilleure compatibilité dans le cadre de projets internationaux ;
- la structure en plusieurs niveaux de description permet une meilleure polyvalence de ce système de classification en fonction des besoins requis par les applications.

Afin de permettre la conversion des classes de données vers le système de la COSW, nous proposons dans l'annexe XII.4 des tableaux de correspondances.

III.3 Pédologie

La pédologie peut être définie au sens large comme la « Science qui étudie les sols ». Elle se préoccupe de l'étude de l'origine, des constituants, des propriétés et de la classification des sols⁸. En particulier, ce sont donc les propriétés des sols proches de la surface (jusqu'à quelques mètres de profondeur). Nous distinguons donc bien ici la pédologie de la géologie, science qui étudie les sols situés plus en profondeur (de quelques mètres à quelques centaines de mètres). La pédologie nous intéresse particulièrement dans l'élaboration de notre modèle, puisque les propriétés des sols de surface (dont entre autres la perméabilité) vont influencer directement le taux d'infiltration dans le sol et la production d'écoulements intervenant dans la génération des crues.

Tout d'abord, les données pédologiques disponibles en Belgique sont présentées, puis une description plus détaillée des différentes classes texturales est proposée (avec entre autre la présentation des différents système de classification). De même, les classes de drainage, fournies dans les cartes pédologiques, sont définies.

Ensuite, la méthode d'extraction des propriétés physiques utiles (perméabilité, succion...) à partir des classes texturales est expliquée. Une amélioration de la méthode classique est alors proposée de manière à inclure l'information de drainage dans l'estimation de la perméabilité effective du sol.

III.3.1 Les cartes pédologiques

En Belgique, plusieurs types de données sont disponibles, avec des niveaux de précision différents :

- la carte des associations de sols au 1/500000, digitalisée et rasterisée dans le cadre du projet CARHY⁹ ;
- les cartes de sols de la Belgique au 1/20000 (IRSIA), disponibles pour tout le territoire belge sous format papier et sous format numérique.

En Région wallonne, une base de données cartographiques et numériques concernant les caractéristiques pédologiques des sols a été constituée récemment¹⁰ : la Carte Numérique des Sols de Wallonie (CNSW). Afin de permettre cette cartographie, une nomenclature particulière a été mise au point. Ainsi, les cartes sont données sous forme de sigles pédologiques selon une notation complexe

⁸ <http://users.skynet.be/the.fly/htm/P%E9dologie/intro.htm>

⁹ « Projet pilote CARHY », Unité d'Hydrologie et d'Hydraulique Agricole (Génie rural), Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques (FUSAGx), Services Fédéraux des Affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles (SSTC) ; Ministère de l'Équipement et des Transports, DG2-Direction Générale des Voies Hydrauliques, D211-Direction des Etudes et Programmes, Services d'Etudes Hydrologiques (SETHY)

¹⁰ Les travaux de levé de la Carte des sols de la Belgique relatifs au territoire wallon, commandés par le gouvernement wallon, ont été confiés pour partie à la FUSAGx. La carte a été levée sur plan cadastral (échelle 1/5000 voire 1/2500) à l'aide de sondages à la tarière effectués jusqu'à une profondeur de 125 cm dans la mesure du possible, selon une maille carrée de 75 m de côté.

permettant de représenter l'ensemble des sols rencontrés sur le territoire wallon. Dans ces cartes pédologiques se trouve tout un ensemble de caractéristiques, comme la nature de la roche-mère pédologique, l'état de drainage naturel ou le type de développement de profil (avec précision éventuelle de certaines variantes de profil).

La description complète des données disponibles et l'explication des sigles pédologiques peut être trouvée dans la Légende de la Carte Numérique des Sols de Wallonie [7].

III.3.2 Les classes texturales

Les sols non organiques sont généralement regroupés en classes texturales en fonction de leur composition en particules plus ou moins fines. De ces classes vont dépendre un certain nombre de propriétés utilisées dans le modèle hydrologique. Les sols sont classés en fonction de la dimension des particules qui les composent. Quatre types de particules sont définis :

- les particules argileuses ($d < 2 \mu\text{m}$) ;
- les particules limoneuses ($2 < d < 50 \mu\text{m}$) ;
- les particules sableuses ($50 < d < 2000 \mu\text{m}$) ;
- les graviers et rochers ($d > 2000 \mu\text{m}$), qui ne sont pas pris en compte pour déterminer la texture.

En fonction de la fraction de chaque type de particules, les sols sont alors classés via des diagrammes triangulaires. Il faut noter qu'il existe plusieurs systèmes de classification. Le plus courant est le système américain proposé par l'USDA¹¹ (Figure III-17).

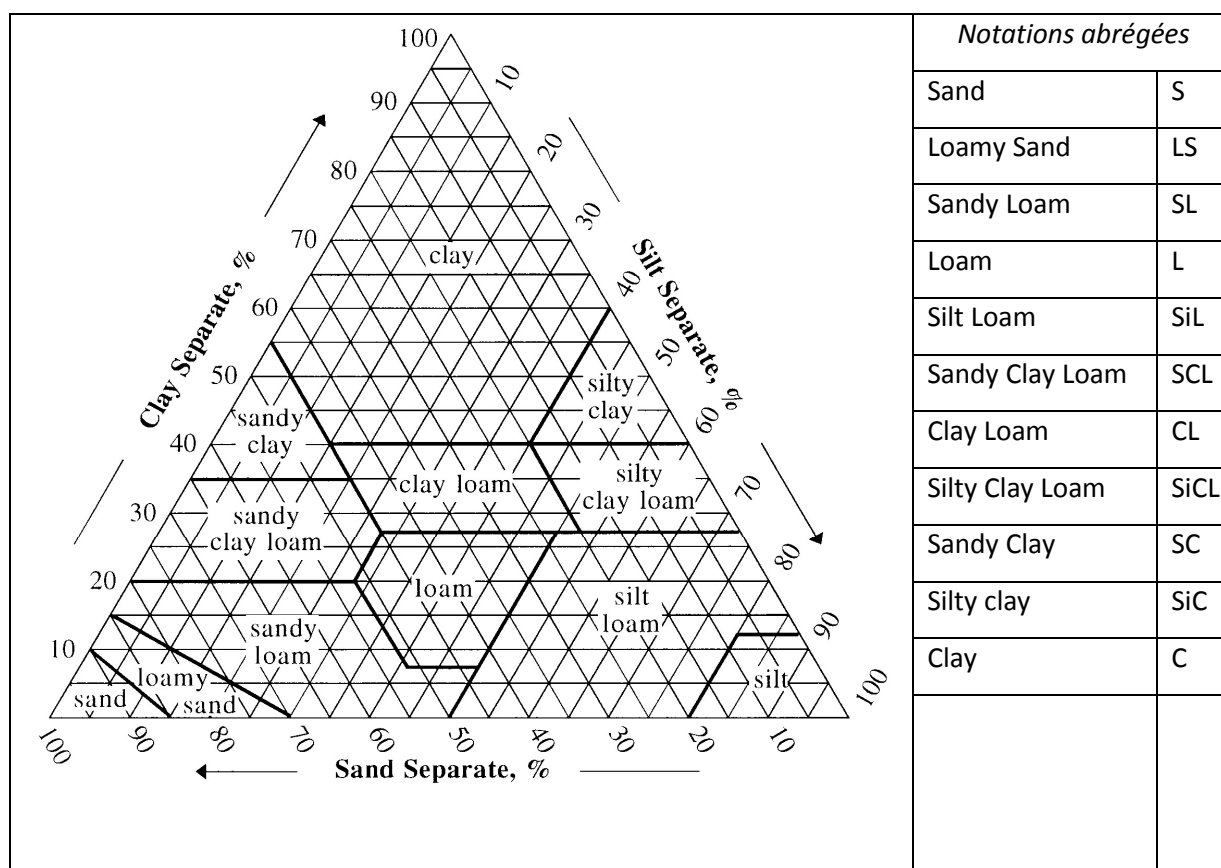


Figure III-17 : Diagramme des classes texturales (système USDA).

Ce diagramme peut également être présenté sous une autre forme, tout à fait équivalente (Figure III-18a). Nous présentons également le système de classification belge utilisé notamment pour la Carte

¹¹ United States Department of Agriculture

Numérique des Sols de Wallonie (voir § III.3), superposée au classement USDA (Figure III-18b et Tableau III-1).

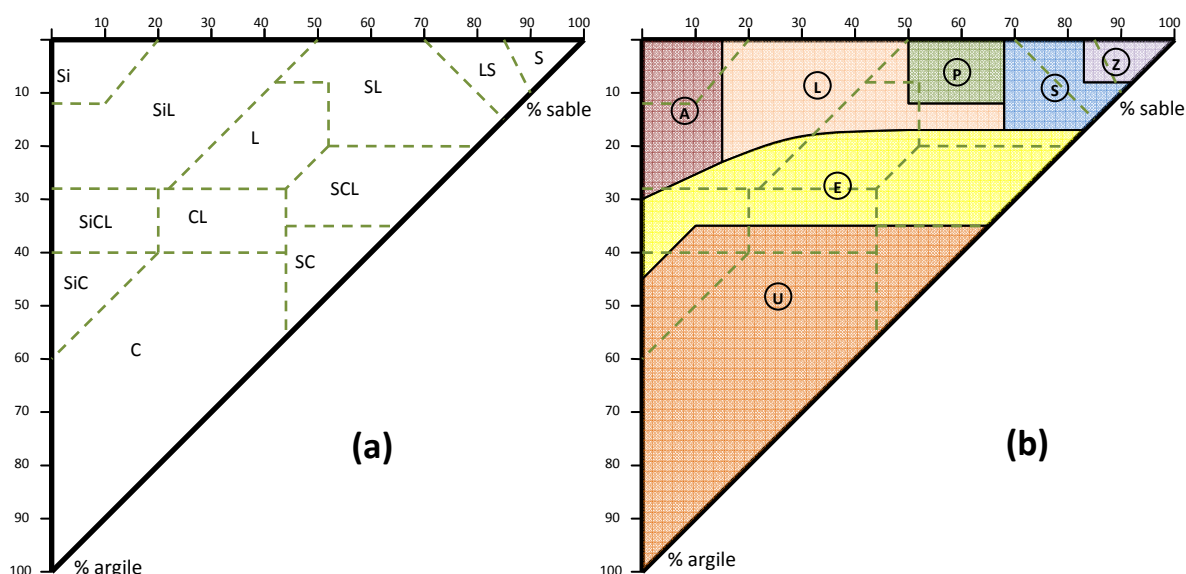


Figure III-18 : Diagramme (2^{ème} version) des classes texturales (système USDA).

Définition des classes [7]	
Sable	Z
Sable limoneux, sable argileux	S
Limon sableux léger	P
Limon sableux, limon sableux lourd	L
Limon léger, limon, limon lourd	A
Argile légère, argile sableuse, argile, argile limoneuse	E
Argile lourde, argile lourde sableuse, argile très lourde	U

Tableau III-1 : Classes de sol de la Carte Numérique des Sols de Wallonie.

Le Tableau III-1 décrit les principaux types de sols apparaissant dans le diagramme textural utilisé dans la Carte numérique des sols de Wallonie (CNSW). De nombreuses informations sont présentes dans les cartes et peuvent être exploitées grâce à la légende complète.

La légende complète [7] permet d’exploiter de nombreuses autres informations présentes dans les cartes pédologiques sur la composition et la structure de ces sols. Les données de la Carte numérique des sols de Wallonie sont donc fournies selon les classes texturales du système belge. Néanmoins, plusieurs études sur les propriétés des sols utilisées dans la suite (voir notamment § III.3.4) sont basées sur le système de l’USDA. Dès lors, il convient de rechercher les données correspondantes dans le système belge.

Lorsqu’il s’agit de données discrètes (par classe), la correspondance peut être établie en attribuant à chaque classe belge la classe USDA la plus représentative, au vu de la comparaison des triangles de textures (Figure III-18b ci-dessus). Dans ce cas, les sols des classes belges héritent des propriétés des sols des classes correspondantes. Une autre possibilité est de prendre une moyenne pondérée (selon la surface de recouvrement) des valeurs correspondant aux classes USDA (voir Tableau III-2).

Recouvrement des classes USDA par les classes du système belges (en %)												
		Classes USDA										
		S	LS	SL	L	SiL/Si	SCL	CL	SiCL	SC	SiC	C
Système belge	Z	70	30									
	S		35	65								
	P			95	5							
	L			15	15	70						
	A					40	60					
	E			8	22	9	34	12	15			
	U							6	3	10	9	72

Tableau III-2 : Correspondance entre les classes USDA et les classes de la CNSW.

Néanmoins, lorsque ces propriétés sont définies de façon continue sur le diagramme de texture (voir par exemple la perméabilité au chapitre III.3.4.1), cette étape n'est plus nécessaire.

III.3.3 Classes de drainage

Outre les informations sur les classes texturales, les cartes pédologiques comprennent des informations sur la qualité du drainage des sols, c'est-à-dire sur leur capacité à évacuer l'eau en surplus. Les classes de drainage sont établies grâce à des observations de terrain sur les phénomènes de réduction et d'oxydo-réduction. Un l'engorgement du sol par l'eau crée des conditions plus ou moins asphyxiques influençant les activités biologiques et augmentant le pouvoir réducteur de l'humus. Certains composés chimiques peuvent ainsi changer d'état et passer par des phases de réduction et d'oxydation. C'est le cas notamment de certains composés du fer et du manganèse dont les changements de couleur sont importants en fonction de leur état, et qui provoquent donc l'apparition de taches colorées dans le sol

Dans le cas d'un engorgement permanent (nappe au niveau du sol), seule la réduction a lieu dans le sol (gley). Si l'engorgement est temporaire (nappe suspendue ou battement d'une nappe permanente), il y a une alternance entre les phénomènes de réduction et d'oxydation (pseudo-gley).

Les classes de drainage sont choisies en fonction de la profondeur d'apparition des phénomènes d'oxydo-réduction (pseudo-gley) ou de réduction (gley), selon le classement donné dans l'annexe XII.5.

III.3.4 Extraction des propriétés physiques

Afin d'alimenter le modèle hydrologique, toute une série de paramètres, tels que la perméabilité du sol ou le coefficient de frottement, doit être extraite à partir des données disponibles. Dans ce chapitre, nous proposons d'aborder plus en détail les méthodes permettant d'extraire les propriétés physiques du sol en fonction de leur texture.

III.3.4.1 Fonctions de pédotransfert

Les nombreuses mesures menées par Rawls et Brakensiek ont abouti à l'élaboration de fonctions de pédotransfert permettant d'extraire diverses propriétés physiques en fonction de la texture des sols [144]. Le Tableau III-3 donne les valeurs moyennes obtenues en fonction des différentes classes texturales, ainsi que les valeurs de la déviation standard autour de la moyenne.

CHAPITRE III : DONNÉES hydrologiques

Texture class	Sample size	Total porosity (θ)	Residual water content (θ _r)	Effective porosity (θ _e)	Bubbling pressure (h _b)		Pore size distribution (λ)		Water retained at 0.33 bar suction	Water retained at 15 bar suction	Saturated hydraulic conductivity [‡]
		cm ³ /cm ³	cm ³ /cm ³	cm ³ /cm ³	Arithmetic cm	Geometric [†] cm	Arithmetic	Geometric	cm ³ /cm ²	cm ³ /cm ²	(K _s) cm/h
Sand	762	0.437* (.374-.500)	0.020 (.001-.039)	0.417 (.354-.480)	15.98 (.24-31.72)	7.26 (1.36-38.74)	0.694 (.298-1.090)	0.592 (.334-1.051)	0.091 (.018-.164)	0.033 (.007-.059)	21.00
Loamy sand	338	.437 (.368-.506)	.035 (.003-.067)	.401 (.329-.473)	20.58 (-4.04-45.20)	8.69 (1.80-41.85)	.553 (.234-.872)	.474 (.271-.827)	.125 (.060-.190)	.055 (.019-.091)	6.11
Sandy loam	666	.453 (.351-.555)	.041 (-.024-.106)	.412 (.283-.541)	30.20 (-3.61-64.01)	14.66 (3.45-62.24)	.378 (.140-.616)	.322 (.186-.558)	.207 (.126-.288)	.095 (.031-.159)	2.59
Loam	383	.463 (.375-.551)	.027 (-.020-.074)	.434 (.334-.534)	40.12 (-20.07-100.3)	11.15 (1.63-76.40)	.252 (.086-.418)	.220 (.137-.355)	.270 (.195-.345)	.117 (.069-.165)	.68
Silt loam	1206	.501 (.420-.582)	.015 (-.028-.058)	.486 (.394-.578)	50.87 (-7.68-109.4)	20.76 (3.58-120.4)	.234 (.105-.363)	.211 (.136-.326)	.330 (.258-.402)	.133 (.078-.188)	1.32
Sandy clay loam	498	.398 (.332-.464)	.068 (-.001-.137)	.330 (.235-.425)	59.41 (-4.62-123.4)	28.08 (5.57-141.5)	.319 (.079-.559)	.250 (.125-.502)	.255 (.186-.324)	.148 (.085-.211)	.43
Clay loam	366	.464 (.409-.519)	.075 (-.024-.174)	.390 (.279-.501)	56.43 (-11.44-124.3)	25.89 (5.80-115.7)	.242 (.070-.414)	.194 (.100-.377)	.318 (.250-.386)	.197 (.115-.279)	.23
Silty clay loam	689	.471 (.418-.524)	.040 (-.038-.118)	.432 (.347-.517)	70.33 (-3.26-143.9)	32.56 (6.68-158.7)	.177 (.039-.315)	.151 (.090-.253)	.366 (.304-.428)	.208 (.128-.278)	.15
Sandy clay	45	.430 (.370-.490)	.109 (.013-.205)	.321 (.207-.435)	79.48 (-20.15-179.1)	29.17 (4.96-171.6)	.223 (.048-.398)	.168 (.078-.364)	.339 (.245-.433)	.239 (.162-.316)	.12
Silty clay	127	.479 (.425-.533)	.056 (-.024-.136)	.423 (.334-.512)	76.54 (-6.47-159.6)	34.19 (7.04-166.2)	.150 (.040-.260)	.127 (.074-.219)	.387 (.332-.442)	.250 (.193-.307)	.09
Clay	291	.475 (.427-.523)	.090 (-.015-.195)	.385 (.269-.501)	85.60 (-4.92-176.1)	37.30 (7.43-187.2)	.165 (.037-.293)	.131 (.068-.253)	.396 (.326-.466)	.272 (.208-.336)	.06

* First line is the mean value

Second line is ± one standard deviation about the mean

† Antilog of the log mean

‡ Obtained from Figure 2

Tableau III-3 : Fonctions de pédotransfert pour les classes de sol de l'USDA, d'après Rawls et Brakensiek [144; 113]

Le Tableau III-3 fait notamment apparaître des valeurs caractéristiques des sols : la *capacité au champ*, qui correspond à l'eau retenue dans le sol sous une succion de 0,33 bar et le *point de flétrissement*, qui correspond à l'eau retenue dans le sol sous une succion de 15 bar.

La Figure III-19 représente la perméabilité du sol en fonction de sa composition (fractions de sables, limons et argiles). Elle permet d'obtenir des valeurs de manière plus précise que par l'utilisation de classes englobant des sols de perméabilités parfois fort différentes. Il apparaît d'ailleurs clairement dans ce schéma que les bornes de variation au sein d'une même classe sont extrêmement étendues, ce qui laisse présager des difficultés à évaluer a priori les propriétés d'un sol.

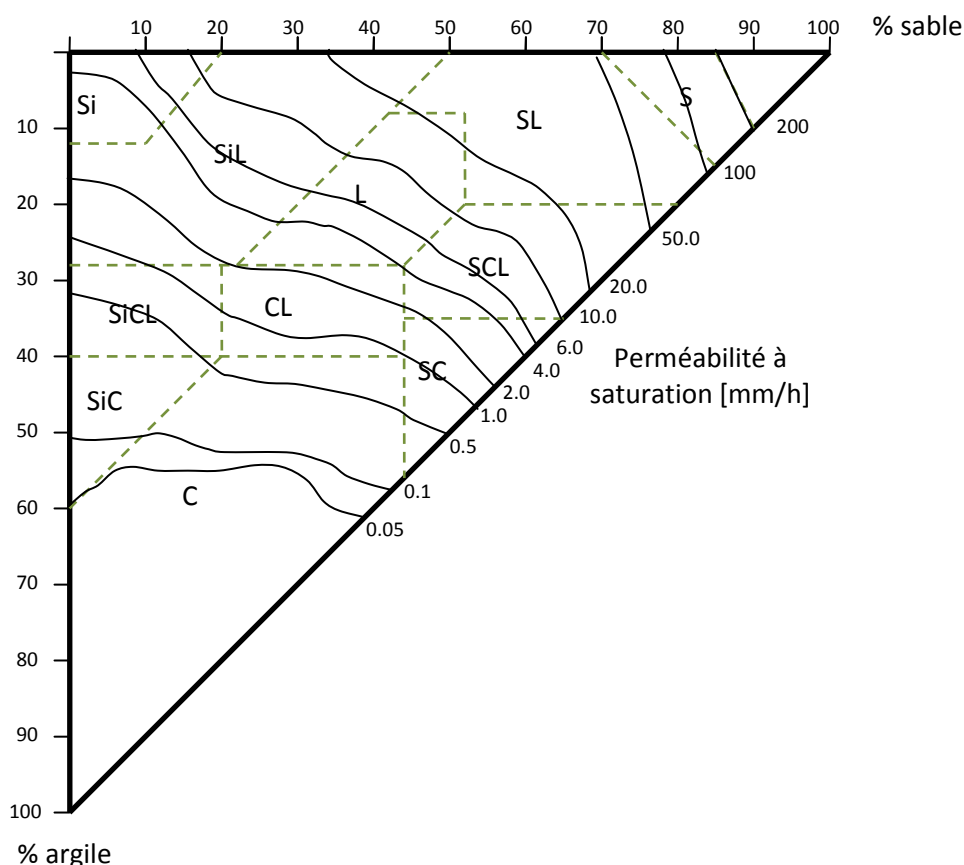


Figure III-19 : Diagramme des perméabilités en fonction de la composition texturale du sol, d'après Rawls et Brakensiek [144]

D'autres propriétés sont également fournies par Rawls et Brakensiek sous la forme de triangles texturaux. Il s'agit de

- la porosité ;
- la fraction d'eau résiduelle (selon l'équation de Brooks-Corey) ;
- la « bubbling pressure » (selon l'équation de Brooks-Corey) ;
- l'index de distribution des tailles de pores, λ (selon l'équation de Brooks-Corey).

L'ensemble de ces triangles texturaux sont repris dans l'annexe XII.6.

D'autres fonctions de pédotransfert, plus spécifiquement conçues pour le calcul de l'infiltration, sont également présentées dans le chapitre V.5.6.

III.3.4.2 Classes de drainage et perméabilité

Il apparaît clairement au vu des fonctions de pédotransfert (§ III.3.4.1) que pour une même classe texturale, la gamme de variation de la perméabilité du sol est extrêmement étendue (parfois sur plusieurs ordres de grandeur). Dès lors, la seule connaissance de la classe texturale (§ III.3.2) laisse une incertitude importante sur la valeur de perméabilité à adopter. En outre, d'autres caractéristiques de la pédologie locale peuvent influencer la perméabilité du sol. Ainsi, par exemple, la présence d'une couche de nature moins perméable en profondeur peut diminuer la percolation de l'eau vers les nappes. Afin de pallier partiellement à ce problème, nous proposons d'exploiter d'autres informations pédologiques présentes dans les cartes.

Deux caractéristiques pédologiques, présentes dans les cartes (§ III.3), ont retenu notre attention : la *classe de drainage* du sol et la *présence d'un substrat de nature différente des matériaux retrouvés par-dessus* (cette couche peut avoir une perméabilité fort différente).

La classe de drainage semble l'information la plus pertinente pour faciliter le choix d'une perméabilité représentative du sol. En effet, elle donne une image de la facilité avec laquelle le sol va pouvoir évacuer l'eau, et prend donc en compte à la fois la perméabilité du sol et la présence de couches moins perméables sous-jacentes. Afin de choisir de quelle manière nous allons faire intervenir la classe de drainage dans le choix de la perméabilité effective, nous proposons de suivre les principes suivants :

- pour chaque type de sol, nous pouvons attribuer une classe de drainage correspondant à des « propriétés moyennes » de ce type de sol ;
- si le drainage est plus important que celui de la classe de référence, la perméabilité effective du sol est plus importante que la « perméabilité moyenne » de ce type de sol.

En outre, nous posons l'hypothèse que les perméabilités d'un même type de sol pour des classes de drainages successives (a et b par exemple) sont dans un rapport de 2:1. Ce choix permet de conserver les valeurs de perméabilité à l'intérieur des marges de variabilité pour un type de sol donné lorsque les classes de drainage sont voisines de la classe de référence. La Figure III-20 illustre cet effet. Dans cette figure, un point particulier a été choisi pour représenter la combinaison du type de sol avec la classe de drainage, mais en réalité, cela correspondrait plutôt à un ensemble de points équiperméables (représentés à titre d'exemple par les lignes en pointillés pour les sols limoneux – classe A).

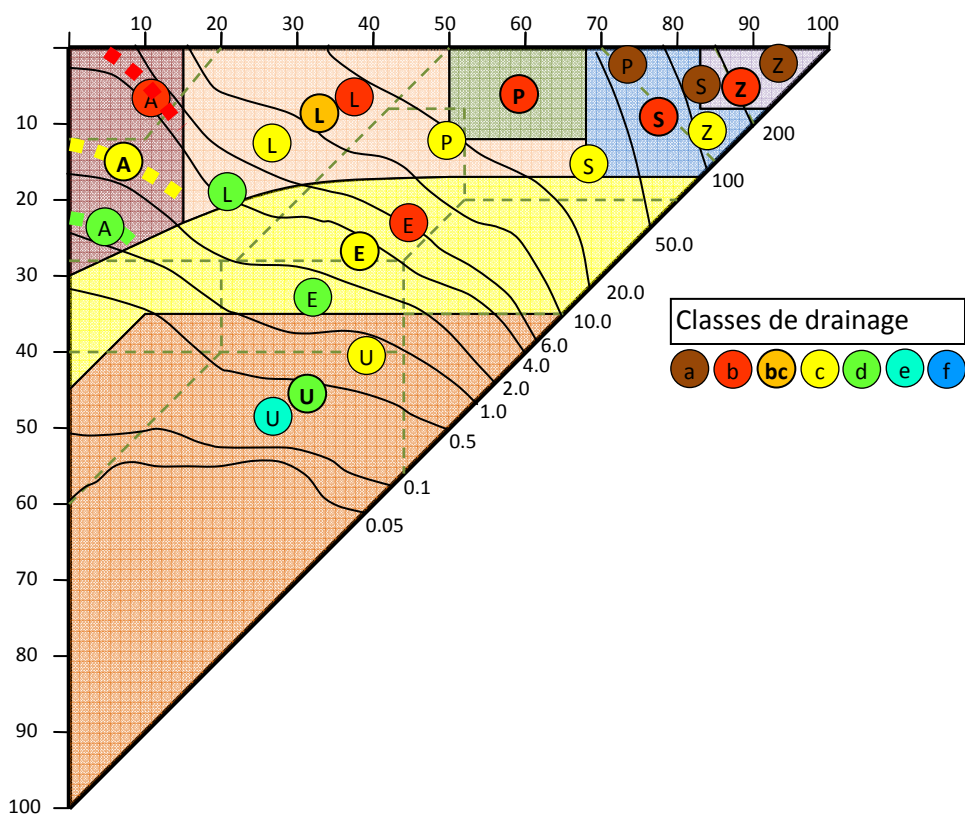


Figure III-20 : Affinement de la composition texturale grâce aux classes de drainage.

Il peut arriver que la classe de drainage soit bien plus éloignée de la classe de référence. Cela peut être le cas par exemple lorsqu'une couche de faible perméabilité est présente en profondeur. Dans un tel cas, il n'est pas étonnant de se retrouver avec des perméabilités en-dehors des bornes de variabilités d'un type de sol, puisqu'elles sont alors représentatives non pas du sol uniquement mais également de l'effet des couches plus profondes.

La Figure III-21 montre, pour les différents types de sols définis au § III.3.2 (cf. Tableau III-1), la perméabilité attribuée au sol en fonction de la classe de drainage. La classe de drainage entourée en gras représente la classe de référence.

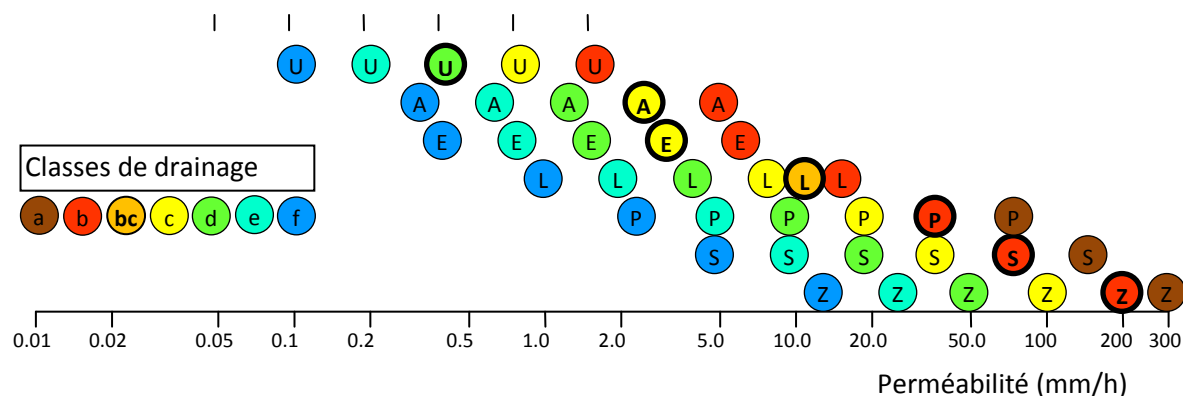


Figure III-21 : Perméabilité des sols en fonction de la classe de drainage.

Deux possibilités permettent d'expliquer une classe de drainage moins efficace pour un sol :

- ce sol est lui-même moins perméable ;
- le sol repose sur une couche moins perméable.

Etant donné qu'il n'est pas toujours possible de faire la distinction entre ces deux cas, nous optons pour un traitement unique (diminution de la perméabilité du sol en surface), mais dont l'interprétation sera différente selon la situation. Dans le 2^{ème} cas, le choix d'une perméabilité moins importante pour la couche de sol supérieure ne constitue plus une représentation de cette seule couche, mais doit plutôt être interprété comme l'utilisation d'une « perméabilité équivalente » représentative à la fois de la première couche de sol et des couches sous-jacentes moins perméables. Une représentation séparée des deux couches reste néanmoins possible à condition d'utiliser un modèle décrivant explicitement les différentes couches de sol.

L'utilisation des classes de drainage permet donc de raffiner l'interprétation des données de texture de sol afin de permettre une estimation plus adaptée des propriétés physiques des sols.

III.4 Sections de rivières

Les sections de rivières sont des données importantes pour la propagation des apports hydrologiques dans le réseau 1D, puisqu'elles permettent de définir la forme de la rivière et les relations entre hauteur, volume et section de passage.

Dans le cadre du modèle hydrodynamique de propagation en rivière (voir § VII.1), les données de section sont converties en relations tabulées donnant la section et le périmètre mouillé en fonction de la hauteur. A chaque maille de calcul doit alors être attribué une section. Lorsque des sections réelles proviennent de levés in situ, plusieurs possibilités sont possibles pour les faire correspondre avec les mailles de calcul :

- les mailles sont définies pour que leurs limites correspondent aux endroits exacts des sections transversales. Dans ce cas cependant, il la taille de maille doit être variable et dépendra de l'espacement entre les levés de sections ;
- le maillage est fixé (par exemple avec un pas spatial constant), et dans ce cas les sections réelles sont soit interpolées sur les emplacements des autres mailles, soit simplement décalée sur la section la plus proche (à condition que celle-ci soit assez proche pour être représentée adéquatement par l'autre section).

Bien que les sections transversales soient parfois disponibles directement sous format adéquat, il arrive qu'il soit nécessaire de générer ces informations sur base d'autres levés (par exemple via l'interpolation de points de levés situés en-dehors de la section transversale). Les traitements à effectuer sont tout à fait dépendant de l'étude réalisée et des données disponibles, et doivent être envisagés au cas par cas. Les applications présentées aux chapitres VIII, IX et X montrent des exemples de pré-traitement des données de section de manière à les inclure dans la modélisation hydrodynamique.

Outre les sections de rivière, les données nécessaires à la préparation des simulations 1D comprennent la liste des ouvrages présents.

III.5 Réseau d'égouttage

Les Plans d'Assainissement par Sous-bassin Hydrographiques - PASH - délimitent et définissent pour toute zone urbanisable aux plans de secteurs, le régime d'assainissement en vigueur, parmi les trois régimes spécifiés au Règlement général d'assainissement (RGA) :

- le régime d'assainissement collectif ;
- le régime d'assainissement autonome ;
- le régime d'assainissement transitoire.

Le Gouvernement y a chargé la SPGE de l'élaboration des Plans d'assainissement par sous-bassin hydrographique et de ses révisions. Quinze PASH couvrent le territoire wallon; ils correspondent aux quinze sous-bassins hydrographiques définis en Région wallonne qui se répartissent au sein de quatre districts hydrographiques (bassins fluviaux).

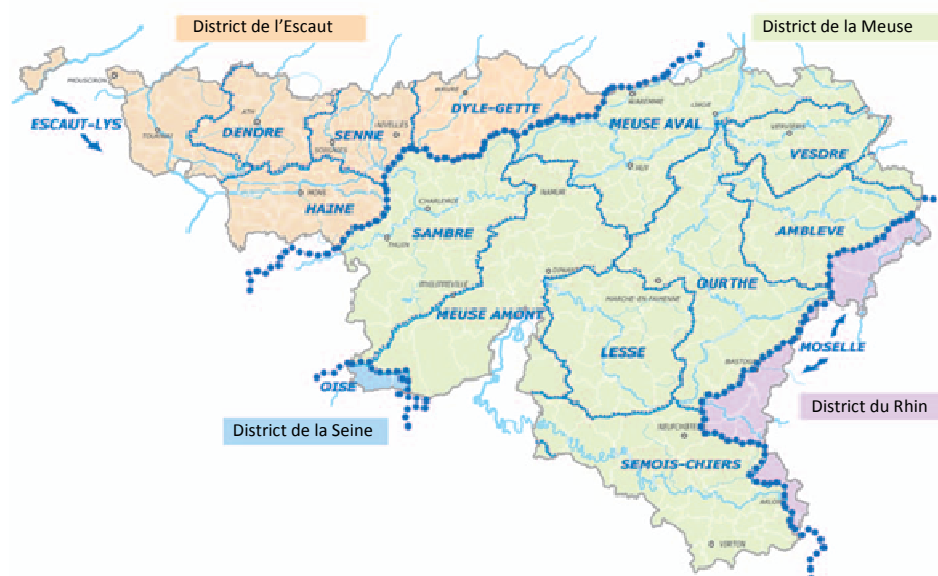


Figure III-22 : Les 15 PASH en Région wallonne. Source : SPGE [167].

Les cartes, disponibles sous format vectoriel, reprennent de nombreuses informations liées aux PASH. Nous reprenons ici les données strictement liées aux zones égouttées et au réseau égouttage, puisque ce sont celles-ci qui sont utilisées dans le cadre du modèle hydrologique (voir chapitre VIII.5).

A. Zonage

Les données de zonage comprennent, pour toute zone urbanisée ou destinée à l'urbanisation, le régime d'assainissement (voir Figure III-23). Elles permettent donc de connaître les zones reliées à un réseau d'égouttage.

B. Ouvrages d'assainissement

Les informations liées aux réseaux d'assainissement, comprennent le réseau de collecte (collecteurs) et d'égouttage, et aux ouvrages d'assainissement (stations de pompage, stations d'épuration). Elles

peuvent évoluer assez rapidement dans le temps en fonction de l'état d'avancement de divers projets. Il convient donc d'utiliser ces informations avec prudence.

Notons que lorsqu'un réseau d'égouttage efficace existe pour des habitations situées hors zone destinée à l'urbanisation (par défaut en assainissement autonome) et qu'il est connecté à une agglomération collective, les habitations qu'il dessert sont soumises au régime d'assainissement collectif.

Les PASH constituent donc une base de données importante, couvrant l'ensemble de la Région wallonne, qui pourra donc être exploitée dans le modèle hydrologique.

III.6 Conclusions

En hydrologie, les données disponibles pour les études constituent un point critique pour le développement du système de modélisation, car elles conditionnent directement les possibilités de celui-ci. Il est inutile de mettre au point un modèle détaillé de représentation des écoulements dans le sol si une description suffisamment précise des propriétés de ce dernier ne sont pas accessibles.

Ce chapitre a permis de présenter les données principales généralement disponibles sur les bassins belges, telles que le modèle numérique de terrain (MNT), les cartes d'occupation du sol, le réseau d'égouttage et les cartes pédologiques. La liste des données présentées n'est évidemment pas exhaustive, et des données spécifiques supplémentaires sont souvent fournies dans les différentes études.

Pour chaque type de données, les formes les plus courantes ont été présentées et comparées. Dans les modèles numériques de terrain, les sources existantes ont des niveaux de précision très variables, et les zones couvertes peuvent être très différentes, ce qui suggère d'utiliser une combinaison des différentes sources afin d'exploiter au mieux ces données. Au niveau des occupations de sol, il existe aussi bien des cartes à très grande échelle mais peu précises (cartes européennes) que des cartes extrêmement précises, détaillant même individuellement les bâtiments. Un des problèmes est la non uniformité des classes d'occupation de sol selon les différentes sources. Le classement à 5 niveaux des Cartes

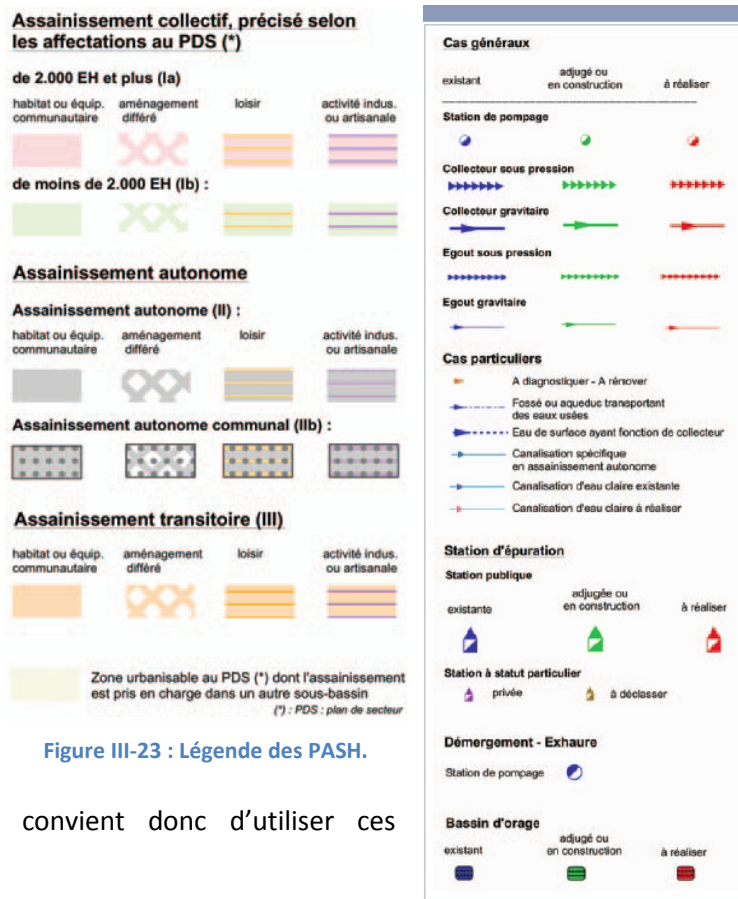


Figure III-23 : Légende des PASH.

d'occupation du sol de Wallonie (COSW, chapitre III.2.4) a été identifié comme le plus porteur dans le futur, et des tableaux de conversion entre ces systèmes de classes ont été proposés. Au niveau des cartes pédologiques, la Carte numérique des sols de Wallonie (CNSW)(chapitre III.3.1) est la référence en la matière. Afin d'exploiter ces données dans le cadre du modèle hydrologique physiquement basé, des fonctions de pédotransfert, permettant d'estimer les propriétés physiques des sols en fonction de leur texture, ont été décrites. Des suggestions ont notamment été posées pour prendre compte la classe de drainage des sols (chapitre III.3.3) dans l'estimation de leur perméabilité (chapitre III.3.4.2).

IV MODELISATION DES DIFFERENTES COUCHES

Sur base de l'organigramme général établi au chapitre II.4.3, chaque couche va être décrite, notamment par rapport à la manière dont l'eau est stockée dans la couche, et la représentation de cet état dans le modèle. La première couche abordée est la couche de surface, avec une attention particulière sur les effets de macrorugosité (Stockage dans les dépressions du terrain, relations Hauteur-Volume-Section...).

Avant d'aborder les couches de sol, un chapitre est consacré à introduire les notions d'écoulement dans les sols saturés et non saturés, préalable nécessaire à la description des couches de sols modélisées. S'ensuit alors une description plus détaillée de la représentation de la couche hypodermique, pour finir avec une description de la couche profonde.

IV.1 Couche de surface

La couche de surface est la seule apparente pour toute personne observant un bassin versant. Dès le premier coup d'œil, il est clair que cette couche est loin d'être homogène. A toutes les échelles, la surface présente des irrégularités. Depuis la succession de cailloux, mottes de terres, sillons dans les cultures, arbres, végétations en tous genre, jusqu'aux reliefs entrecoupés par des ruisseaux, rivières, routes, étendues d'eau, falaises, en passant par la présence de buttes, fossés, bâtiments et ouvrages anthropiques, la surface du sol revêt un aspect fortement irrégulier.

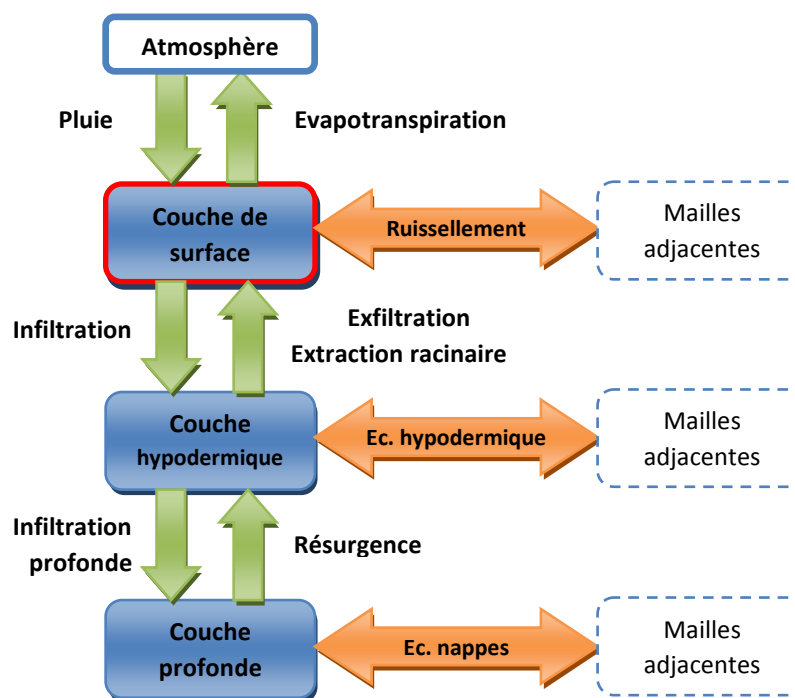


Figure IV-1 : La couche de surface dans l'organigramme général.

Bien que plusieurs modélisations de l'écoulement de surface existent, le choix d'une modélisation physiquement basée nécessite de se pencher en détail sur la représentation du terrain en surface. La macrorugosité de surface est donc abordée, afin de voir dans quelle mesure la microtopographie réelle du terrain va pouvoir être prise en compte dans le modèle. Ensuite, nous proposons différentes relations Hauteur-Section et Hauteur-Volume permettant de représenter l'effet de la macrorugosité sur le stockage de l'eau en surface (mailles partiellement inondées). Nous abordons ensuite la problématique des zones de dépressions, qui engendrent une accumulation de l'eau sans lui permettre de ruisseller, et des relations de transfert sont établies afin de quantifier les échanges entre les dépressions et les zones d'écoulement.

IV.1.1 Les différentes modélisations de la couche de surface

Il faut d'abord noter que l'écoulement de surface n'est pas toujours spécifiquement modélisé. Le transfert des apports depuis leur lieu de production sur le bassin versant est parfois réalisé par des approches extrêmement simples consistant par exemple à transférer directement les apports vers l'exutoire, avec un déphasage dépendant de la distance entre la source et l'exutoire.

Dans la plupart des modèles hydrologiques spatialement distribués, les écoulements hydrologiques sur le bassin sont modélisés explicitement. L'approche la plus courante, qui découle directement du choix de la taille de maille, consiste à considérer une surface totalement plane, sur laquelle est calculée une épaisseur de lame d'eau moyenne. Dans cette représentation, tous les phénomènes perturbant l'écoulement de surface et se déroulant à une échelle inférieure à la taille de maille sont globalisés dans un terme général de frottement.

IV.1.2 La macrorugosité

Autant les lacs et autres dépressions de grande ampleur peuvent être aisément représentés par le Modèle Numérique de Terrain (MNT), autant les petites dépressions ne peuvent être intégrées de cette manière.

En réalité, nous pouvons distinguer plusieurs types de rugosités en fonction de leurs échelles spatiales caractéristiques :

- les rigoles ou ruisselets canalisent l'écoulement. Dans le modèle, ils sont pris en compte grâce à l'utilisation de lois de frottement adaptées (voir § VI.1) ;
- la rugosité périodique, comme par exemple celle des sillons utilisés dans certaines pratiques culturales. Cette rugosité peut provoquer une anisotropie du frottement et influencer les directions d'écoulement ;
- la rugosité aléatoire correspond à toutes les petites dépressions du terrain (mottes de terre, irrégularités de la surface... Lors des pluies, l'eau s'accumule dans ces dépression avant de pouvoir s'écouler vers l'exutoire (voir § IV.1.7).

IV.1.3 Les modes de représentations de l'eau en surface

Sur base de cette description de la macrorugosité, nous allons identifier plusieurs manières d'envisager l'écoulement de surface au niveau du modèle hydrologique.

IV.1.3.1 Surface plane et lois de frottement

La première méthode est celle la plus souvent rencontrée en pratique. Chaque maille est considérée plane, et le ruissellement est considéré comme un écoulement en fine lame. L'effet de la rugosité du terrain est dans ce cas uniquement pris en compte au niveau de l'écoulement par l'utilisation de lois de frottement adaptées, permettant un calcul direct des débits ruisselés (voir § IV.1.3.1).

Il résulte de cette approximation plusieurs effets sur la modélisation de l'eau en surface :

- la hauteur d'eau calculée est une hauteur d'eau moyenne. Elle n'est donc pas représentative des hauteurs d'eau réelles que l'on peut constater sur le terrain ;
- l'ensemble de la surface de la maille est couverte par la pellicule d'eau. Or, l'infiltration de l'eau dans le sol est en réalité liée à la surface immergée ;
- les effets d'immobilisation de l'eau dans les dépressions ne sont pas pris en compte, et toute l'eau de la maille participe à l'écoulement.

Il est néanmoins possible d'intégrer un effet de stockage en utilisant pour le calcul du ruissellement une loi donnant un débit nul en-dessous d'une certaine valeur (voir § IV.1.4).

IV.1.3.2 Relation Hauteur-Volume dans la couche de surface

Cette manière d'envisager la rugosité de surface consiste à utiliser des relations Hauteur-Volume pour le calcul de l'altitude de surface libre. L'eau n'est plus considérée comme étant répartie uniformément sur l'ensemble de la surface, mais comme suivant une relation dépendante de la macrorugosité du terrain. Cela permet d'obtenir des hauteurs d'eau plus réalistes, ainsi que la surface libre réelle de l'eau (voir § IV.1.5.4).

Diverses relations Hauteur-Volume sont proposées plus loin. Il est intéressant de noter que de telles relations entre la hauteur et le volume d'eau peuvent constituer un tout cohérent avec une loi de frottement adaptée. Ainsi, par exemple, le modèle de Dubois [47] (voir § VI.1.2.4) a été établi sur base de l'étude d'un écoulement dans une macrorugosité artificielle générée à partir de sphères disposées sur un plan. Dans ce cas, il existe une dépendance entre les lois de frottement établies et les relations Hauteur-Volume liées à la géométrie du milieu.

IV.1.3.3 Découplage des zones de dépression et de l'écoulement

Dans les méthodes précédentes, l'eau immobilisée sur le sol et l'eau participant à l'écoulement ne sont pas différenciées. Or, dans la réalité, ce n'est pas le cas : une partie de l'eau se trouve dans des dépressions qui ne sont pas reliées à l'écoulement. Celui-ci peut exister alors que ces dépressions sont vides ou, inversement, ces dépressions peuvent être remplies sans pour autant qu'un écoulement existe. Afin de pouvoir représenter ce découplage dans le modèle, il est nécessaire d'utiliser deux réservoirs distincts : le premier, représentatif des dépressions ne participant pas à l'écoulement, et le second, utilisé pour le calcul du ruissellement, des transferts entre les réservoirs restant bien entendu tout à fait possibles.

Le réservoir additionnel (« depression storage ») ainsi que le transfert vers le réservoir d'écoulement sont étudiés plus en détail au § IV.1.7. Il est à noter que le réservoir utilisé pour l'écoulement peut toujours être modélisé de différentes façons. En particulier, il est toujours possible d'utiliser des relations Hauteur-Volume pour la zone d'écoulement, indépendamment de la manière dont le réservoir de stockage additionnel est modélisé.

IV.1.3.4 Ecoulement en ruisselets

La plupart des terrains sur lesquels apparaît du ruissellement ne contiennent pas uniquement une microtopographie irrégulière, mais également des ruisselets. Au fur et à mesure de son trajet vers la rivière, l'eau converge de plus en plus, créant des écoulements de plus en plus concentrés. L'importance de ces ruisselets sur la dynamique de l'écoulement a été observée expérimentalement *in situ* et dans des études en laboratoire [48]. Tayfur et Kavvas ont étudié l'écoulement combiné des zones de ruisselets (« rill ») et des zones inter-ruisselets (« interill »). Ils en ont déduit que, lorsque l'écoulement en ruisselet coexiste avec l'écoulement diffus sur le reste du terrain, le premier est largement dominant et transporte l'essentiel du débit [170; 68], ce qui est en accord avec d'autres observations sur des bassins expérimentaux [68].

L'écoulement en ruisselets semble donc un mode de transport prépondérant en hydrologie. Cependant, à l'échelle spatiale de notre modèle (mailles de plusieurs dizaines de mètres), les mailles recouvrent un ensemble de multiples petits ruisselets, dont l'espacement est de l'ordre du mètre [64]. Il est alors nécessaire d'utiliser des valeurs moyennes sur la maille. Govindaraju et Kavvas [68] ont montré qu'une telle moyenne peut être utilisée à partir d'une longueur ergodique caractéristique d'environ 4 à 10m.

Etant donné son importance, ce mode d'écoulement sera pris en compte dans les développements des relations Hauteur-Section (chapitre IV.1.4) et Hauteur-Volume (chapitre IV.1.5), et du calcul des débits en macrorugosité.

IV.1.4 Relations Hauteur-Section

Une partie de l'eau de surface va s'écouler d'une maille à l'autre. Ce débit résulte du produit entre la vitesse de l'écoulement et de la section de passage pour ce même écoulement. Nous envisageons ici la manière de calculer cette section de passage. La vitesse d'écoulement sera abordée plus loin.

Dans les modèles qui font l'hypothèse d'une lame fluide uniforme sur toute la maille de calcul, la section de passage correspond logiquement à l'entièreté de la largeur de la maille. Ce n'est bien sûr plus le cas dans un modèle plus réaliste où une topographie non uniforme à l'intérieure de la maille est prise en compte. Lorsque l'eau atteint une hauteur suffisante pour passer au-dessus des mottes de terre et des micro-dépressions du terrain, l'eau peut commencer à s'écouler. L'eau se regroupe alors pour s'accumuler dans des dépressions du terrain plus de, plus grandes dimensions (flaques, voire poches d'eau plus importantes). A nouveau, l'eau va pouvoir s'écouler lorsqu'elle aura atteint une hauteur suffisante pour passer au-delà de ces dépressions. A partir de ce moment, l'eau peut s'écouler de maille

en maille. Pour un terrain qui ne contiendrait pas de dépressions capables de permettre une accumulation de l'eau (terrain plat), ce seuil de hauteur tendrait vers une hauteur nulle.

A deux dimensions, la hauteur minimale permettant l'écoulement peut être potentiellement différente selon la direction envisagée (anisotropie de la rugosité de surface). Ainsi, prenons par exemple un terrain avec des sillons (Figure IV-2). La hauteur minimale pour permettre un écoulement dans le sens des sillons pourrait être nulle, tandis qu'elle serait égale à l'amplitude des sillons pour un écoulement transversal. Cette hauteur minimale est donc une propriété directionnelle.

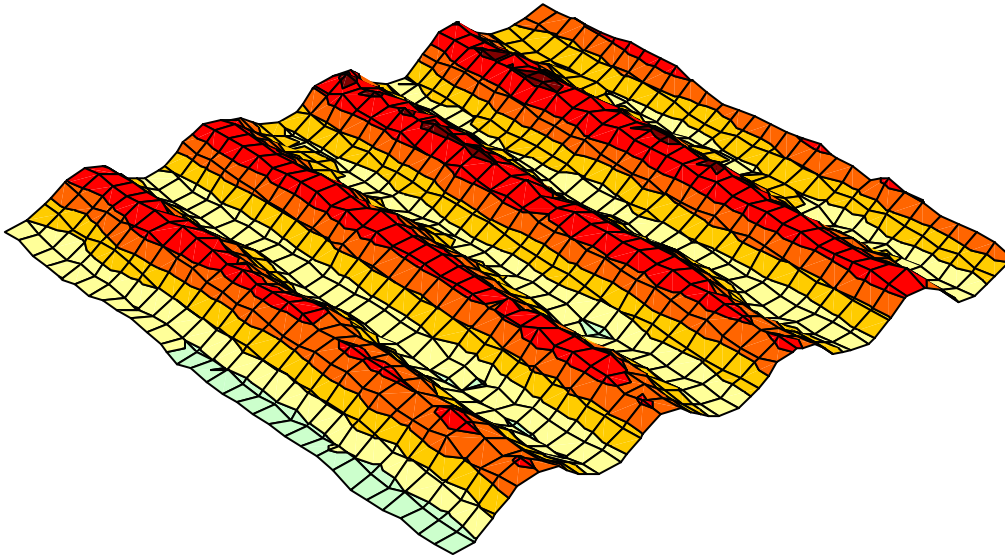


Figure IV-2 : Terrain avec sillons.

Afin de prendre en compte le seuil de hauteur, plusieurs solutions peuvent être utilisées. Une première méthode consiste simplement à utiliser une relation Hauteur-Section qui rend une section de passage nulle pour $h < h_{min}$. Une autre solution serait d'utiliser la hauteur relative $h' = h - h_{min}$ dans les lois de frottement, puisque celles-ci rendent une vitesse d'écoulement nulle pour $h' \leq 0$.

Lorsque l'eau commence à s'écouler, seule une fraction de la largeur de la maille permet son passage. L'exemple suivant (Figure IV-3) illustre bien le problème. Il s'agit en fait d'un terrain dont les aspérités ont été générées aléatoirement. La figure de gauche montre la topographie du terrain tandis que celle de droite montre l'écoulement sur ce terrain (celui-ci est alimenté en eau par le dessus).

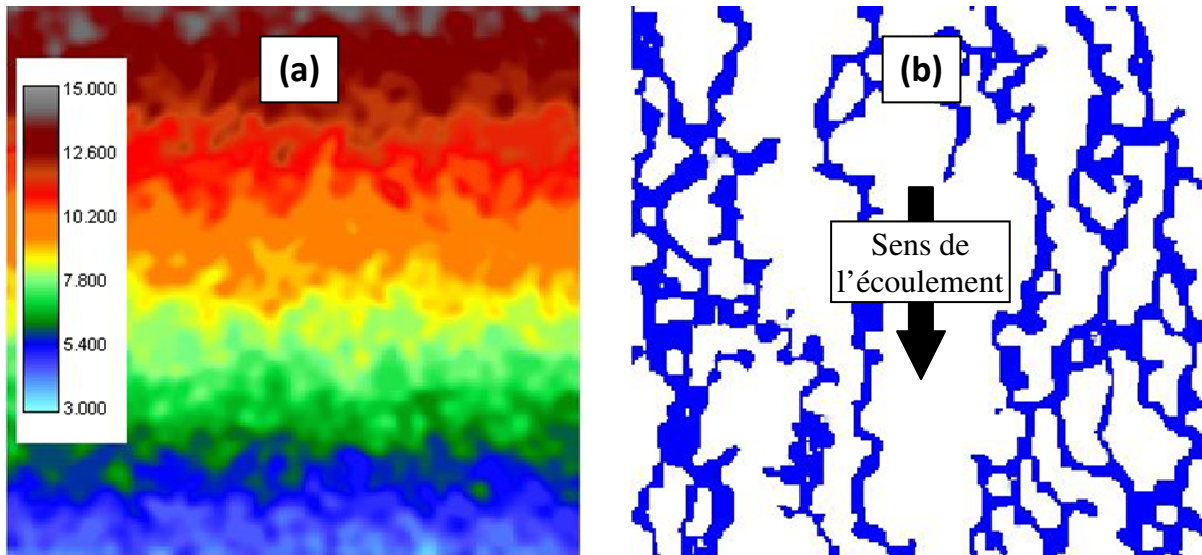


Figure IV-3 : Exemple d'écoulement sur un terrain avec macro-rugosité générée aléatoirement. (a) Topographie. (b) écoulement correspondant.

Il apparaît clairement que l'écoulement généré n'a lieu que sur une fraction de la maille, et la section de passage est nettement inférieure à la largeur totale de l'écoulement. Comment déterminer la section de passage ? Comme pour les relations Hauteur-Volume, nous devons distinguer deux cas :

- à une échelle relativement petite (de l'ordre de grandeur de mottes et cailloux), la section de passage ne peut être déterminée sur base de la micro-topographie réelle. L'effet de celle-ci peut par contre être intégré de façon globale dans la loi de frottement. En effet, les formulations d'écoulement en macro-rugosité (voir chapitre VI.1.2.4) fournissent une vitesse d'écoulement moyenne prenant en compte directement cette micro-topographie ;
- à une échelle plus grande, il est par contre nécessaire de tenir compte explicitement des aspérités du terrain.

Nous proposons dans les chapitres qui suivent différentes méthodes pour prendre en compte ces effets de micro-reliefs dans le modèle

IV.1.4.1 Caractérisation de la surface

Dans une maille plane sur laquelle est réparti uniformément un mince filet d'eau, la hauteur de l'eau h [m], le volume V [m³], la surface libre S_{libre} [m²] et la section mouillée Ω [m²] dans une section transversale de largeur L_{maille} [m] sont liées par les relations

$$\begin{aligned} V &= S_{maille} * h \\ S_{libre} &= S_{maille} \\ \Omega &= L_{maille} * h \end{aligned} \quad (4.1)$$

Ce n'est plus le cas pour une topographie réelle. Considérons une section transversale correspondant à une coupe dans un terrain quelconque.

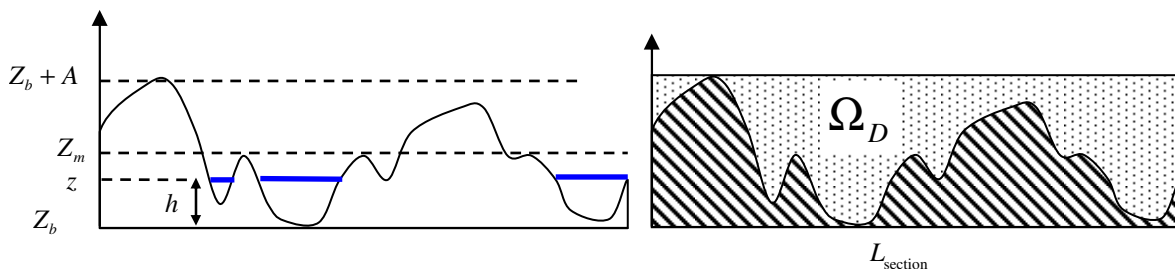


Figure IV-4 : Représentation de la section transversale dans un sol avec macrorugosité.

La section peut être caractérisée par les grandeurs suivantes :

- altitude moyenne de la maille : Z_m ;
- altitude du point bas de la maille : Z_b ;
- hauteur d'eau par rapport au point bas de la maille : h ;
- amplitude maximale des dénivelés du terrain : A ;
- surface des dépressions du terrain (en-dessous du plan $Z = Z_b + A$) : Ω_D .

IV.1.4.2 Contraintes sur les relations

Plusieurs contraintes doivent être respectées dans la relation Hauteur-Section :

- la dérivée de la hauteur en fonction de la section mouillée est donnée par $\frac{\partial h}{\partial \Omega} = \frac{1}{L_{SL}}$, avec L_{SL} la largeur correspondant à la surface libre de l'eau ;
- cette largeur étant une fonction croissante de la hauteur, nous avons la contrainte $\frac{\partial^2 h}{\partial \Omega^2} \leq 0$;
- lorsque la hauteur d'eau atteint l'amplitude des dénivelés du terrain ($\Omega = A$ et $V = V_D$), la largeur de la surface libre est égale à la largeur de la maille ($L_{SL} = L_{section}$).

L'évolution de la largeur de surface libre L_{SL} en fonction de la hauteur peut être illustrée sur base de la coupe représentant la section transversale (Figure IV-5a). La Figure IV-5b illustre cette même section mais en « regroupant » les zones d'écoulement, ce qui donne directement une représentation de la largeur totale de surface libre en fonction de l'altitude.

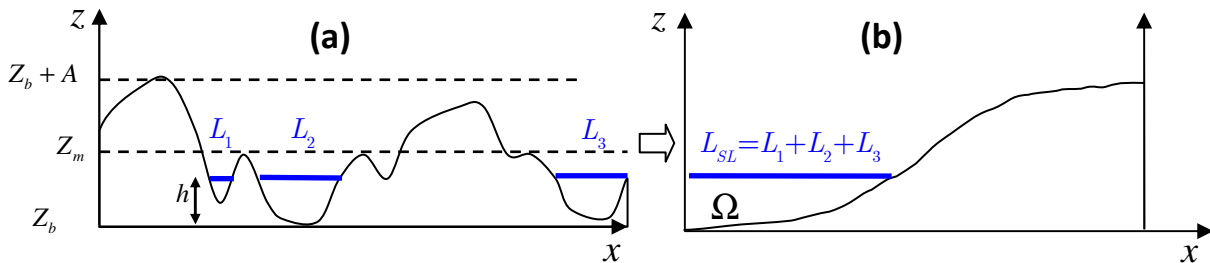


Figure IV-5 : Section transversale et relation Hauteur-Largeur équivalente. (a) Coupe dans le terrain. (b) Relation Altitude-Largeur totale correspondante.

IV.1.4.3 Relation simple (puissance)

La première relation proposée est simplement une puissance :

$$\frac{h}{A} = \left(\frac{\Omega}{\Omega_D} \right)^n \quad (4.2)$$

où n est un exposant compris entre 0 et 1.

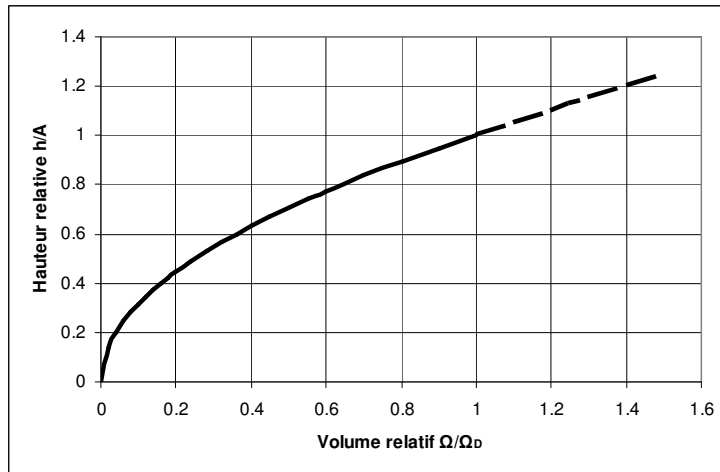


Figure IV-6 : Représentation Relation Hauteur-Section polynomiale.

Afin de respecter les conditions énoncées au chapitre IV.1.4.2, nous calculons la dérivée de la relation (4.2).

$$\frac{\partial h}{\partial \Omega} = n \frac{A}{\Omega_D} \left(\frac{\Omega}{\Omega_D} \right)^{n-1} \quad (4.3)$$

La condition sur la dérivée de la hauteur lorsque le niveau de l'eau atteint la hauteur des dépressions (l'eau remplit complètement les dépressions du terrain : $V=V_D$) permet de donner un critère sur la valeur de l'exposant n .

$$\begin{aligned} \frac{1}{L_A} &= \frac{\partial h}{\partial \Omega} = n \frac{A}{\Omega_D} \\ \Rightarrow n &= \frac{\Omega_D}{AL_A} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Notons que cet exposant sera toujours inférieur à 1. Dès lors, l'exposant intervenant dans la dérivée (4.3) est négatif, et la dérivée en $V = 0$ est infinie, ce qui est défavorable pour la modélisation numérique de cette relation.

IV.1.4.4 Relation exponentielle

Nous proposons une deuxième formulation pour la relation Hauteur-Volume :

$$\frac{h}{A} = b \left[1 - \exp \left(-a \frac{\Omega}{\Omega_D} \right) \right] \quad (4.5)$$

Où a et b sont des paramètres de la relation.

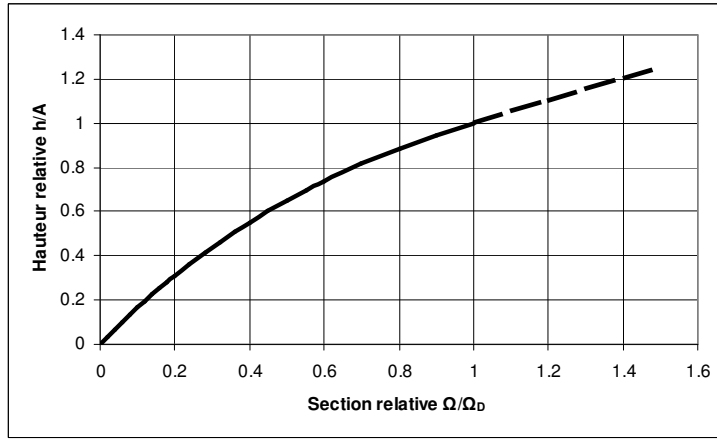


Figure IV-7 : Relation Hauteur-Volume exponentielle

Nous pouvons calculer

$$\frac{\partial h}{\partial V} = A \frac{ab}{\Omega_D} \exp\left(-a \frac{\Omega}{\Omega_D}\right) \quad (4.6)$$

$$\left. \frac{\partial h}{\partial V} \right|_{\Omega_D} = A \frac{ab}{\Omega_D} \exp(-a) = \frac{1}{L_{\text{section}}} \quad (4.7)$$

En posant $m = \frac{AL_A}{\Omega_D}$, il vient alors

$$mab \exp(-a) = 1 \quad (4.8)$$

Par ailleurs, vu que $\Omega = \Omega_D$ en $h=A$, il vient

$$1 = b \left[1 - \exp(-a) \right] \quad (4.9)$$

En combinant (4.8) et (4.9), nous obtenons la relation

$$am \frac{\exp(-a)}{1 - \exp(-a)} = 1 \quad (4.10)$$

Ainsi, si l'on choisit par exemple $m = \frac{AL_A}{\Omega_D} = 2$, il vient

$$\begin{cases} a = 1.2564 \\ b = 1.398 \end{cases} \quad (4.11)$$

En $\Omega=0$, la dérivée de h en fonction de Ω n'est plus nulle. On a cette fois

$$\left. \frac{\partial h}{\partial \Omega} \right|_{\Omega=0} = A \frac{ab}{\Omega_D} = \frac{\exp(-a)}{L_A} \quad (4.12)$$

La dérivée en $\Omega=0$ est donc fixée. Afin de garder une marge de liberté sur ce paramètre, il faut modifier la loi en lui ajoutant un paramètre. En ajoutant un simple terme linéaire, on obtient la relation suivante :

$$\frac{h}{A} = b \left[1 - \exp\left(-a \frac{\Omega}{\Omega_D}\right) \right] + c \frac{\Omega}{\Omega_D} \quad (4.13)$$

dont les paramètres doivent suivre le système d'équations suivantes :

$$\begin{cases} abm \exp(-a) + cm = 1 \\ cm = \alpha - abm \\ b[1 - \exp(-a)] + c = 1 \end{cases} \quad (4.14)$$

où α est défini par

$$\alpha = \frac{L_A}{\left. \frac{\partial h}{\partial \Omega} \right|_{\Omega=0}} = \frac{L_A}{L_{ini}} \quad (4.15)$$

où L_{ini} [m] est la largeur de surface libre lorsque $h \rightarrow 0$.

IV.1.4.5 Relation de puissance modifiée

Une amélioration de la formule (4.2), permettant d'avoir une dérivée $\frac{\partial z}{\partial \Omega}$ finie en $z=0$ tout en respectant les critères liés aux relations Hauteur-Section, est proposée :

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} + 1 \right)^n - 1 \quad (4.16)$$

où h_0 [m] et Ω_0 [m²] sont des paramètres qui seront déterminés dans la suite. Cette nouvelle formulation nous permet d'imposer les valeurs de la dérivée $\frac{\partial h}{\partial \Omega} = \frac{1}{L_{SL}}$ en $h=0$ et en $h=A$, tout en gardant une fonction de type puissance. Le choix de ces dérivées permet une meilleure représentation des relations Hauteur-Section. Reprenons la courbe de la Figure IV-5. Le paramétrage des dérivées $\frac{\partial \Omega}{\partial h}$ permet une meilleure approximation de la relation réelle tout en gardant une seule relation analytique (Figure IV-8).

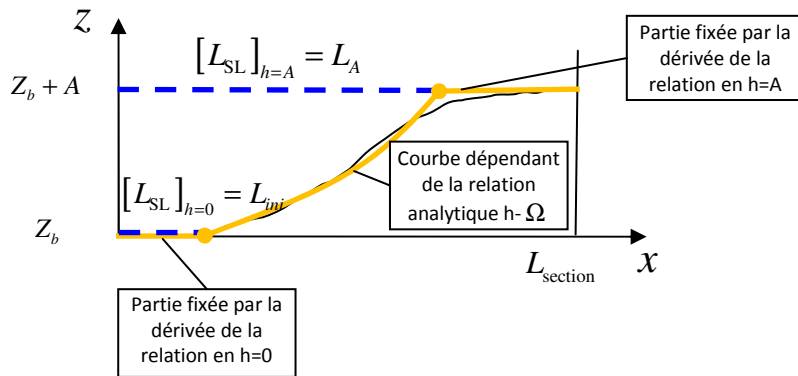


Figure IV-8 : Approximation de la relation Hauteur-Largeur sur base de la courbe analytique h-Ω

Nous allons expliciter ces dérivées sur base de l'équation (4.16). La dérivée de la relation est donnée par

$$\frac{\partial h}{\partial \Omega} = h_0 \frac{n}{\Omega_0} \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} + 1 \right)^{n-1} \quad (4.17)$$

Les valeurs des paramètres de cette relation sont alors exprimées en fonction des paramètres du terrain, grâce aux conditions particulières en $h=0$ et en $h=A$, définies au chapitre IV.1.4.2:

En $h=A$, la section mouillée est égale à Ω_D

$$\Rightarrow h_0 = \frac{A}{\left(\frac{\Omega_D}{\Omega_0} + 1\right)^n - 1} \quad (4.18)$$

En $\Omega=0$, la dérivée de la fonction dépend de L_{ini} :

$$\left. \frac{\partial h}{\partial \Omega} \right|_{s=0} = \frac{1}{L_{ini}} = \frac{nh_0}{\Omega_0} \quad (4.19)$$

En $\Omega= \Omega_D$:

$$\frac{\partial h}{\partial \Omega} = \frac{1}{L_A} = \frac{nh_0}{\Omega_0} \left(\frac{\Omega_D}{\Omega_0} + 1\right)^{n-1} \Rightarrow n = \frac{\Omega_0}{h_0 L_A} \left(\frac{\Omega_D}{\Omega_0} + 1\right)^{1-n} \quad (4.20)$$

En injectant la relation (4.20) dans (4.19), il vient

$$\frac{1}{L_A} = \frac{1}{L_{ini}} \left(\frac{\Omega_D}{\Omega_0} + 1\right)^{n-1} \Rightarrow \frac{\Omega_D}{\Omega_0} = \left(\frac{L_A}{L_{ini}}\right)^{\frac{1}{1-n}} - 1 \quad (4.21)$$

Et

$$\left(\frac{\Omega_D}{\Omega_0} + 1\right)^n = \left(\frac{L_A}{L_{ini}}\right)^{\frac{n}{1-n}} \quad (4.22)$$

Ce qui permet de déterminer

$$h_0 = \frac{A}{\left(\frac{L_A}{L_{ini}}\right)^{\frac{n}{1-n}} - 1} \quad (4.23)$$

Et donc

$$\Omega_0 = L_{ini} n h_0 = \frac{L_{ini} n A}{\left(\frac{L_A}{L_{ini}}\right)^{\frac{n}{1-n}} - 1} \quad (4.24)$$

La relation Hauteur-Section (4.16) peut également être inversée. Nous pouvons en déduire la relation $\Omega(h)$ ainsi que ses différentes dérivées :

$$\frac{\Omega}{\Omega_0} = \left(\frac{h}{h_0} + 1\right)^{1/n} - 1 \quad (4.25)$$

$$\frac{\partial \Omega}{\partial h} = \frac{\Omega_0}{h_0 n} \left(\frac{h}{h_0} + 1\right)^{1/n-1} \quad (4.26)$$

$$\frac{\partial^2 \Omega}{\partial h^2} = \frac{\Omega_0}{h_0^2} \frac{1-n}{n^2} \left(\frac{h}{h_0} + 1\right)^{1/n-2} \quad (4.27)$$

Dans le cas particulier où $n=1/2$, il vient :

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} + 1 \right)^{1/2} - 1 \quad (4.28)$$

$$\Omega_0 = L_{mi} n h_0 = \frac{1}{2} \frac{L_{mi}^2 A}{L_A - L_{mi}} \quad (4.29)$$

$$\frac{\partial^2 \Omega}{\partial z^2} = \frac{\Omega_0}{2h_0^2} \quad (4.30)$$

IV.1.4.6 Courbes au-dessus de l'amplitude des dénivellations du terrain

Pour toutes les relations Hauteur-Section proposées dans les chapitres précédents, lorsque $\Omega > \Omega_D$, la courbe $h(V)$ se prolonge par une droite de pente $1/L_{section}$ (les dépressions du terrain sont complètement submergées) :

$$h = A + \frac{1}{L_{section}} (\Omega - \Omega_D) \quad (4.31)$$

IV.1.5 Relations Hauteur-Volume

IV.1.5.1 Extrapolation à partir des relations Hauteur-Section

Les relations précédentes ont été définies pour caractériser les sections en bord de maille. De la même façon, nous pouvons définir des relations Hauteur-Volume permettant de représenter l'effet de la microtopographie sur le stockage de l'eau en surface. A priori, ces relations peuvent être définies tout à fait indépendamment des relations Hauteur-Section.

Nous proposons toutefois de conserver le même type de relations que celles établies au chapitre IV.1.4. Si nous considérons que la topographie de la maille a une forme prismatique, ce qui correspond à une idéalisation de la topographie pour un écoulement en ruisseau (voir Figure IV-9), les relations Hauteur-Volume sont simplement obtenues en multipliant la section transversale par profondeur de la maille dans les relations Hauteur-Section :

$$V = L_y \Omega \quad (4.32)$$

où L_y [m] est la profondeur de la maille.

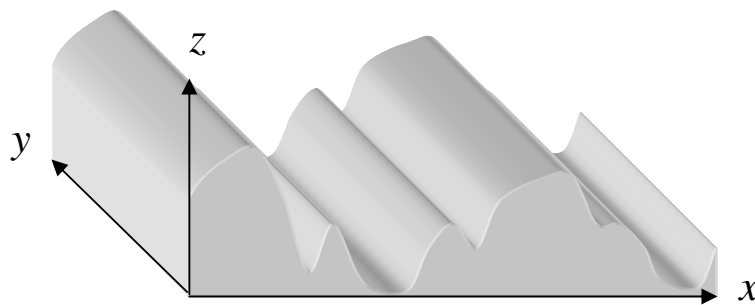


Figure IV-9 : Extension de la relation « Hauteur-Section » à la relation « Hauteur-Volume ».

Cependant, il faut en outre tenir compte des zones sans débit, qui stockent de l'eau en-dehors de l'écoulement principal. Deux méthodes sont proposées dans ce but.

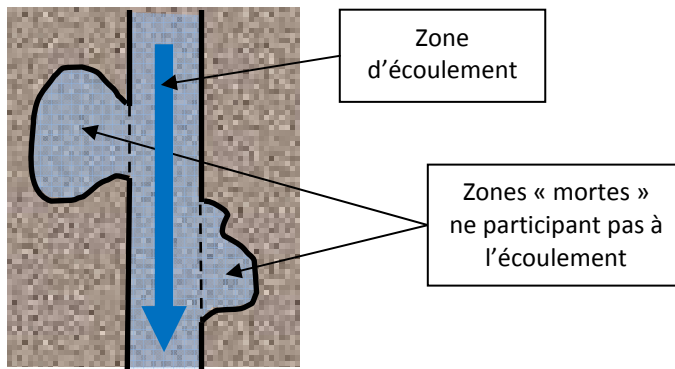


Figure IV-10 : Prise en compte des zones mortes dans la relation « Hauteur-Volume ».

1^{ère} méthode : le volume de ces zones est proportionnel au volume de terrain non occupé par l'écoulement, et la relation Hauteur-Volume s'écrit :

$$V = (1 - \beta)L\Omega + \beta HS_{maille} \text{ si } H \leq A \quad (4.33)$$

où β représente la proportion de zones « mortes ». Cette formule a néanmoins l'inconvénient d'être implicite lorsque l'on recherche la hauteur en fonction du volume.

2^{ème} méthode : les volumes perdus sont pris en compte en augmentant L_{ini} dans le calcul de la section mouillée Ω de la relation (4.32) :

$$L_{ini,\Omega} \Rightarrow L_{ini,V} = L_{ini,\Omega} + \beta(1 - L_{ini,\Omega}) \quad (4.34)$$

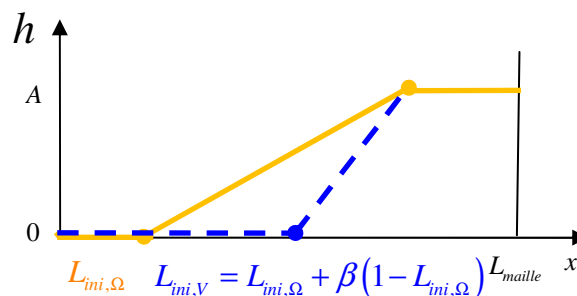


Figure IV-11 : Effet des zones mortes dans la relation « Hauteur-Largeur ».

Cette modification de L_{ini} ne doit bien entendu être prise que pour le calcul du Volume, et non pas pour celui de la Section mouillée.

IV.1.5.2 Emploi de relations tabulées

Les courbes présentées ci-dessus ont pour but de constituer une approximation de forme simple pour les relations Hauteur-Volume des terrains. Néanmoins, il est tout à fait possible d'utiliser des relations tabulées plus précises, mais qui ont le désavantage d'être plus gourmandes en terme de temps de calcul et de mémoire. Divers algorithmes ont été proposés pour déterminer ces relations tabulées et peuvent être trouvés dans la littérature. Il peut s'agir de méthodes basées sur une connaissance plus ou moins précise de la surface [74; 67; 139], ou sur des approches stochastiques, sur base de la création « statistique » d'une microtopographie, par exemple par disposition de sphères de rayons aléatoires [10], ou par modification aléatoire (mais suivant une distribution statistique fixée) d'altitudes interpolées linéairement [4].

IV.1.5.3 Ajout d'un volume perdu

Dans les formules établies précédemment, la hauteur d'eau servant pour le calcul des débits (voir chapitre IV.1.4) est positive dès que le volume d'eau sur la maille n'est plus nul. En phase de décrue, la vidange des mailles peut engendrer l'assèchement de mailles, ce qui peut poser des difficultés dans la résolution numérique des équations. Archambeau propose de résoudre ce problème par une limitation des flux sortant des mailles, avec un recalcul des mailles touchées par cette limitation [4].

Une autre possibilité consiste à considérer pour l'écoulement une hauteur d'eau nulle tant que le volume d'eau de la maille est inférieur à un volume minimum. Cette solution peut être facilement intégrée dans notre modèle en utilisant dans les relations Hauteur-Volume-Sections un volume modifié

$$V' = V - V_{\min} \geq 0 \quad (4.35)$$

Où V_{\min} est le volume « perdu ». Cet artifice permet donc de régler le problème d'assèchement des mailles en conservant un bilan de masse exact mais sans recourir à un calcul itératif. Une approche similaire a déjà été utilisée par différents auteurs [39; 58].

IV.1.5.4 Surface libre

La surface libre occupée par les zones d'eau connectées à l'écoulement est dès lors donnée par

$$S_{ec} = \frac{\partial V}{\partial z} \quad (4.36)$$

Dans le cas du modèle décrit au chapitre IV.1.4.5, cette relation devient

$$\begin{aligned} S_{ec} &= \frac{L_y \Omega_0}{h_0 n} \left(\frac{h}{h_0} + 1 \right)^{1/n-1} \\ &= L_y L_{mi} \left(\frac{h}{h_0} + 1 \right)^{1/n-1} \end{aligned} \quad (4.37)$$

IV.1.6 Hauteur réelle et hauteur équivalente

Lorsque l'on emploie des relations Hauteur-Section, il est utile de distinguer deux hauteurs :

- la hauteur réelle (niveau réel de l'eau) ;
- la hauteur équivalente, correspondant au volume d'eau sur la maille divisé par sa surface.

Ces deux hauteurs ne sont équivalentes que dans le cas où l'eau est répartie uniformément sur la hauteur de la maille.

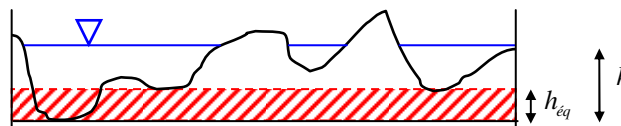


Figure IV-12 : Représentation de la hauteur équivalente.

IV.1.7 Le stockage dans les dépressions

L'accumulation de l'eau dans les dépressions des terrains est reconnue pour son effet d'atténuation de la réponse du ruissellement [31; 1]. Ce chapitre envisage la manière de modéliser le réservoir de stockage additionnel permettant de prendre en compte l'accumulation de l'eau dans les dépressions. Afin de pouvoir modéliser correctement celles-ci, il est important de bien comprendre la physique du phénomène.

Lorsque la pluie tombe sur un terrain, l'eau commence par s'infiltrer. Quand cette infiltration n'est plus suffisante (taux d'infiltration inférieur à la pluie), l'eau reste en surface. Dans un premier temps, toute

l'eau est immobilisée dans les petites dépressions du terrain. Lorsqu'une dépression est remplie, l'eau supplémentaire s'écoule en-dehors. Soit elle est arrêtée par une autre zone d'accumulation où elle reste confinée, soit elle rejoint la zone d'écoulement, d'où elle pourra s'écouler de maille en maille en suivant les ruisselets. La proportion des apports qui rejoignent la zone d'écoulement augmente au fur et à mesure que les dépressions se remplissent. Lorsque celles-ci sont totalement remplies, l'ensemble des apports rejoint directement la zone d'écoulement.

L'eau contenue dans ces zones de dépression occupe une certaine partie de la surface de la maille qui peut participer directement à l'infiltration. Dès lors, elle peut être intégrée dans le calcul de cette dernière.

L'importance du stockage dans les dépressions est liée à la résolution spatiale du modèle [1]. En effet, les dépressions d'une maille de 10 cm sur 10 cm ne sont pas comparables à celles d'une maille de 1 km sur 1 km ! Dans le cas de notre modèle, les mailles ont une largeur de l'ordre de 10 m à 100 m, et les dépressions du terrain correspondront donc aux flaques et autres dépressions similaires (dont la profondeur est de l'ordre de quelques centimètres).

La mesure de la capacité de stockage des dépressions est difficilement mesurable sur le terrain. Généralement, elle est calculée à partir d'un modèle numérique de terrain à haute résolution spatiale dont on remplit progressivement les dépressions [92; 139]. Cette approche est relativement compliquée à mettre en œuvre dans les applications pratiques, et la capacité de stockage maximale (MDS – Maximal Depression Storage ou DSC – Depression Storage Capacity) est souvent calculée en fonction de la rugosité de terrain [74].

IV.1.7.1 Rugosité du sol

Afin de pouvoir paramétrer le réservoir de stockage, le volume disponible dans ces dépressions doit pouvoir être évalué. De manière générale ce volume va dépendre de la rugosité du sol, qui peut être caractérisée au moyen de nombreux indices tels que : random roughness (RR), tortuosity (T), limiting elevation difference (LD), Limiting slope (LS), mean upslope depression (MUD). (voir annexe XII.7XII.7).

Ces indices de rugosité sont calculés sur base de traitements statistiques appliqués à des mesures d'altitude du sol à haute résolution spatiale. Des détails sur les principales méthodes de calcul de ces indices peuvent être trouvées dans la littérature [74; 92].

Il est important de remarquer que la rugosité du sol est une propriété variant temporellement. Le plus souvent, le micro-relief du sol résulte des opérations de labour et joue un rôle significatif dans la collecte et le stockage de la pluie [1]. La rugosité va évoluer en fonction de la quantité de pluie tombée depuis le labour. A titre d'exemple, le Tableau IV-1 montre les valeurs moyennes de rugosité aléatoire (random roughness) mesurées pour 4 méthodes de labourage différentes en fonction de la pluie cumulée.

Cumulative rainfall (mm)	Surface roughness (cm)			
	NT	SCT	DP	HH
0	0.69 a	3.34 b	8.33 c	4.80 d
142.4	0.60 a	2.87 b	6.33 c	1.85 d
315.4	0.59 a	1.66 b	5.28 c	1.54 b
407.6	0.54 a	1.15 b	4.77 c	1.91 d
637.4	0.54 a	0.56 a	1.63 b	0.61 a

^a Means with the same letter for each cumulative rainfall are not significantly different at the 5% level of the Duncan's multiple range test.

Tableau IV-1 : Valeurs moyennes de mesures in situ de rugosité aléatoire pour 4 traitements de sol décrit dans le Tableau IV-2 [72]

CHAPITRE IV : MODÉLISATION des différentes couches

NT	Soil remained undisturbed throughout the season. The only disturbance was during planting when the hand hoe was used to dig the holes for the seeds
HH	Flat cultivation with a hand hoe which involved digging across the slope to a depth of 10 cm. It produced uniform sized clods (8–15 cm diameter) and a relatively rough surface configuration
DP	Involved a three-furrow disc plough, pulled by a 50HP tractor ploughing at a depth of 15 cm. It resulted in partial soil inversion of the soil with reduced pulverisation and a very rough surface
SCT	SCT is a reduced tillage method that creates minimal disturbance of the soil structure. Involved digging to 10 cm depth with a hand hoe a strip (5–10 cm width) in which planting of the seed was done and minimal disturbance of the soil occurred and surface roughness was relatively low
TR	Topsoil was heaped in bunds forming micro basins. Ridges were 0.75m apart and tied at 1.5m intervals with dimensions of 450mm by 450mm and 250mm deep

Tableau IV-2 : Description des traitements de sol utilisés dans [72]

Certains auteurs proposent d'exprimer la diminution de la rugosité relative par une exponentielle décroissante [2] :

$$RR_t = RR_i e^{-C_{br} \left(\frac{P_{lab}}{b} \right)} \quad (4.38)$$

où RR_t [m] est la rugosité aléatoire au temps t , RR_i [m] est la rugosité aléatoire juste après l'opération de labour, C_{br} est un facteur d'ajustement pour les résidus végétaux dans le sol, P_{lab} est la pluie cumulée depuis le labour et b un coefficient dépendant de la composition du sol. Une description plus détaillée de ces paramètres peut être trouvée dans la littérature [2], et les valeurs pour toute une série de méthodes de labourage sont présentées dans l'annexe XII.8.

Néanmoins, l'effet de décroissance de la rugosité aléatoire ne peut être pris en compte dans le modèle que dans le cas où il existe une connaissance suffisante du type de labour mis en œuvre et de la date de celui-ci. Or, à l'exception des cas d'étude spécifiques sur des parcelles ou bassins de petite taille, ces informations sont rarement disponibles, et il est dans ce cas nécessaire d'utiliser des valeurs constantes dans le temps.

IV.1.7.2 Rugosité et stockage

Différents auteurs ont tenté d'établir des relations entre les indices de rugosité et le stockage maximal dans les dépressions (maximum depressionnal storage, MDS). Sur base d'expériences effectuées sur 32 surfaces de sol différentes auxquelles ont été appliquées artificiellement des pentes moyennes croissantes (0-20%), Hansen [74] a évalué une série de formulations permettant d'estimer le MDS et a proposé un nouvel indice de rugosité (MUD) permettant une meilleure corrélation avec le MDS (Tableau IV-3).

Regression equation		R^2	C.V.
$2.51 - 25.0 \times S + 73.3 \times S^2$	(6)	0.463	67.6
$0.133 \times RE1 - 1.32 \times RE1 \times S + 3.89 \times RE1 \times S^2$	(7)	0.477	67.2
$0.203 \times RE2 - 2.07 \times RE2 \times S + 6.13 \times RE2 \times S^2$	(8)	0.760	46.1
$0.228 \times RE3 - 2.31 \times RE3 \times S + 6.83 \times RE3 \times S^2$	(9)	0.622	57.9
$0.369 \times RR - 3.76 \times RR \times S + 11.1 \times RR \times S^2$	(10)	0.669	54.1
$0.261 \times RR - 1.43 \times RR \times S + 0.00032 \times RR^2$	(11)	0.599	59.6
$0.173 \times LD - 1.78 \times LD \times S + 5.29 \times LD \times S^2$	(12)	0.764	45.7
$0.837 \times Q - 8.53 \times Q \times S + 25.2 \times Q \times S^2$	(13)	0.711	54.7
$-0.77 - 3.37 \times Q \times S + 0.941 \times Q$	(14)	0.636	56.7
$0.480 \times MUD_u$	(15)	0.797	42.2
$0.224 \times MUD_u + 2.14 \times MUD_u / MUD_e$	(16)	0.858	35.6

S : Pente ; Q=(LD x LS)1/2 ; les autres notation sont décrites au début du chapitre IV.1.7.1 et dans [74]

Tableau IV-3 : équations de régressions entre le MDS (mm), les indices de rugosité (mm) et la pente (m/m) d'après [74]

Dans une autre étude, Kamphorst [92] a effectué des mesures à partir de 221 surfaces labourées caractérisées par des indices de rugosité sur base d'un MNT. Quatre relations (Tableau IV-4) en rapport avec chaque indice utilisé ont été comparées et ont montré que la rugosité aléatoire (random roughness)

donne les meilleurs résultats dans ces corrélations. Les valeurs de MDS pour les surfaces étudiées par Kamphorst [92] sont comprises entre 0 et 13 mm.

No.	Model	Reference
1	$MDS = 0.112RR + 0.031RR^2 - 0.012 RR \times S^{\dagger}$	Onstad (1984)
2	$MDS = \exp[-6.66 + 0.27 (T_s)]$	Morgan et al. (1998)
3	$MDS = 0.382 \sqrt{LD \times LS} + 0.017 (\sqrt{LD \times LS})S - 0.077$	Linden et al. (1988)
4	$MDS = 0.480MUD$	Hansen et al. (1999)

Tableau IV-4 : Equations de régressions entre le MDS (mm), les indices de rugosité (mm) et la pente (m/m), d'après Kamphorst [92].

De même que pour la rugosité du sol, il existe une décroissance de la rugosité du sol avec la quantité de pluie tombée depuis le dernier labour. La Figure IV-13 montre les valeurs mesurées par Guzha pour 5 méthodes de labour différentes [72].

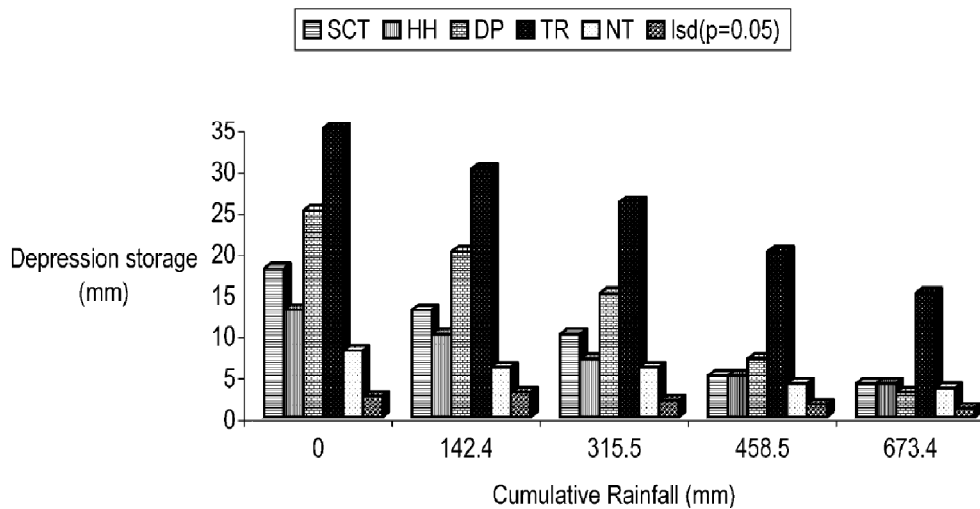


Figure IV-13 : Influence de la pluie sur le stockage dans les dépressions pour les 5 méthodes de labour décrites au Tableau IV-2

Les formulations ci-dessus permettent de calculer le MDS sur base des indices de rugosité. Ces derniers sont donnés pour toute une série de méthodes de labour (annexe XII.8). Néanmoins, en pratique, ces données sont souvent indisponibles, il est donc utile de développer d'autres approches pour évaluer ces dépressions de terrain.

IV.1.7.3 Capacité de stockage en fonction des classes d'occupation de sol

Les informations généralement disponibles à l'échelle du bassin versant sont du type occupation du sol (§ III.2). C'est donc sur base de celles-ci que nous allons proposer des estimations de base pour la capacité de stockage dans les dépressions du terrain. Bien entendu, cette approche peut difficilement atteindre la précision des méthodes d'estimation basées sur les mesures de rugosité des terrains réels (§ IV.1.7.2). Elle permettra néanmoins de fournir une valeur de base lorsque d'autres informations plus précises ne sont pas disponibles.

L'approche proposée est basée sur la méthode SCS de calcul du ruissellement (voir chapitre V.4.2). Le paramètre de rétention (S) prend en compte les différents mécanismes de rétention de l'eau tombée sur la parcelle, dont principalement le stockage dans les dépressions du terrain et l'infiltration dans le sol. Dans un sol fort peu perméable et déjà gorgé d'eau, la rétention correspondra donc principalement à l'eau accumulée en surface, c'est-à-dire à l'eau retenue dans les dépressions du terrain. Nous choisissons donc de prendre le numéro de courbe (curve number) correspondant à la classe de sol D, avec un taux d'humidité initial important (AMC III). Cette approche revient donc à postuler que la quantité d'eau qui peut être stockée en surface est proportionnelle à la capacité de rétention totale d'un sol de classe hydrologique D et bien humide (AMC III). Cela permet d'établir une échelle comparative de cette

CHAPITRE IV : MODÉLISATION des différentes couches

capacité de rétention entre les différents types d'occupation du sol. Néanmoins, la valeur réelle de ce paramètre peut être dans la réalité relativement différente, et il convient lorsque cela est possible d'évaluer sa valeur sur base d'autres critères.

Occupation du sol (classes SCS)			CN		Rétention	
Cover type	Treatment	Hydr. condition	AMC II	AMC III	AMC III [mm]	AMC III relatif [-]
Fallow	Bare soil	-	94	97.6	6.2	1.0
	CR	Poor	93	97.2	7.3	1.2
	CR	Good	90	95.9	11.0	1.8
Row Crops	SR	Poor	91	96.3	9.7	1.6
	SR	Good	89	95.4	12.3	2.0
	SR+CR	Poor	90	95.9	11.0	1.8
	SR+CR	Good	85	93.4	17.9	2.9
	C	Poor	88	94.9	13.6	2.2
	C	Good	86	93.9	16.4	2.7
	C+CR	Poor	87	94.4	15.0	2.4
	C+CR	Good	85	93.4	17.9	2.9
	C&T	Poor	82	91.8	22.5	3.6
	C&T	Good	81	91.3	24.2	3.9
	C&T+CR	Poor	81	91.3	24.2	3.9
	C&T+CR	Good	80	90.7	25.9	4.2
	Small grains	SR	Poor	88	94.9	13.6
SR		Good	87	94.4	15.0	2.4
SR+CR		Poor	86	93.9	16.4	2.7
SR+CR		Good	84	92.9	19.4	3.1
C		Poor	85	93.4	17.9	2.9
C		Good	84	92.9	19.4	3.1
C+CR		Poor	84	92.9	19.4	3.1
C+CR		Good	83	92.4	20.9	3.4
C&T		Poor	82	91.8	22.5	3.6
C&T		Good	81	91.3	24.2	3.9
C&T+CR		Poor	81	91.3	24.2	3.9
C&T+CR		Good	80	90.7	25.9	4.2
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	89	95.4	12.3	2.0
	SR	Good	85	93.4	17.9	2.9
	C	Poor	85	93.4	17.9	2.9
	C	Good	83	92.4	20.9	3.4
	C&T	Poor	83	92.4	20.9	3.4
	C&T	Good	80	90.7	25.9	4.2
Pasture, grassland, or range		Poor	89	95.4	12.3	2.0
		Fair	84	92.9	19.4	3.1
		Good	80	90.7	25.9	4.2
Meadow		-	78	89.6	29.5	4.8
Brush		Poor	83	92.4	20.9	3.4
		Fair	77	89.0	31.4	5.1
		Good	73	86.5	39.5	6.4
Woods-grass		Poor	86	93.9	16.4	2.7
		Fair	82	91.8	22.5	3.6
		Good	79	90.2	27.7	4.5

(suite du tableau page suivante)

Occupation du sol (classes SCS)			CN		Rétention	
Cover type	Treatment	Hydr. condition	AMC II	AMC III	AMC III [mm]	AMC III relatif [-]
Woods		Poor	83	92.4	20.9	3.4
		Fair	79	90.2	27.7	4.5
		Good	77	89.0	31.4	5.1
Farmsteads		-	86	93.9	16.4	2.7
Open Spaces		Poor	89	95.4	12.3	2.0
		Fair	84	92.9	19.4	3.1
		Good	80	90.7	25.9	4.2
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.; Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)			98	99.2	1.9	0.3
Streets	Paved; open ditches (incl. right-of-way)		93	97.2	7.3	1.2
	Gravel (including right-of-way)		91	96.3	9.7	1.6
	Dirt (including right-of-way)		89	95.4	12.3	2.0
Commercial and business		85%	95	98.0	5.1	0.8
Industrial		72%	93	97.2	7.3	1.2
Residential	1/8 acre or less (town houses)	65%	92	96.8	8.5	1.4
	1/4 acre	38%	87	94.4	15.0	2.4
	1/3 acre	30%	86	93.9	16.4	2.7
	1/2 acre	25%	85	93.4	17.9	2.9
	1 acre	20%	84	92.9	19.4	3.1
	2 acre	12%	82	91.8	22.5	3.6
Newly graded areas			94	97.6	6.2	1.0

Tableau IV-5 : Paramètres de rétention (AMC III) en fonction de l'occupation du sol (voir § III.2).

L'application telle quelle de la méthodologie fournit des valeurs de rétention relativement importantes par rapport à ce qui peut être attendu en fonction des valeurs courantes identifiées précédemment. Même dans les conditions choisies (sol du groupe D et AMC III), il reste d'autres effets que le seul stockage en surface (l'infiltration n'est pas tout à fait nulle, l'humidité peut percoler vers le bas). Nous choisissons alors de considérer les valeurs de façon relative par rapport à une valeur de base correspondant dans ce cas au terrain nu (voir la dernière colonne du Tableau IV-5). Cette approche permet de fournir une valeur de MDS (maximum depression storage) pour chaque occupation de sol en ne fournissant qu'un seul paramètre (valeur de base). Notons qu'en choisissant une valeur de 2mm pour le sol nul, nous retrouvons l'ordre de grandeur des MDS utilisées dans l'étude de Kamphorst (de 0 à 13mm). La valeur de base peut bien entendu être ajustée lors de la phase de calibration.

Cette approche très simplifiée a essentiellement pour but d'alimenter le modèle en valeurs par défaut de MDS, bien que les valeurs proposées puissent s'avérer relativement éloignées des valeurs de terrain (qui doivent être utilisées prioritairement si elles sont disponibles). Une étude plus poussée, basée sur une analyse statistique de mesures de MDS moyen pour chaque type d'occupation de terrain permettrait de fournir des valeurs plus adaptées, mais sort largement du cadre de cette thèse.

IV.1.7.4 Transfert vers les zones d'écoulement

Nous avons vu que lorsque la pluie tombe sur un terrain saturé (l'intensité de pluie est supérieure à la capacité d'infiltration du sol), elle commence dans un premier temps par s'accumuler dans les dépressions du terrain. A ce moment, l'écoulement latéral est quasiment inexistant. Au fur et à mesure que les dépressions se remplissent, l'eau va pouvoir s'écouler jusqu'à rejoindre les ruisselets de manière à poursuivre son chemin vers l'exutoire. Dans cette deuxième phase, une partie des apports continue à remplir les dépressions tandis que l'autre partie rejoint la zone d'écoulement (ruisselets). Enfin, lorsque

l'entière des dépressions est remplie, la totalité des apports rejoint directement le ruisseau. En réalité, les processus qui entrent en jeu peuvent avoir une dynamique relativement complexe. Les écoulements latéraux résultent de la connexion progressive des flaques entre elles, augmentant progressivement la distance de transfert des apports jusqu'à atteindre la rivière [31]. A petite échelle, le réseau de connexions évolue de façon complexe au fil de l'averse.

Néanmoins, à l'échelle du bassin versant, un tel niveau de détail est largement superflu et cette dynamique très localisée n'a plus d'intérêt direct. Les phénomènes en cause doivent donc être modélisés de façon plus globale, de manière à représenter de façon réaliste l'effet du stockage de l'eau dans les rugosités du terrain sur le déclenchement du ruissellement. Nous proposons de représenter ce processus grâce à une fonction de transfert appliquée sur la pluie. Cette fonction répartit l'apport pluvieux entre les zones de dépression et la zone d'écoulement, et dépend logiquement du volume d'eau présent à cet instant dans les dépressions du terrain.

Les développements suivants sont basés sur les travaux de Darboux, qui a étudié de façon détaillée les mécanismes de production de ruissellement en fonction de la rugosité du terrain [30]. Ces mécanismes dépendent en toute généralité de nombreux paramètres, dont la rugosité du terrain, le type de sol, la pente du terrain, l'occupation du sol, ou encore les pluies antécédentes. Malgré l'influence de ces nombreux paramètres, il semble que la fonction de transfert se présente généralement selon une forme en « S » (Figure IV-14). Dans un premier temps, les nombreuses dépressions du terrain se remplissent, et aucun apport n'est transféré à la zone d'écoulement (A). Ensuite, le nombre de dépressions connectées à l'écoulement augmente de plus rapidement (B), jusqu'à ce que la capacité de stockage en surface soit complètement atteinte (C).

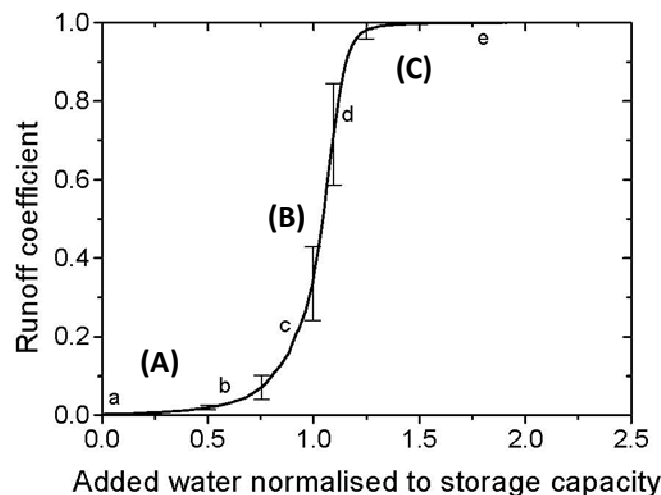


Figure IV-14 :Exemple de courbe en S représentant la fraction ruisselée en fonction des apports normalisés (d'après [30]).

Afin de représenter ce comportement, nous proposons d'utiliser la fonction suivante :

$$f_{tr} = x^\eta, \quad x = \frac{V_{dep}}{V_{max}} \quad (4.39)$$

où V_{dep} est le volume d'eau dans les dépressions du terrain et V_{max} la capacité de stockage maximale (MDS). La Figure IV-15 montre la fonction de transfert pour différentes valeur du paramètre η .

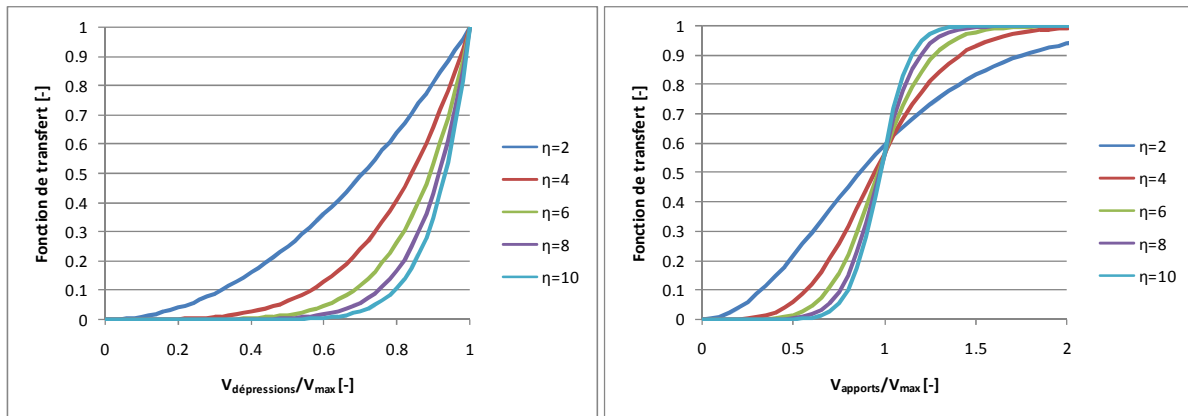


Figure IV-15 : Fonction de transfert (4.39) pour différentes valeurs du paramètre η .

Cette fonction de transfert de forme simple se montre donc capable de simuler l'évolution de la fraction d'apports ruisselés de manière réaliste. Elle nécessite deux paramètres :

- la capacité de stockage maximale V_{max} , pouvant être calculé grâce aux méthodes décrites dans les chapitres précédents (IV.1.7.2 et IV.1.7.3) ;
- l'exposant η , qui reste un paramètre d'entrée du modèle. Néanmoins, la valeur par défaut $\eta=5$ est proposée car elle permet d'obtenir une fonction de transfert semblable aux fonctions obtenues par Darboux [31] (voir Figure IV-15).

IV.1.7.5 Interaction avec les zones d'écoulement

Les zones de dépressions décrites précédemment sont réparties sur l'ensemble de la surface de sol. Lorsque le niveau dans les zones d'écoulement augmente, l'eau va commencer à submerger ces dépressions, avec pour conséquence une interaction supplémentaire entre les zones de dépression et la zone d'écoulement. Afin de tenir compte de ce phénomène, la surface de maille peut être séparée en « zone d'écoulement » et « zone hors écoulement », suivant une répartition variable en fonction de la hauteur d'eau sur la maille. Une autre possibilité consiste à considérer indépendamment le stockage dans les dépressions et l'eau dans la zone d'écoulement, la seule interaction entre ces deux zones découlant directement de la fonction de transfert (§ IV.1.7.4).

IV.1.8 Organigramme de la couche de surface

L'organigramme présenté à la Figure IV-16 permet d'avoir une vue globale de la structure de la couche. Les différents échanges (verticaux et horizontaux) qui y figurent seront détaillés dans les chapitres V et VI. Le stockage de l'eau dans la végétation est abordé au chapitre XII.11.

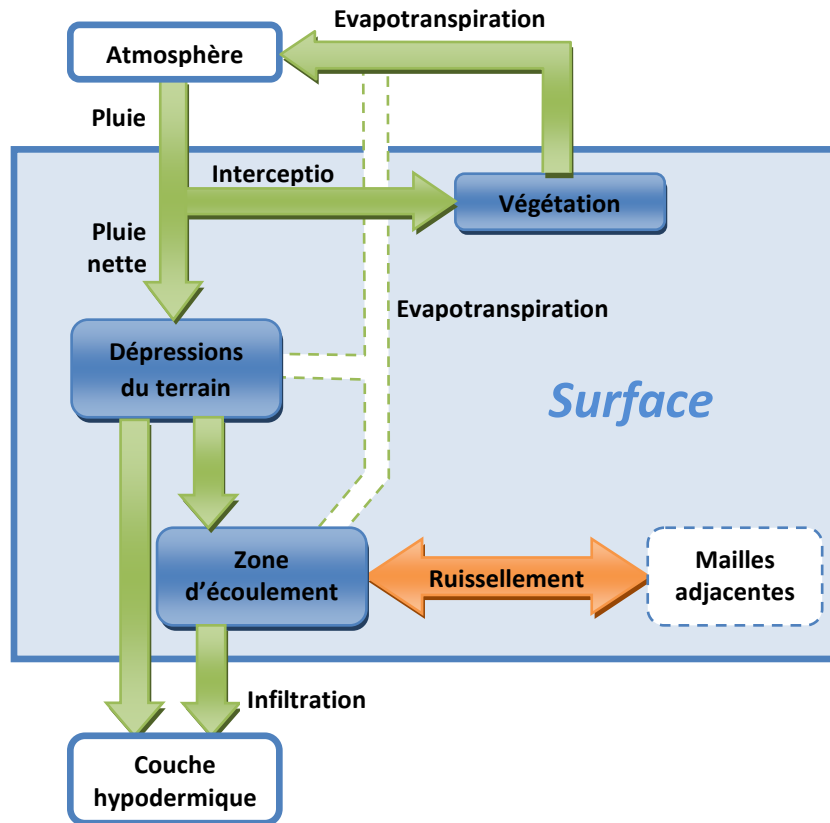


Figure IV-16 : Organigramme de la couche de surface.

IV.2 Introduction aux contributions souterraines en hydrologie

Avant d'aborder les différentes couches situées dans le sol, il est utile de se pencher sur les principes physiques qui régissent les écoulements dans ces sols. Pour cela, les principes de l'écoulement poreux en milieu non saturé sont d'abord présentés. La description mathématique de ce phénomène nécessitant l'utilisation de relations entre les différentes propriétés hydrauliques des sols, celles-ci sont présentées au chapitre IV.2.2. L'équation de Richards, régissant l'écoulement en milieu poreux est décrite (chapitre IV.2.3) ainsi qu'une méthode de résolution qui est alors appliquée dans le cadre d'écoulements verticaux dans le sol (infiltration).

IV.2.1 Ecoulement en milieu poreux non saturé

L'écoulement en milieu poreux constitue la composante principale de l'écoulement dans le sol. Il apparaît dans les différentes couches de sols, aussi bien dans des conditions de saturation que dans des zones non saturées. Il est donc indispensable pour pouvoir étudier les contributions souterraines en hydrologie de se pencher sur les équations qui décrivent la physique de ces écoulements. Ceux-ci peuvent être modélisés grâce à l'équation de Richards, qui a l'avantage d'être utilisable aussi bien en milieu saturé qu'en milieu non saturé [149].

Cette équation, devenue une référence incontournable dans le domaine, est à la base de la plupart des modèles d'écoulement dans le sol. Elle est utilisée aussi bien de manière directe sous sa forme originale, que comme référence pour le développement de formulations simplifiées.

Il est utile pour la suite de rappeler les principes de l'équation de Richards. La force induisant un écoulement dans un milieu poreux provient du gradient de la charge hydraulique qui peut être décomposée en deux parties. D'une part une composante due à la pesanteur, et d'autre part une

composante de pression. Le débit engendré par cette force s'obtient par une multiplication avec le coefficient de perméabilité du sol :

$$\vec{q} = -K(\theta)\vec{\nabla}(z + \psi) \quad (4.40)$$

où \vec{q} [m/s] est le débit spécifique et $K(\theta)$ [m/s] la perméabilité du sol, fonction du taux d'humidité θ [-] dans le sol. ψ [m] est la composante de pression, qui peut devenir négative lorsque le milieu n'est pas saturé suite aux forces capillaires et d'adsorption entre les molécules d'eau et le sol. ψ devient alors le potentiel de succion du sol. Notons que lorsque le potentiel est positif, l'équation (4.40) est identique à l'équation de Darcy classique utilisée dans les milieux saturés.

IV.2.2 Relations entre les propriétés hydrauliques des sols.

Avant de continuer plus en avant avec l'équation de Richards, il convient de donner quelques mots d'explication sur les propriétés du sol qui vont intervenir dans le calcul de l'écoulement, ainsi que sur les relations qui les lient entre elles. Afin de pouvoir évaluer les débits selon (4.40), il est indispensable de connaître la perméabilité du sol ainsi que le potentiel de succion, et ce en fonction du taux d'humidité dans le sol θ . Dès lors, plusieurs scientifiques ont mis au point des formulations empiriques permettant d'évaluer ces propriétés. Sur base de l'analyse de nombreux sols, des lois de comportement simplifiées ont été élaborées. Notons que dans les sols réels, il existe un phénomène d'hystérésis. Les relations $K(\theta)$ et $\psi(\theta)$ sont différentes lors des phases d'humidification et lors des phases d'assèchement du sol. Il en résulte que les relations $K(\theta)$ et $\psi(\theta)$ ne sont pas univoques. Cependant, en pratique, il serait bien trop compliqué de tenir compte de ce phénomène. Dès lors, les lois développées donnent toujours une relation univoque entre le taux d'humidité, le potentiel et la perméabilité. Dans la littérature, les fonctions les plus couramment utilisées pour les relations $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$ sont celles de Brooks-Corey et de Van Genuchten-Mualem. Les relations qui suivent restent valables lorsque le sol n'est pas saturé. A la saturation, la perméabilité reste constante ($K(\theta_s) = K_s$) et le potentiel ψ peut prendre des valeurs positives. Notons également que la perméabilité peut être différente selon les axes, mais les relations ci-dessous restent valables à condition d'utiliser la perméabilité correspondant à la direction envisagée ($K_{s,x}$, $K_{s,y}$ ou $K_{s,z}$).

IV.2.2.1 Courbes de Brooks-Corey

Les relations suivantes [144] ont été déterminées :

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{\psi_b}{\psi} \right]^\lambda \quad (4.41)$$

$$\frac{K(\theta)}{K_s} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^N \quad (4.42)$$

où θ [-] est le taux d'humidité du sol, θ_s [-] est le taux d'humidité à la saturation, θ_r [-] est un taux d'humidité résiduel, ψ_b est un paramètre du sol appelé « bubbling capillary pressure », λ [-] est l'indice de dimension des pores (« pore size index »), K_s [m/s] est la perméabilité du sol saturé, et N est un paramètre lié à λ par la relation

$$N = 3 + \frac{2}{\lambda} \quad (4.43)$$

IV.2.2.2 Courbes de Van Genuchten – Mualem

Les courbes de Van Genuchten – Mualem sont données par [144] :

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + (-\alpha\psi)^n} \right]^{\frac{n-1}{n}} \quad (4.44)$$

$$\frac{K(\theta)}{K_s} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{n}{n-1}} \right)^{\frac{n-1}{n}} \right]^2 \quad (4.45)$$

Les paramètres α et n qui apparaissent dans ces relations peuvent être estimés en fonction des paramètres utilisés dans la loi de Brooks-Corey [144]:

$$\alpha = \frac{1}{\psi_b} \quad (4.46)$$

$$n = \lambda + 1$$

Les valeurs de tous les paramètres intervenant dans ces relations peuvent être trouvées dans la littérature sous forme de tableaux, en fonction du type de sol (voir chapitre III.3.4.1). Notons que pour un type donné, il reste quand même dans la pratique une grande dispersion des valeurs des paramètres. Des équations de régression pour ces paramètres ont également été développées afin de pouvoir estimer leur valeur en fonction de la composition du sol (pourcentage d'argile, de sable...) [144]. Certains auteurs se sont également penché plus en profondeur sur les relations existant entre les paramètres des principales lois utilisées afin d'avoir des lois de comportement équivalentes [119]. Par ailleurs, il faut noter que les relations présentées ci-dessus mettent en relation la succion avec le taux d'humidité et la perméabilité en fonction de ce même taux, mais qu'il existe également des relations directes entre la perméabilité et la succion nécessitant moins de données sur les propriétés de sol [59].

IV.2.3 Equation de Richards

L'équation de continuité en milieux poreux s'écrit

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \vec{q} = T_s \quad (4.47)$$

où $T_s [s^{-1}]$ représente un éventuel terme source (positif pour un apport et négatif pour un retrait). L'introduction de l'équation (4.40) dans l'équation de continuité aboutit à l'équation suivante :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial K_z}{\partial Z} + T_s \quad (4.48)$$

Dans cette expression, K_x, K_y et K_z [m/s] sont les conductivités hydrauliques selon les axes, fonctions du taux d'humidité θ [-]. Notons que suite à l'univocité des relations $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$, l'équation (4.48) peut indifféremment être écrite en fonction de θ ou ψ , ou encore selon une formulation mixte.

IV.2.4 Résolution de l'équation de Richards

Comme cela a été évoqué plus haut, l'équation de Richards est devenue une référence dans le domaine de la modélisation des écoulements dans le sol et peut être utilisée comme référence pour le développement de modèles simplifiés. Il est donc intéressant de développer un logiciel de résolution de cette équation. Dans un premier temps, une résolution 1D verticale a été choisie, puisqu'elle possède

une grande rapidité de calcul et est suffisante pour permettre les développements prévus initialement (voir chapitres sur l'infiltration V.5.5 à V.5.10).

La discrétisation spatiale et temporelle adoptée se base sur la forme mixte de l'équation de Richards, suivant un schéma de résolution itératif adopté par de nombreux logiciels. Les développements correspondants sont présentés dans l'annexe XII.22. Par ailleurs, d'autres explications peuvent être trouvées dans la littérature [120; 177; 45].

A côté des techniques classiques de résolution largement éprouvées, d'autres méthodes performantes ont récemment été développées. On notera entre autres la méthode de résolution de Ross, qui résout l'équation en utilisant un potentiel particulier (« matric flux potential ») à la place du potentiel de succion. Cela lui permet, au prix de certaines simplifications, notamment au niveau des propriétés des sols, de proposer une méthode de résolution plus rapide que les méthodes classiques [154]. Cependant, la rapidité n'étant pas un critère déterminant pour l'utilisation prévue du logiciel 1D, nous préférons utiliser les méthodes classiques, plus éprouvées et mieux documentées.

Afin de vérifier la correcte implémentation des équations dans le logiciel, plusieurs simulations trouvées dans la littérature ont été reproduites. Notons que les relations $\theta - \psi - K$ utilisées diffèrent selon les articles. Le logiciel a donc été conçu de manière à pouvoir aisément choisir les relations à utiliser.

La première validation choisie est une reproduction des simulations numériques de Celia [22] également utilisées dans la thèse de Thoms [173]. Les relations entre les propriétés hydrauliques du sol utilisées sont reprises dans le Tableau IV-6.

$K(\psi)$	$K = K_{sat} \frac{A}{A + \psi ^\beta}$ $A = 1,175 \cdot 10^6; B = 4,74; K_{sat} = 34 \text{ cm / h}$
$\theta(\psi)$	$\theta = \frac{\alpha(\theta_{sat} - \theta_{res})}{(\alpha + \psi ^\beta)} + \theta_r$ $\theta_{sat} = 0,287; \theta_{res} = 0,075; \alpha = 1,611 \cdot 10^6; \beta = 3,96$
$C(\psi) = \frac{\partial \theta(\psi)}{\partial \psi}$	$C = \alpha \beta \frac{(\theta_{sat} - \theta_{res}) \psi ^{\beta-1}}{(\alpha + \psi ^\beta)^2}$
Initial conditions	$t < 0, z \leq 0 : \theta_0 = 0,10$
Boundary condition	$t \geq 0, z = 0 : \theta_1 = 0,267$

Tableau IV-6 : Paramètres de la première simulation.

La Figure IV-17 montre la comparaison du profil d'humidité fournit par la simulation de Thoms et celui du logiciel développé : l'avancée du front est reproduite correctement.

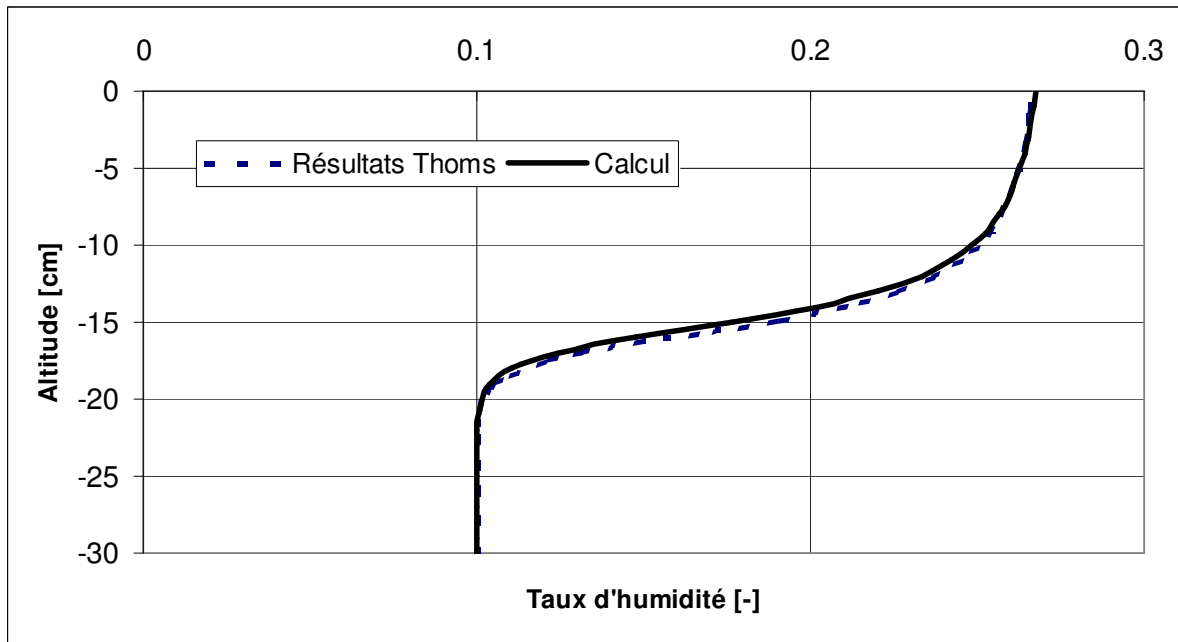


Figure IV-17: Comparaison des résultats pour la première simulation.

La deuxième simulation choisie pour la validation du code de calcul est tirée de l'article [120]. Dans cette simulation, le sol est supposé idéal et suit les relations ci-dessous :

$K(\psi)$	$K = K_s \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ $\theta_{res} = 0; K_{sat} = 1,25 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$
$\theta(\psi)$	$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \exp\left(\psi \frac{k}{D^*}\right)$ $D^* = -K \frac{d\psi}{d\theta} = 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}; k = (\theta_{sat} - \theta_{res}) \frac{dK}{d\theta} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
Initial conditions	$t < 0, z \leq 0 : \theta_0 = 0,02$
Boundary condition	$t \geq 0, z = 0 : \theta_1 = 0,125$

Tableau IV-7 : Paramètres de la deuxième simulation

Cette simulation a l'avantage de pouvoir être comparée avec sa solution exacte, dont la forme analytique s'écrit [134] :

$$\theta = \theta_0 + \frac{\theta_1 - \theta_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{-z - kt}{2(D^*t)^{1/2}} \right) + \exp \left(\frac{-kz}{D^*} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{-z + kt}{2(D^*t)^{1/2}} \right) \right] \quad (4.49)$$

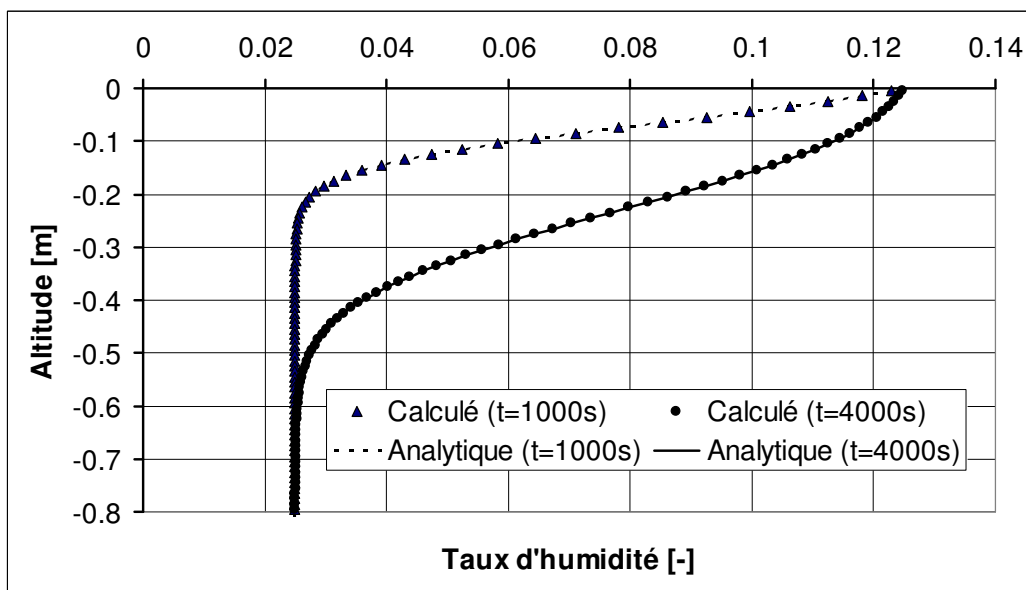


Figure IV-18: Comparaison des courbes d'humidité pour la deuxième simulation de validation.

La Figure IV-18, qui montre la comparaison entre la solution analytique et les valeurs calculées par le programme, permet de constater la parfaite concordance entre la simulation et la courbe analytique.

Ces simulations permettent de valider le modèle et son aptitude à simuler l'infiltration de l'eau dans le sol. Le programme peut donc servir de référence afin d'étudier les modèles d'infiltration simplifiés présentés dans le chapitre V.5.

IV.3 Couche hypodermique

Après avoir posé les bases nécessaires à la compréhension des écoulements dans les sols, nous pouvons aborder la modélisation des couches elle-même. La première couche rencontrée est la couche hypodermique, qui, comme son nom l'indique, se trouve juste sous la surface du sol.

Après une description physique de la couche hypodermique (chapitre IV.3.1), une modélisation de cette couche séparant la partie saturée et la partie non saturée de la couche est proposée (chapitre IV.3.2). La

présence d'une frange capillaire au-dessus de l'interface entre ces deux zones confère une sensibilité importante du niveau de surface libre en fonction des apports et retraits d'eau dans la couche. Une approche originale utilisant des relations Hauteur-Volume spécifiques a donc été introduite afin de représenter ce type de phénomènes (chapitre IV.3.5).

IV.3.1 Description de la couche

IV.3.1.1 Un peu de pédologie...

Avant de pouvoir définir ce que l'on entend exactement par couche hypodermique, il convient de mieux comprendre ce qui se trouve dans le sous-sol. La pédologie est la science qui étudie la composition des sols. Nous ne souhaitons pas ici entrer dans une description détaillée de cette science, mais plutôt en extraire les éléments importants qui nous semblent pertinents dans le choix de la manière de modéliser les écoulements dans le sol.

La formation, la transformation et la différenciation des sols dépendent des différents

processus (physiques, chimique et biologiques) qui

interagissent les uns avec les autres (pédogénèse). La première constatation est que la diversité des sols est extrêmement importante, et ce à plusieurs niveaux :

- les différents types de textures qui apparaissent
- la composition des sols, leur niveau d'homogénéité
- la succession de différentes couches

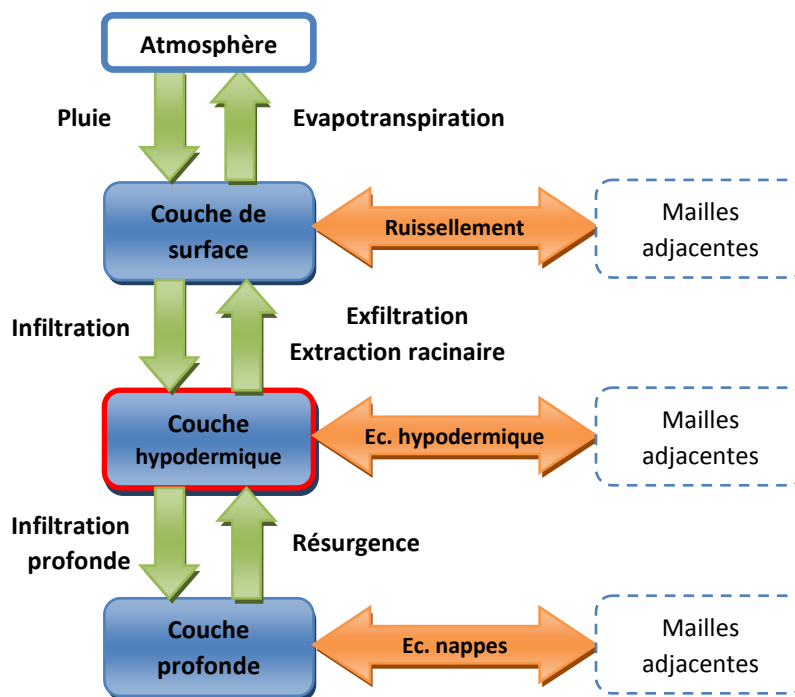


Figure IV-19 : La couche de hypodermique dans l'organigramme général.

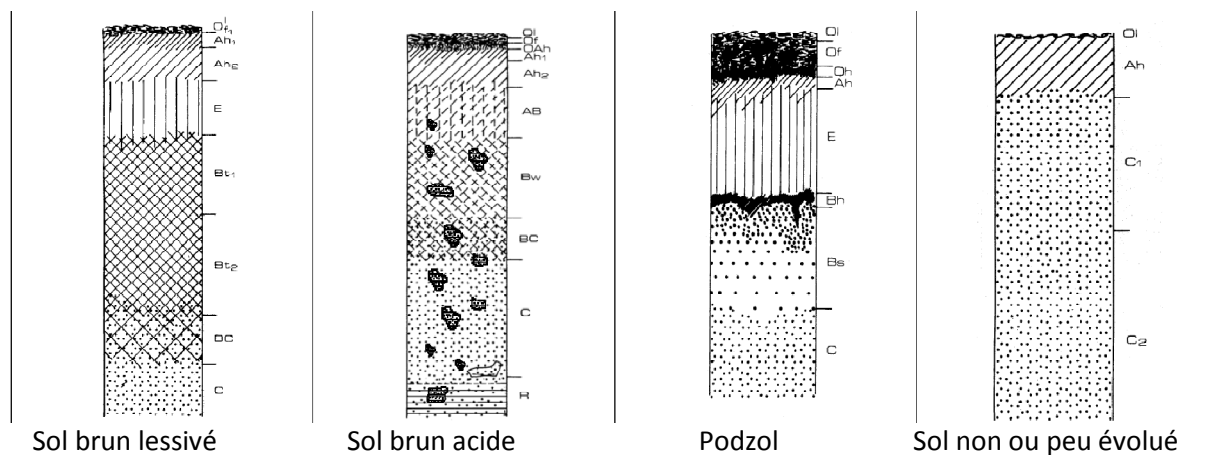


Figure IV-20 : Exemples de profils pédologiques en milieu forestier, d'après [38], extrait de [7],

Il est donc délicat de modéliser explicitement le fonctionnement complexe des innombrables configurations de sol possibles, et des simplifications conséquentes sont nécessaires pour pouvoir envisager les processus qui s’y déroulent à l’échelle du bassin versant. Nous nous attachons donc ici à décrire les processus d’écoulement principaux, en gardant à l’esprit qu’ils ne peuvent en aucun cas être interprétés comme une description fiable de ce qui se passe à petite échelle.

IV.3.1.2 Une ou plusieurs couches ?

L’écoulement hypodermique dans sa définition la plus large correspond à l’écoulement latéral dans le sol situé directement sous la surface. Bien que cet écoulement puisse apparaître quelle que soit la texture des sols et les horizons présents, il ne prend une importance suffisante que dans certaines conditions. Il est en effet nécessaire pour que cette composante ne soit pas négligeable que la perméabilité latérale soit bien plus importante que la perméabilité verticale (anisotropie marquée). Cette condition apparaît naturellement lorsque plusieurs couches de perméabilité fortement différentes sont superposées. En général, cette disposition peut se retrouver à plusieurs niveaux. Dès lors nous allons définir plusieurs écoulements hypodermiques correspondant à des couches de modélisation différentes.

IV.3.1.3 L’écoulement hypodermique rapide

Dans les premiers décimètres de sol, la perméabilité peut être bien plus importante que dans le sol sous-jacent par l’effet de différents facteurs, dont :

- les dépôts de matière organique dont la perméabilité est extrêmement importante ;
- l’effet de la faune (vers de terre, petits rongeurs...) qui créent dans le sol une macroporosité ;
- l’impact de végétation, avec en particulier la présence des racines dans cette zone ;
- la présence éventuelle d’une semelle de labour dans les terrains agricoles.

Ces facteurs contribuent à créer une couche de perméabilité très importante reposant sur une couche bien moins perméable. Cette configuration permet alors de faire apparaître un écoulement latéral relativement rapide qui va intervenir dans la génération des crues.

Les différents facteurs décrits plus haut ont un point commun important : ils affectent la perméabilité sur une épaisseur relativement réduite, de l’ordre de quelques décimètres. Il s’agit bien sûr ici d’un ordre de grandeur très général, puisque, par exemple, certains arbres peuvent avoir les racines ancrées très profondément dans le sol. Dans la majorité des cas, il est possible de distinguer nettement cette couche de sol très perméable des couches sous-jacentes. Néanmoins, la profondeur de cette couche varie spatialement et peut difficilement être connue à l’échelle d’un bassin entier. Nous proposons dès lors de fixer une valeur par défaut de l’épaisseur de cette couche.

Une exploration de la littérature nous a permis de fixer une épaisseur de 20 cm. En particulier, Le Meillour [108] a étudié expérimentalement les écoulements de subsurface dans les 20 premiers centimètres du sol et a mis en évidence une perméabilité bien plus importante de cette couche, avec une anisotropie marquée engendrant un écoulement latéral rapide. La profondeur de 20 cm avait été choisie sur base des études de Mertz [116] et Taha [170] qui ont caractérisé le système racinaire du bassin versant étudié. Dans leurs études sur l’infiltration dans les sols, Risse et Nearing séparent explicitement la première couche de sol des couches sous-jacente situées en-dessous de 20cm [150; 122]. Le modèle APEX/EPIC utilise également cette épaisseur pour l’estimation de l’évaporation réelle [183].

IV.3.1.4 L’écoulement hypodermique lent

Une fois que l’eau a pénétré un peu plus profondément dans le sol, elle va pouvoir rencontrer des couches de matériaux de natures différentes dont la perméabilité peut être très différente. Lorsqu’une couche de sol perméable est suivie d’une couche moins perméable, il peut alors apparaître une nappe perchée engendrant un écoulement latéral dominant. Cet écoulement hypodermique est plus lent que

celui apparaissant dans les couches superficielles (chapitre IV.3.1.3), mais peut par contre s'étendre sur des épaisseurs plus importantes (plusieurs mètres). Un tel écoulement latéral dominant peut également apparaître lorsque l'eau rencontre non pas une couche moins perméable, mais une nappe d'eau empêchant une percolation plus profonde. L'effet est alors semblable, bien que dans ce cas l'écoulement hypodermique se confonde avec l'écoulement de la nappe.

L'écoulement hypodermique lent est donc tout à fait similaire à l'écoulement hypodermique rapide, mais à une échelle spatiale d'un ordre supérieur (plusieurs mètres au lieu de plusieurs décimètres), et avec des perméabilités moins importantes (pas d'effet de macroporosité lié à la présence de faune et de flore).

IV.3.2 Modélisation de la couche hypodermique

L'écoulement qui a lieu dans la couche hypodermique peut constituer une part non négligeable d'un hydrogramme de crue, en particulier lorsque le sol en surface possède une perméabilité importante.

La couche hypodermique représente la première couche de sol dont la perméabilité est supposée être largement supérieure à celle de la couche située en dessous. Dès lors, l'écoulement vertical à la base de cette couche est limité, et l'on peut observer une saturation par le bas. Comme le montre la Figure IV-21, cette couche peut être décomposée en deux parties :

- la partie saturée (bas) qui monte jusqu'à la hauteur h_s [m] dépendante de la quantité d'eau dans la maille ;
- la partie non saturée (reste de la couche) dont la hauteur sera notée h_u [m]. Z_b et Z_s représentent respectivement les frontières inférieure et supérieure de la couche.

En réalité, il n'y a pas forcément une frontière nette entre les différentes couches de sol. La transition peut se faire de manière continue, avec une diminution progressive de la perméabilité du sol. La conceptualisation utilisée ici peut donc dans certains cas constituer donc une approche très simplifiée de la réalité.

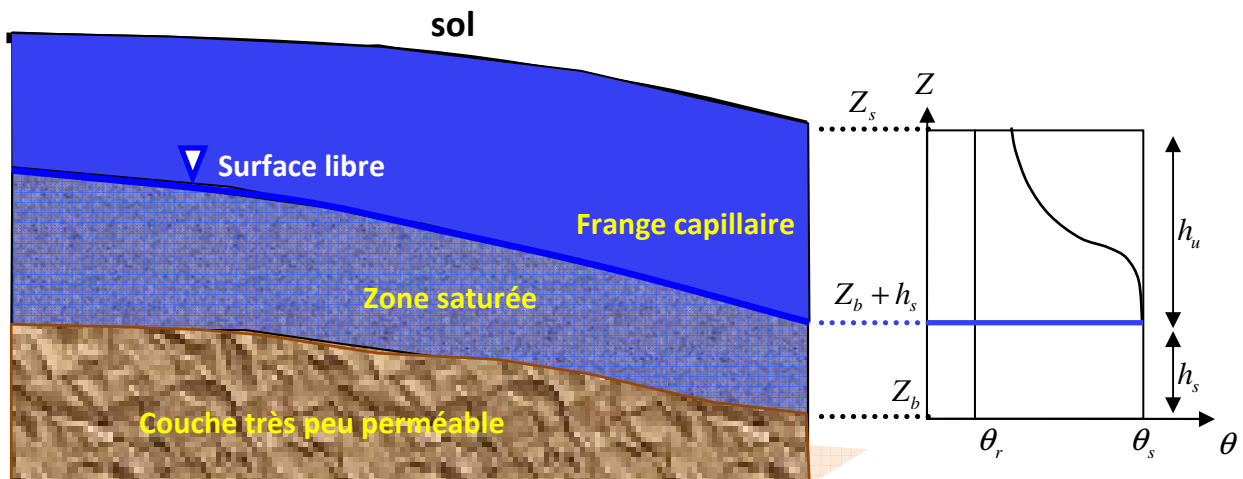


Figure IV-21 : Schématisation de la couche hypodermique.

IV.3.3 Couche intégrée sur la hauteur

Rappelons que l'optique de développement est focalisée vers un modèle multicouches sans discrétisation verticale fine. Dès lors, les équations régissant les écoulements au sein de la couche hypodermique devront être intégrées sur la hauteur (voir chapitre V pour les écoulements verticaux et le chapitre VI pour les écoulements horizontaux). Il en résulte que seul le taux d'humidité moyen est disponible pour décrire le profil d'humidité dans la couche non saturée. Cela revient donc à utiliser un taux d'humidité moyen pour l'ensemble de cette zone (voir Figure IV-22).

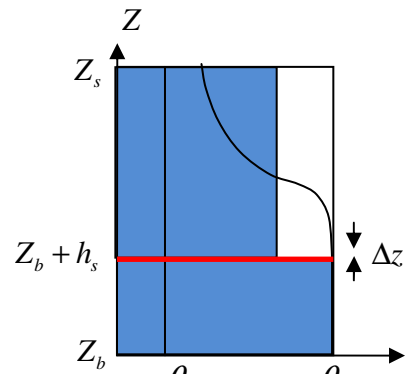


Figure IV-22 : Couche intégrée sur la hauteur avec séparation des parties saturée et non saturée.

IV.3.4 Couche hypodermique et front d'infiltration

C'est par le dessus de la couche hypodermique que l'infiltration pénètre dans le sol. Cela crée donc un apport d'eau de forme particulière (front d'infiltration) créant une modification importante non seulement du volume d'eau dans la couche, mais également de la forme du profil d'humidité. Ce front d'infiltration peut être considéré indépendamment (variable supplémentaire) ou de façon intégrée à la couche hypodermique (front d'infiltration inclus dans le taux d'humidité moyen de la couche). Ces questions seront abordées plus en détails dans le chapitre V.5 consacré à l'infiltration.

IV.3.5 Relations Hauteur-Volume dans le sol

L'effet piston, décrit au chapitre II.4.1, ne peut être modélisé qu'à la condition de pouvoir prendre en compte la sensibilité de la surface libre dans la couche profonde lors d'apports ou retraits d'eau dans le profil. En effet, un faible apport d'eau dans la couche peut engendrer une montée rapide de la surface libre, puisque le profil d'humidité est déjà proche de la saturation dans la frange capillaire (Figure IV-23a). Or cette montée rapide ne peut être modélisée par un simple profil d'humidité rectangulaire dans lequel le différentiel de porosité à combler est bien plus important (il correspond au différentiel de porosité moyen de la zone non saturée) (Figure IV-23b).

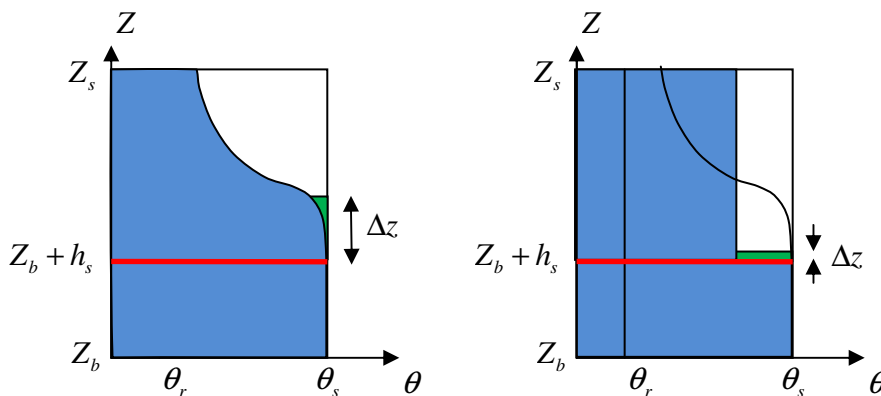


Figure IV-23 : Augmentation de la surface libre – profil réel vs profil uniforme.

Examinons tout d'abord un profil réel à l'équilibre. Dans le bas de la couche, le sol est complètement saturé jusqu'à hauteur de la surface libre où la pression est nulle. Ensuite, nous avons une frange capillaire, dont le taux d'humidité est proche de la saturation et la pression est négative (suction). Dans la loi de Brooks-Corey (voir chapitre IV.2.2.1), cette partie est même considérée comme saturée (mais cependant avec une pression négative). Au-dessus de cette frange, le taux de saturation décroît rapidement en fonction de la hauteur.

Dans un premier temps, un petit apport d'eau dans la couche permet à la surface libre de monter rapidement puisque le déficit en eau à combler est très faible. Si la surface libre monte rapidement dans la frange capillaire, le niveau de celle-ci va également monter, avec une redistribution du profil d'humidité pour atteindre un nouvel équilibre (voir Figure IV-24), mais le temps caractéristique qui correspond à cette remontée sera bien plus important. A plus long terme, le profil va donc évoluer vers la configuration d'équilibre, ce qui va engendrer une diminution du niveau de la surface libre ($\Delta Z_{Long\ terme} < \Delta Z_{Court\ terme}$) puisque l'eau va devoir remonter dans le sol pour reformer la frange capillaire.

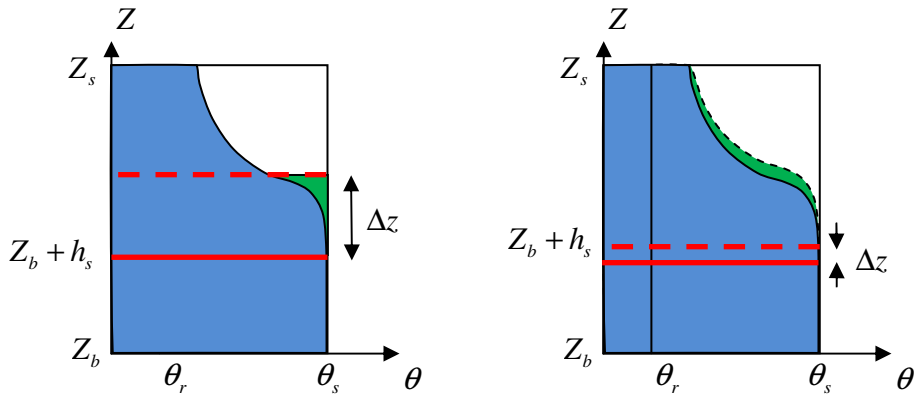


Figure IV-24 : Augmentation de la surface libre et redistribution consécutive.

Il apparaît donc la nécessité de modéliser deux phénomènes : d'une part la possibilité pour la nappe de varier rapidement autour de son niveau d'équilibre, d'autre part la tendance du profil perturbé à rejoindre un nouvel état d'équilibre (à long terme). Une méthode originale utilisant des relations particulières entre le volume d'eau et la hauteur de surface libre est proposée afin de permettre cette modélisation dans le cadre d'une couche intégrée sur la hauteur (notons que la résolution complète de l'équation de Richards permet également de modéliser ces effets mais sort du cadre de développement souhaité).

A une hauteur de nappe fixée correspond un profil d'équilibre, et un volume d'eau à l'équilibre. Il existe alors une relation (Figure IV-25) entre l'altitude de surface libre et le volume d'eau dans la couche (la forme analytique de cette relation est déterminée au chapitre VI.2.4.3 dans le cas où la relation entre le taux d'humidité et la succion est donnée par la loi de Brooks-Corey).

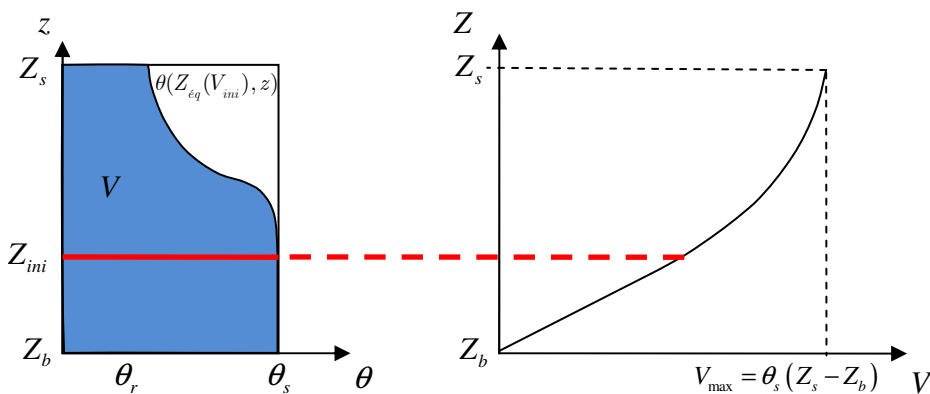


Figure IV-25 : Relation entre altitude de surface libre et volume d'eau dans la couche.

Prenons un profil à l'équilibre, qui reçoit un apport (ou un retrait) d'eau par le dessous (partie saturée de la couche). Cet apport va modifier le profil d'humidité initialement à l'équilibre (voir Figure IV-24). A court terme, la hauteur de surface libre va se déplacer le long d'une courbe représentative de la relation entre le volume ajouté (ou retiré) et la variation de hauteur correspondante (Figure IV-27), les deux étant liés par le profil d'humidité présent dans le sol $\theta_{eq}(Z_{profil}, z)$, selon

$$\frac{\partial Z_{SL}}{\partial V} = \frac{1}{\theta_s - \theta_{\text{eq}}(Z_{\text{profil}}, z)} \quad (4.50)$$

où Z_{profil} est l'altitude de la surface libre dans le profil, soit dans ce cas $Z_{\text{profil}} = Z_{\text{ini}} = Z_{\text{eq}}(V_{\text{ini}})$, où $Z_{\text{eq}}(V)$ représente l'altitude de surface libre du profil à l'équilibre possédant un volume d'eau V . Il faut

noter que lorsque θ_s et θ_{eq} tendent vers 0, la relation (4.50) ne peut plus être utilisée telle quelle. Ce problème peut être aisément surmonté en remplaçant dans (4.50) θ_s par $\theta'_s = \theta_s + \theta_{\text{min}}$.

Physiquement, cela revient à augmenter le taux d'humidité à la saturation sans modifier la courbe d'équilibre (Figure IV-26).

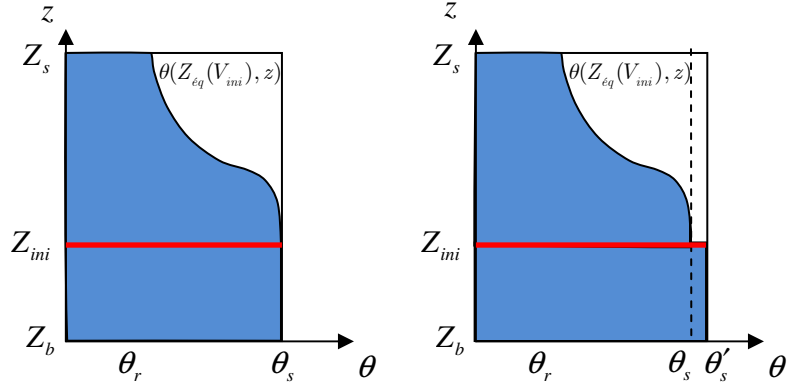


Figure IV-26 : Artifice pour éviter une sensibilité infinie de l'altitude de surface libre par rapport au volume d'eau dans la couche.

Dans la suite des développements, cet artifice est conservé. La Figure IV-27 illustre l'évolution de la surface libre sur le court terme.

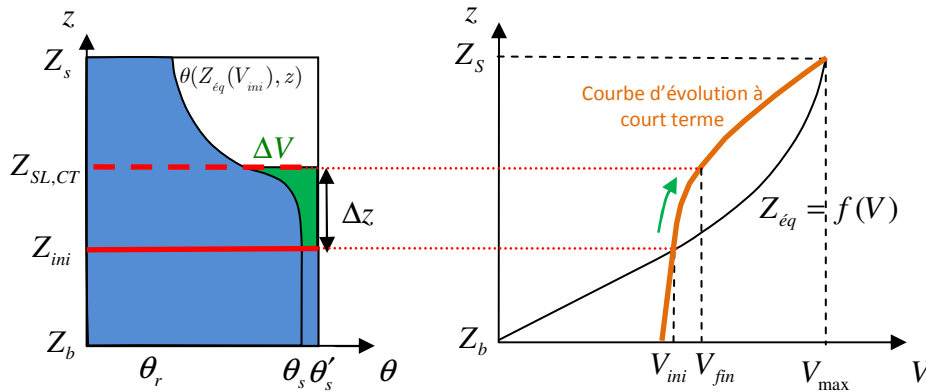


Figure IV-27 : Courbe d'évolution de la surface libre à court terme.

Le niveau $Z_{SL,CT}$ est le niveau atteint à court terme par la surface libre. V_{ini} et V_{fin} sont les volumes d'eau dans la couche avant et après ajout de l'apport.

A plus long terme, le profil tend vers son nouvel équilibre, et le niveau de la surface libre évolue à volume constant. La courbe représentative de la relation $\partial Z_{SL} / \partial V$ va donc évoluer vers la courbe correspondant au profil d'équilibre pour le volume présent dans le sol ($Z_{\text{profil}} = Z_{\text{fin}} = Z_{\text{eq}}(V_{\text{fin}})$).

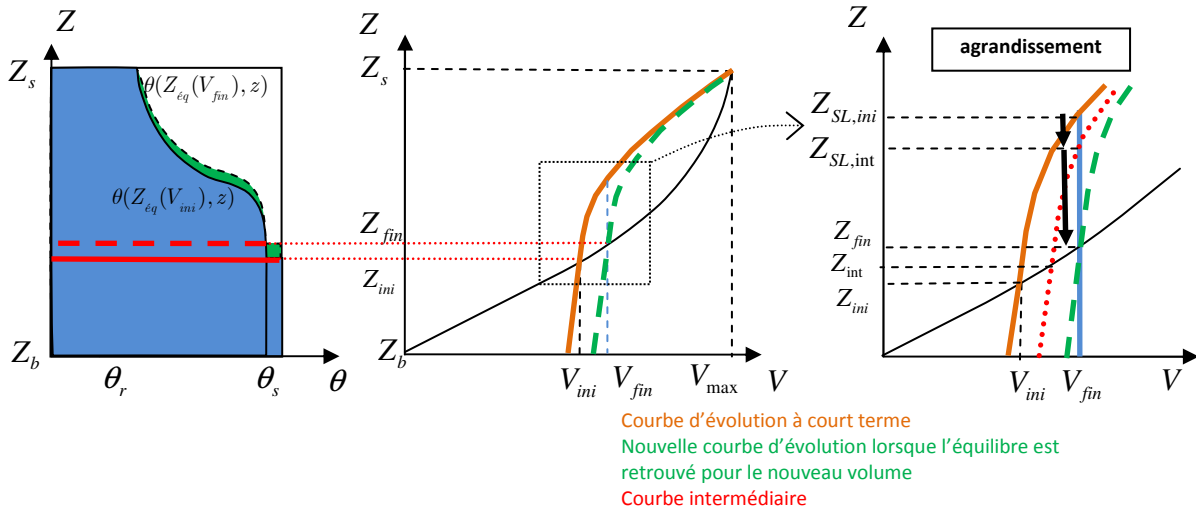


Figure IV-28 : Variation à court terme de la surface libre et évolution suite à la redistribution de l'humidité dans la couche.

Nous posons alors l'hypothèse que cette courbe va évoluer en passant par les courbes caractéristiques correspondant à des états d'équilibres intermédiaires (voir Figure IV-28), qui sont définies par l'équation (4.50), où l'on utilise

$$Z_{profil} = \begin{cases} Z_{CT} = Z_{\text{eq}}(V_{ini}) & \text{à court terme} \\ Z_{int} & \text{pendant la phase intermédiaire} \\ Z_{LT} = Z_{\text{eq}}(V_{fin}) & \text{à long terme} \end{cases} \quad (4.51)$$

où Z_{int} représente la variation de Z_{profil} entre l'état initial et l'état final (voir Figure IV-28). Autrement dit, dans un premier temps, le niveau de surface libre va évoluer rapidement en suivant la courbe caractéristique du profil initial, puis l'eau va se redistribuer progressivement (à volume constant) pour reformer un nouveau profil d'équilibre correspondant au nouveau volume d'eau dans la couche (V_{fin}). Dans cette approche, l'état du système pourra être défini de façon univoque grâce aux deux inconnues V et Z_{profil} .

La valeur de cette dernière inconnue va évoluer vers la valeur à l'équilibre. Nous proposons de représenter cette évolution par la relation linéaire suivante :

$$\frac{\partial Z_{profil}}{\partial t} = \alpha (Z_{\text{eq}} - Z_{profil}) \quad (4.52)$$

où α est une constante caractéristique de la couche. Le retour vers la situation d'équilibre sera donc rapide dans un premier temps, pour ensuite converger asymptotiquement vers la courbe d'équilibre (à volume constant).

L'approche développée dans ce chapitre est un concept tout à fait original permettant de prendre en compte les variations à court et à long terme du profil d'humidité, et permettant de lier l'altitude de surface libre au volume d'eau dans la couche et à ses variations. La sensibilité du niveau de surface libre par rapport au volume, causée par la présence de la frange capillaire, est traduite sans problème grâce aux courbes d'évolution caractéristiques utilisées. Il faut néanmoins noter que l'utilité de ces développements se marque essentiellement dans les couches suffisamment épaisses que pour développer une frange capillaire (couche hypodermique lente ou couche profonde), et où peuvent se manifester des processus d'écoulement tel que l'effet piston décrit au § II.4.1. En effet, l'application à la couche hypodermique rapide a un intérêt très limité étant donné sa faible épaisseur.

Ces concepts très prometteurs n'ont malheureusement pas pu être menés à leur terme dans le cadre de cette thèse. Ils en restent donc pour l'instant au stade essentiellement théorique, mais pourront utilement faire l'objet de recherches ultérieures et de validations sur des cas-tests. Plusieurs perspectives de développement sont à explorer :

- expliciter les équations des courbes caractéristiques sur base de la relation (4.50) et des expressions du profil d'équilibre développées au chapitre VI.2.4.3;
- proposer des formes simplifiées de ces équations pour optimiser la méthode ;
- envisager le cas des apports par le dessus de la couche, qui ne peut être traité de façon identique (une piste serait d'utiliser des relations caractéristiques différentes pour ce cas) ;
- envisager le cas mixte où les apports proviennent à la fois du dessus et du bas de la couche.

IV.3.6 Organigramme de la couche hypodermique

De même que pour la couche de surface, nous présentons ci-dessous l'organigramme synthétique de la couche de manière à obtenir une vue globale de la structure de la couche. Notons que la prise en compte de l'écoulement hypodermique lent reste optionnelle.

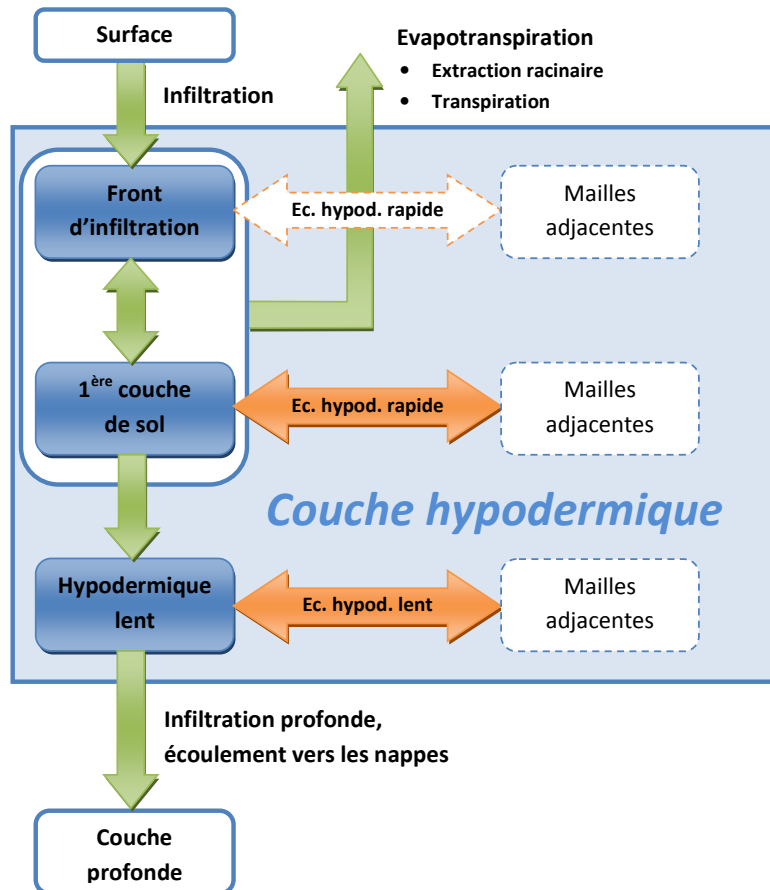


Figure IV-29 : Organigramme de la couche hypodermique.

IV.4 Couche profonde

Dans la réalité, la modélisation des couches profondes de terrain peut se révéler très complexe. Les nombreuses dispositions géologiques possibles peuvent difficilement être modélisées de façon précise par un modèle simple intégré sur l'épaisseur de la couche profonde. Le modèle que nous proposons ici ne constitue donc qu'une première approche, relativement simple, permettant d'évaluer en première approximation l'effet des nappes aquifères

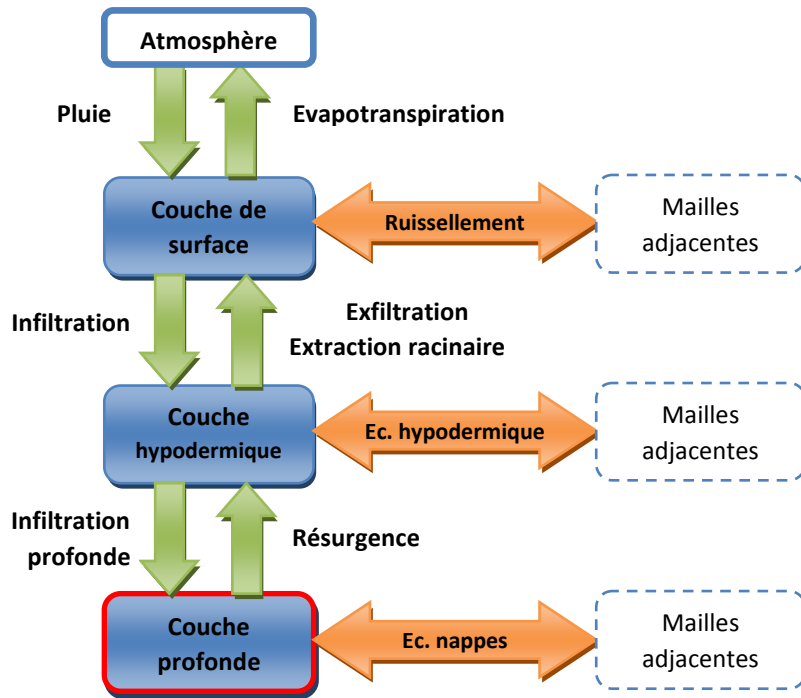


Figure IV-30 : Couche profonde dans l'organigramme général.

dans la genèse des débits de surface et, plus globalement, leur impact dans le cycle de l'eau.

IV.4.1 La zone vadose

Entre les couches de surface et les nappes se trouve généralement une zone non saturée, appelée la zone vadose. Cette couche a essentiellement un rôle de transfert vertical des apports de surface vers les nappes (percolation). Nous pouvons distinguer trois manières principales de prendre en compte cette couche¹². La première méthode consiste à traiter de la même façon la zone vadose et les nappes, en utilisant l'équation de Richards (voir chapitre 4.2.3) pour l'ensemble (domaine de calcul unique) [178; 120; 45]. Cette méthode implique donc un calcul tridimensionnel dans l'ensemble du domaine. La deuxième méthode tient compte de la faible importance des débits horizontaux dans la zone vadose. Dès lors, l'écoulement dans cette dernière est uniquement résolu dans la direction verticale (équation de Richards 1D). L'écoulement dans les nappes est alors résolu par une approche 3D, comme par exemple dans MIKE SHE [29], ou quasi-3D (avec intégration des équations sur la hauteur), comme dans le modèle de Yakirevich *et al* [185]. La troisième méthode ne modélise pas le transport de l'eau au travers de la zone vadose, et considère que l'eau qui percole depuis les couches de surface atteint directement les nappes.

IV.4.2 Les apports de la couche profonde

Au niveau hydrologique, la couche profonde a essentiellement deux fonctions. D'une part, elle génère les débits de base qui alimentent les rivières en permanence, et d'autre part, par le positionnement relatif entre la nappe et le sol, elles peuvent créer une interaction avec les couches supérieures (avec comme exemple typique la saturation des sols près des rivières, où la nappe est affleurante).

¹² Notons que le cas où les nappes sont prises en compte via un réservoir unique pour l'ensemble du bassin (voir chapitre VI.5), la modélisation explicite de la zone vadose n'a plus de sens.

IV.4.3 Couche simple intégrée sur la hauteur

Plusieurs méthodes de modélisation de la couche profonde, allant d'une modélisation par un simple réservoir à une modélisation 3D complète, sont décrites au chapitre VI.5. Nous n'entrerons donc pas dans les détails pour l'instant, mais il nous semble utile de donner une première description de la manière dont la couche est modélisée dans le cas d'une couche unique dont les propriétés sont uniformes sur la hauteur (voir chapitre VI.5. pour des explications supplémentaires sur le choix de ce modèle).

Le terrain est dans ce cas considéré comme relativement homogène. La couche profonde est supposée reposer sur un substrat imperméable constituant la limite de la zone modélisée. De manière semblable à ce qui a été fait pour la couche hypodermique, la couche profonde est considérée comme saturée jusqu'à une certaine hauteur, et le débit dans cette zone est considéré comme essentiellement horizontal. La modélisation est donc tout à fait semblable à celle de la partie saturée de la couche hypodermique, aux différences près que le débit à la frontière inférieure est nul et que l'apport d'eau par la frontière supérieure est calculé différemment. En effet, l'écoulement dans la zone vadose (partie non saturée de la couche) a un impact bien moins important que dans le cas de la couche hypodermique où le taux d'humidité dans la zone non saturée va directement influencer les débits rapides (écoulement de surface et écoulement hypodermique) et donc les débits générés lors des événements pluvieux. Dès lors, dans un souci de gain en termes de temps de calcul, cette zone non saturée n'est pas modélisée directement. L'écoulement percolant dans les zones peu profondes est alors directement ajouté à la partie saturée de la couche profonde.

IV.5 Conclusions

Avant d'aborder les transferts d'eau par échanges latéraux ou verticaux, il est indispensable de comprendre comment est représentée chaque couche au sein du modèle. Chacune des couches principales du modèle a été décrite, et des développements spécifiques au mode de représentation de ces couches et à leur fonctionnement « interne » ont été mis en place.

Au niveau de la surface, l'accent a été mis sur la représentation en tant que milieu comprenant une macrorugosité, ce qui implique différents effets sur son comportement, dont les relations Hauteur-Volume-section, les écoulements en ruisselets, et le stockage de l'eau dans les dépressions du terrain. Les relations Hauteur-Section et Hauteur-Volume permettent de caractériser la surface de façon plus réaliste. Afin d'optimiser le calcul de ces relations, des fonctions analytiques simples ont été proposées pour décrire ces relations. Ces relations sont notamment exploitées dans l'établissement de lois de frottement pour des écoulements en macrorugosité de type ruisselets. Les dépressions du terrain constituent quant à elles autant de zones de rétention qui influencent le comportement de l'eau restée en surface. Une séparation a été réalisée entre ces dépressions où l'eau est immobilisée et les zones d'écoulement proches permettant une propagation du ruissellement de maille en maille. Une fonction de transfert permet alors de répartir les apports pluvieux entre ces deux zones en fonction de la quantité d'eau déjà présente dans les dépressions. Au niveau des applications (chapitres VIII, IX et X), ces relations n'ont pas encore pu être mises en pratique dans le cadre de cette thèse. Une analyse à réaliser sur plusieurs bassins est nécessaire pour estimer l'impact de la prise en compte de ces zones sur les apports pluvieux arrivant à la rivière, et constitue un axe de recherche qui pourra être développé dans le futur.

Un chapitre a ensuite été consacré à introduire les notions nécessaires à l'étude des contributions souterraines en hydrologie. L'équation de Richards, ainsi que les courbes comportementales des sols (perméabilité et potentiel en fonction du taux d'humidité) ont été décrits et mis en place dans un module de modélisation 1D vertical des écoulements en milieu non saturé. Celui-ci servira notamment pour divers développements des lois d'infiltration (voir chapitre V.5).

Pour la couche hypodermique, une description simplifiée constituée d'une ou deux couches homogènes (écoulement hypodermique rapide et lent) a été choisie. Cela permet l'utilisation d'équations intégrées sur la hauteur, et assurera une cohérence avec les lois d'infiltration présentées au chapitre V.5. En outre, une approche originale des relations Hauteur-Volume dans les couches de sol a été introduite de manière à permettre une évolution rapide du niveau de la surface libre lors d'apports, traduisant la sensibilité de ce niveau liée à la présence de la frange capillaire. Cette approche originale devra néanmoins être approfondie et testée pour estimer son applicabilité sur des cas concrets.

La couche profonde a été abordée de façon plus succincte, mais en pointant néanmoins les aspects principaux de sa modélisation, particulièrement la question du niveau de complexité souhaité pour sa modélisation (simple réservoir globalisé à l'échelle du bassin ou modélisation complète). Une modélisation intermédiaire, constituée d'une couche intégrée sur la hauteur similaire à celle représentant l'écoulement hypodermique, a finalement été suggérée.

V TRANSFERTS VERTICAUX

Les transferts verticaux représentent les débits échangés entre les différentes couches. En hydrologie, la modélisation de ces flux est cruciale, puisqu'elle permet de répartir les apports entre des couches aux propriétés et à la dynamique fondamentalement différents. De nombreux mécanismes d'écoulement sont directement liés à la manière dont ces processus se mettent en place au sein du bassin versant.

Le présent chapitre est organisé selon une logique descendante, c'est-à-dire en décrivant les échanges depuis la couche atmosphérique jusqu'aux couches plus profondes : pluie, interception, évapotranspiration, infiltration et exfiltration, et percolation profonde.

V.1 Pluie

Dans le cadre d'un modèle purement hydrologique, la pluie est considérée comme une donnée à fournir au modèle. Nous étudions dans les chapitres qui suivent les propriétés utiles à l'intégration des données de pluie dans notre modèle distribué. Les trois aspects principaux de la distribution de pluie (aspect fréquentiel, répartition spatiale et temporelle) sont abordés dans ce chapitre.

V.1.1 Distribution fréquentielle

Dans l'étude de pluies de projet, une analyse fréquentielle des pluies est nécessaire afin de déterminer les intensités liées à une période de récurrence particulière. Ces analyses sont établies sur base d'un ensemble plus ou moins étendu de données de pluies récoltées à une station particulière. Une analyse

statistique permet alors d'en extraire les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence), qui sont propres à chaque région.

Les courbes IDF se présentent sous la forme d'un ensemble de courbes décroissantes, souvent fournie sous forme tabulée ou suivant une loi-type dont les paramètres sont fonctions de la région (voir annexe XII.10).

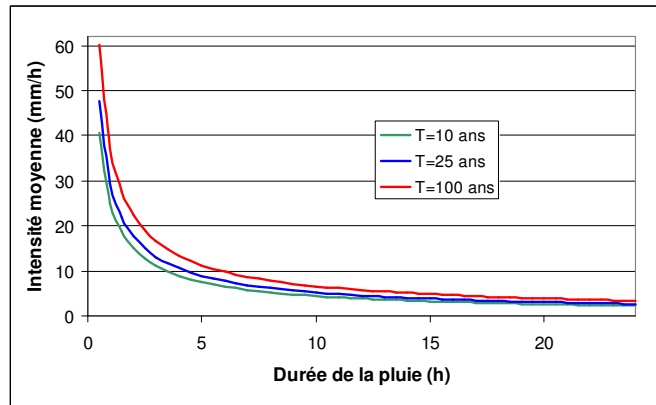


Figure V-1V : Exemple de courbe IDF (station de Uccle)

Ces courbes permettent d'associer une intensité de pluie moyenne à une période de récurrence et une durée d'averse. Diverses utilisations de ces courbes peuvent être réalisées. Pour une pluie connue, il est possible d'estimer sa récurrence en calculant l'intensité moyenne maximale pour des intervalles de temps de longueurs variables. Il est également possible de construire une pluie de projet associée à une certaine récurrence sur base de ces courbes. Des explications plus détaillées sur la distribution fréquentielle des pluies et les courbes IDF peuvent être trouvées aisément dans la littérature [25; 168; 121; 137].

V.1.2 Distribution spatiale

V.1.2.1 Coefficient d'Abattement

Les courbes IDF donnent des informations locales sur l'intensité de la pluie. Cependant, ces valeurs locales ne peuvent être directement appliquées que sur un bassin de faibles dimensions. En effet, lorsque le bassin étudié couvre une surface plus importante, l'intensité maximale de la pluie n'est présente que sur une partie du bassin ; cette intensité décroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne du point d'intensité maximal. De nombreuses recherches ont été menées afin d'établir une relation entre les pluies ponctuelles et la pluie moyenne sur une surface. Le coefficient d'abattement φ [-] est défini comme le rapport

$$\varphi = \frac{P_m}{P_{loc}} \quad (5.1)$$

où P_m [mm] est la valeur de pluie moyenne sur une surface A [m²], et P_{loc} [mm] la valeur localisée en un point précis. Plusieurs types de coefficients d'abattement existent

- les coefficients fixés géographiquement. Ce type de coefficient relie les mesures en un point arbitraire, par exemple situé à l'emplacement d'une station de mesure, aux moyennes sur une surface étendue, généralement le bassin ou un sous-bassin ;
- les coefficients liés à la distribution de pluie d'une tempête. Dans ce cas, le point de référence est le point d'intensité maximale de la tempête. Ce type de coefficient représente donc le rapport entre l'intensité moyenne sur une surface à l'intensité maximale de la pluie ;

Dans la suite, les coefficients du premier type sont utilisés, puisque les données d'intensité (courbes IDF) sont disponibles à des points fixes spatialement.

De nombreuses formulations peuvent être trouvées dans la littérature. Cependant, celles-ci sont bien souvent spécifiques à un type de région ou de climat, et à une taille de bassin. Ainsi, il existe aussi bien des coefficients pour des bassins immenses (plusieurs milliers de km²), que des coefficients adaptés pour de petits bassins ruraux. De manière générale, le coefficient d'abattement va être fonction non seulement de la surface du bassin, mais aussi de la durée de pluie et de la fréquence de la pluie.

Le tableau ci-dessous propose différentes expressions trouvées dans la littérature, pour des régions proches de la Belgique.

Formule	Source
A [km ²]=Surface du bassin	
$\varphi = 1 - 0,005\sqrt{l}$	Travaux public belges (selon [32]). Coefficient de réduction relatif à une averse-type de 0,72mm/min d'une durée de 20 minutes. <i>l</i> [m]est la longueur la plus grande de la zone.
$\varphi = 1 - 0,171A^{0,25}$	Idem que la formule précédente, exprimé en fonction de la surface, en considérant un bassin circulaire.
$\varphi = 1 - \frac{5,2A}{60 + 7,9A}$	Grissollet, selon [32].
$\varphi = 1 - \frac{1}{1 + \frac{8 \cdot 10^{-2} A^{1/3}}{(\theta F)^{0,5}}}$	[141], selon [90]. θ [h] est la durée de la pluie, <i>F</i> est la fréquence (dépassement) de la pluie (<i>F</i> =0,9 pour une pluie décennale). Bassins versants de 5 à 100km ²

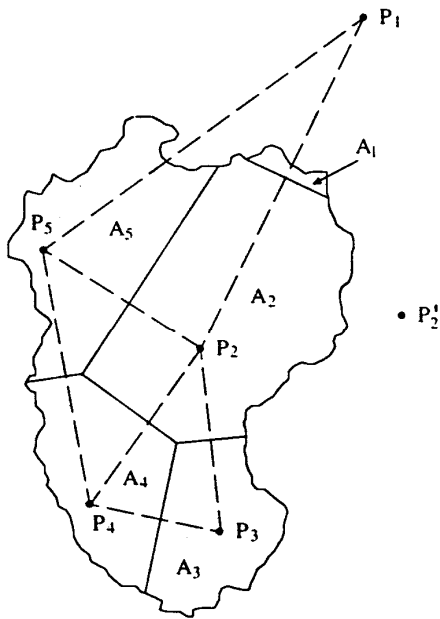
Tableau V-1: Formules pour le calcul du coefficient d'abattement

V.1.2.2 Répartition spatiale de la pluie

La forte non-linéarité de la réponse d'un bassin à une pluie a pour conséquence que, pour une intensité moyenne donnée, deux répartitions spatiales de pluie différentes peuvent engendrer des débits assez différents. Cette répartition peut créer des débits supérieurs (pic de débit situé au-dessus d'un sol moins perméable ou saturé, saturation des sols sous le pic de débit...), ou inférieur (pic de débit situé sur une zone moins infiltrante...).

Lorsque plusieurs stations pluviométriques sont situées sur le bassin, il est possible d'exploiter cette répartition spatiale des données en distribuant les apports pluvieux. Plusieurs méthodes sont à notre disposition pour effectuer cette opération.

- **Polygones de Thiessen.** Cette méthode considère que la pluie en un point quelconque du bassin est égale à la pluie de la station la plus proche. Le bassin est donc séparé en aires polygonales au sein desquelles la pluie est uniforme. Les arrêtes de ces polygones sont constituées par les médiatrices des segments reliant les stations proches deux à deux. Cette méthode a l'avantage de permettre la représentation de la distribution des pluies sous forme indicielle, en attribuant à chaque maille le numéro de la station de référence. Elle ne nécessite donc pas de calcul des valeurs de pluie à chaque itération.



Station	Observed rainfall (mm or in)	Area (km ² or mi ²)	Weighted rainfall (mm or in)
P ₁	10.0	0.22	2.2
P ₂	20.0	4.02	80.4
P ₃	30.0	1.35	40.5
P ₄	40.0	1.60	64.0
P ₅	50.0	1.95	97.5
		9.14	284.6

Average rainfall = 284.6/9.14 = 31.1 mm or in

Figure V-2 : Méthode des polygones de Thiessen.

- **Interpolation entre les stations.** En chaque point du bassin, la pluie est trouvée grâce à une interpolation des valeurs de pluie aux stations. Dans sa configuration la plus simple (interpolation linéaire), l'interpolation des valeurs de pluie est réalisée sur un maillage triangulaire.
- **Moyenne pondérée.** La pluie en chaque point est calculée à partir d'une moyenne pondérée des pluies sur tout ou une partie des stations pluviométriques. La fonction de pondération traduit la corrélation entre les pluies à la station et au point donné. Une fonction simple consiste à prendre comme fonction de pondération l'inverse de la distance entre la station et le point :

$$P_i = \frac{\sum_j \frac{1}{d_{i,j}} P_j}{\sum_j \frac{1}{d_{i,j}}} \quad (5.2)$$

Où $d_{i,j}$ [m] est la distance entre le point i et la station j .

L'influence des méthodes de répartition des pluies n'a pas été analysée dans cette thèse mais pourrait utilement faire l'objet de recherches complémentaires dans le futur.

V.1.3 Distribution temporelle

V.1.3.1 Etude d'événements réels

Dans le cas de la modélisation d'un événement réel, les simulations sont réalisées sur base d'intensités de pluies provenant de stations de mesures. Dans ce cas, la répartition temporelle est directement disponible. Néanmoins, la densité des données est parfois trop faible pour l'utilisation désirée. Un processus de désagrégation des données doit alors être effectué de manière à reconstituer une distribution temporelle réaliste des apports à un pas inférieur à celui des données (par exemple, la désagrégation de données journalières en données horaires).

V.1.3.2 Désagrégation des pluies

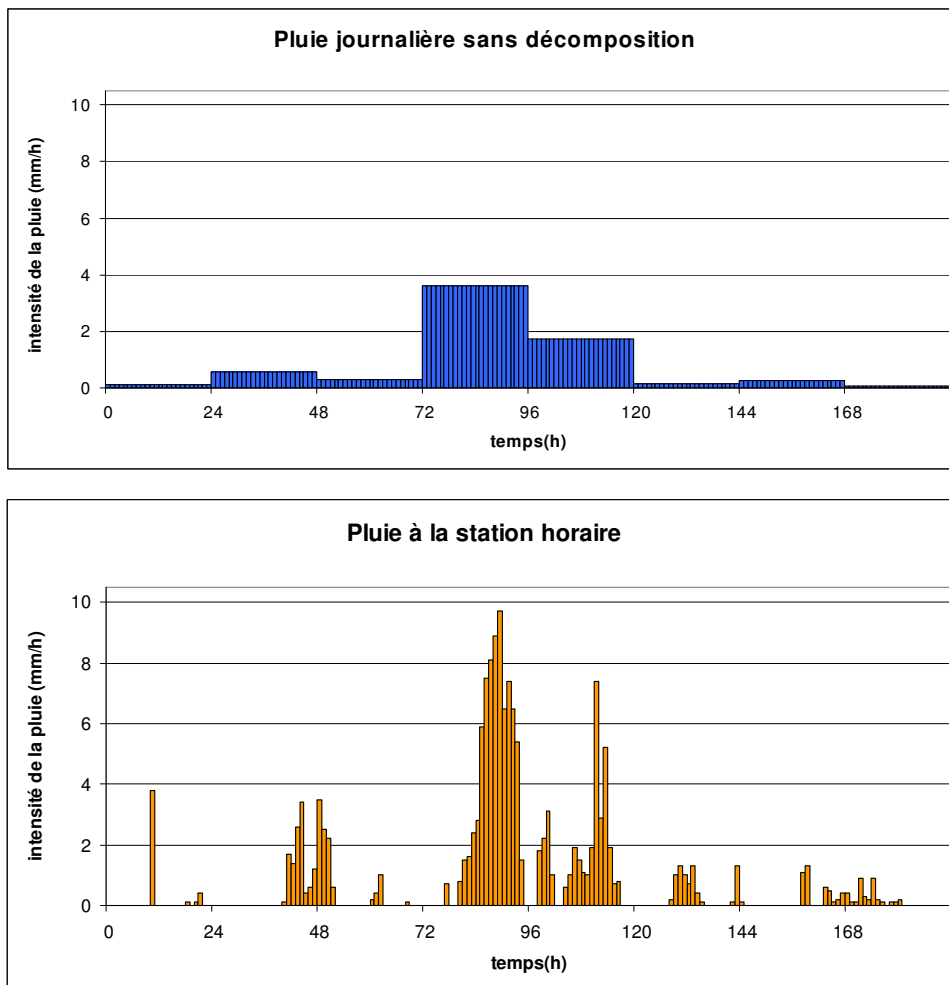
La distribution des pluies au cours de la journée a une influence très importante sur le comportement du bassin vis-à-vis de ces apports (forte non-linéarité des phénomènes). En outre, le temps de réponse

hydrologique des bassins étudiés est souvent inférieure au pas de temps journalier, et il est nécessaire donc de prendre en compte la distribution des pluies sur un pas de temps fin pour pouvoir modéliser la dynamique de la rivière (en particulier, des pics de crue intense mais à durée limitée ne pourraient être modélisés sur base de pluies journalières moyennes). Il est donc nécessaire, dans la mesure du possible, d'alimenter le modèle hydrologique en données horaires (voire même avec un pas de temps plus fin).

Or, bien que certaines stations pluviométriques fournissent des données de pluies avec une fréquence horaire, de nombreuses stations ne relèvent les mesures de pluie que de façon journalière. Afin de pouvoir exploiter ces informations, il est nécessaire de désagréger les séries de pluies journalières en séries horaires¹³.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur les techniques permettant d'effectuer cette décomposition et leurs effets [115; 17; 165; 103; 35]. Dans le cadre de notre modèle, la désagrégation est traitée en pré-processing suivant la méthode de Koutsoyiannis [103], via le module MuDRain [101]. Celui-ci exploite les corrélations entre les différentes stations pour générer les séries décomposées. Les détails concernant le mode de fonctionnement de ce programme peuvent être trouvés dans [102].

Les graphiques suivants illustrent la décomposition de la pluie journalière en pluie horaire à la station de Visé entre le 10/09/1998 à 8h00 et le 18/09/1998 à 8h00 (8 jours), grâce à l'utilisation des données horaires de pluie à la station de Battice (voir le chapitre VIII.2.1 pour plus de détails sur la disposition des stations).



¹³ Cette opération doit bien sûr être réalisée de manière à conserver dans les séries décomposées une moyenne journalière identique aux valeurs de la série d'origine.

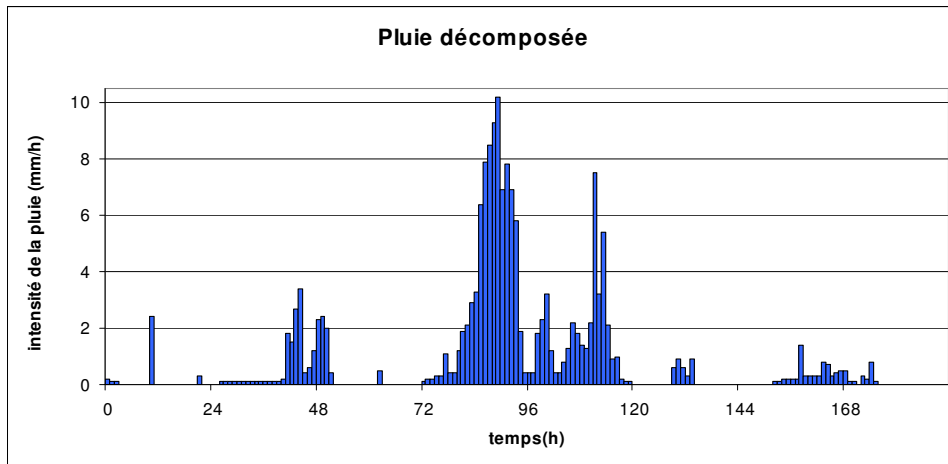


Figure V-3 : Décomposition de données de pluie journalières en données horaires

V.1.3.3 Pluies de projet

Lorsque l'on souhaite par exemple dimensionner un ouvrage ou étudier l'impact d'une pluie arbitraire de récurrence donnée, il est nécessaire de se définir une pluie de projet correspondant à la période de retour souhaitée. Les courbes IDF fournissent une information sur les pluies en termes de valeur moyenne sur un intervalle de temps. Cependant, elles ne donnent aucune indication sur les variations de cette intensité au sein de cet intervalle. Cette distribution doit donc être générée à partir d'autres hypothèses supplémentaires.

Différentes méthodes peuvent être envisagées pour reconstruire cette distribution [90]. Parmi celles-ci, la méthode des blocs alternatifs est souvent employée [25]. Cette méthode consiste à reconstruire une pluie à partir d'une courbe IDF de manière telle qu'elle respecte cette courbe pour tout intervalle de temps inférieur à la durée de la pluie. Cette méthode présente, outre sa simplicité de mise en œuvre, l'avantage de ne nécessiter que la connaissance des courbes IDF pour recréer les pluies de projet consécutives à différentes périodes de retour.

La méthode consiste à prendre l'intensité correspondant à un intervalle de temps Δt , puis à placer alternativement de part et d'autre les intensités nécessaires pour obtenir une intensité moyenne correspondant aux courbes IDF pour des intervalles croissants $\Delta t_2=2*\Delta t...$, $\Delta t_n=n*\Delta t$,

$$I_n = \frac{Q[n\Delta t] - Q[(n-1)\Delta t]}{n\Delta t} \tag{5.3}$$

où $Q(d)$ [m] est la quantité d'eau maximale de pluie sur une durée d associée à la récurrence désirée (sa valeur est tirée des courbes IDF).

La Figure V-4 illustre la méthode de reconstruction.

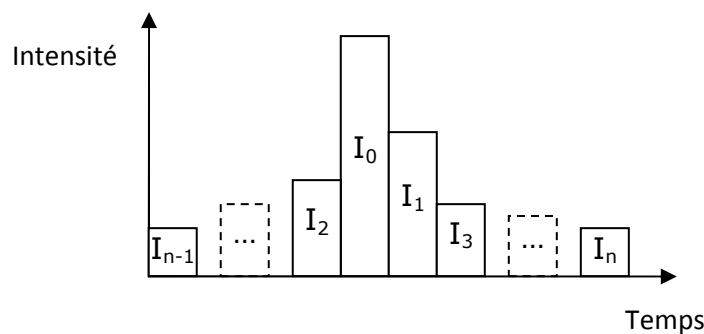


Figure V-4 : Construction d'une pluie par la méthode des blocs alternés.

Celle-ci permet de générer une pluie à l'allure réaliste, comportant des phases de montée et de diminution progressives, avec une légère dissymétrie (augmentation de l'intensité plus rapide que la diminution). En pratique, elle nécessite le choix d'un intervalle de temps Δt (représentant la différence de temps entre deux intervalles successifs) et d'une durée de pluie totale. Par exemple, la méthode du SCS¹⁴ propose d'utiliser une pluie de durée totale 24h avec un pas de temps de 30 minutes. La Figure V-5 montre l'application de cette méthode à une courbe IDF à Uccle, pour des périodes de retour de 10, 25 et 100 ans.

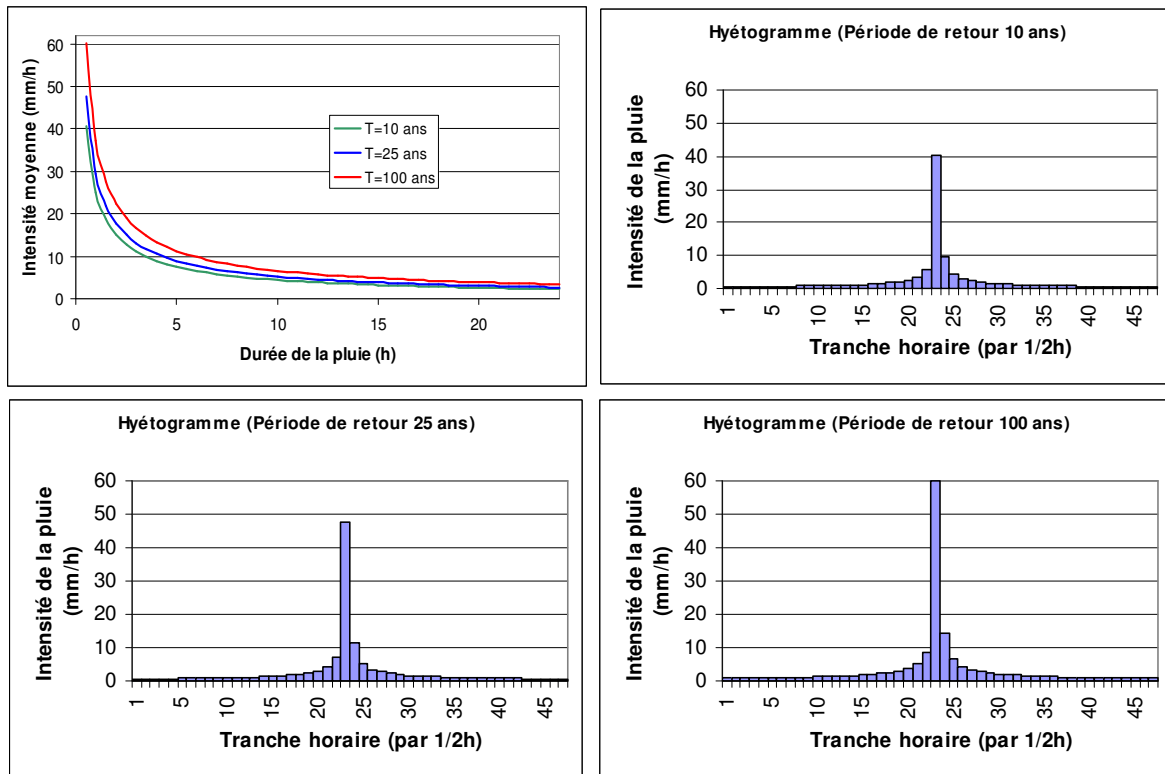


Figure V-5 : Exemples de pluies reconstruites par la méthode des blocs alternés.

La pluie ainsi créée est *de facto* liée à la courbe IDF choisie et est donc relative à un point particulier du bassin. Il se pose alors la question de l'extension de la pluie de projet au bassin entier. Comment répartir la pluie sur le bassin ? Faut-il utiliser une répartition comprenant un pic d'intensité entouré d'une pluie décroissant avec la distance ? Avec un pic fixe spatialement ou mobile ? Voir même deux pics différents ? Les possibilités sont innombrables, et peuvent mener à des résultats parfois fort différents. La pratique généralement admise dans ce cas est d'appliquer une pluie moyenne sur l'ensemble du bassin. Dès lors, l'extension au bassin entier peut faire usage du coefficient d'abattement défini précédemment (§ V.1.2.1).

Classiquement, un même coefficient d'abattement est appliqué sur l'ensemble de la pluie. Il faut dans ce cas veiller à choisir un coefficient d'abattement applicable dans les conditions de la pluie de projet. Ainsi, par exemple, un coefficient d'abattement développé pour une pluie de faible durée ne pourra être appliqué que dans le cas où la pluie de projet est de faible durée¹⁵, ou bien dans le cas où une partie de la pluie de projet constitue l'essentiel des apports.

Nous proposons une nouvelle méthode basée sur l'utilisation d'un coefficient d'abattement variable avec la période de récurrence. Elle consiste à construire la pluie par la méthode des blocs alternés, mais

¹⁴ Soil Conservation Service, devenu plus récemment le Natural Resources Conservation Service (NRCS). Il s'agit d'un sous-département de l'USDA (United States Department of Agriculture).

¹⁵ Rappelons que le coefficient d'abattement est dépendant de la durée de pluie considérée (voir chapitre V.1.2.1)

en pondérant à chaque pas le volume de pluie totale Q par le coefficient d'abattement. Etant donné que celui-ci est plus faible pour les courtes durées de pluie, cette méthode a pour effet de réduire le pic d'intensité de façon plus importante que le reste de la pluie. La Figure V-6 montre la comparaison entre différentes pluies générées sur base des courbes IDF à Uccle, dans les cas suivants :

- pluie ponctuelle à la station;
- pluie avec coefficient d'abattement correspondant à une pluie de 1h ;
- pluie avec coefficient d'abattement correspondant à une pluie de 12h ;
- pluie avec coefficient variable.

Le coefficient d'abattement est donné par la dernière formule du Tableau V-1, en considérant une surface de bassin de 38,6km² (surface du bassin du Rieu des Barges : voir chapitre X.1). La méthode des blocs alternés est ici réalisée avec un pas d'une heure.

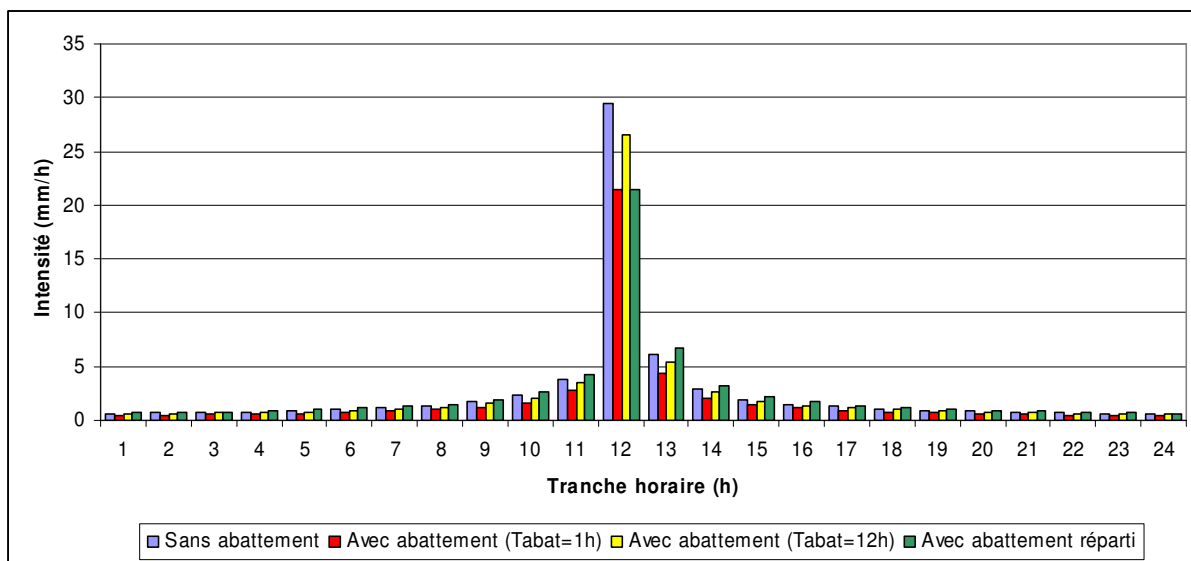


Figure V-6 : Prise en compte de l'abattement dans la reconstruction des pluies par blocs alternés.

Cette méthode fournit une valeur d'intensité moyenne sur le bassin plus réaliste que la simple multiplication de l'hydrogramme de base par un coefficient moyen. Bien que l'hypothèse d'une pluie moyenne sur l'ensemble du bassin reste relativement éloignée des scénarios de pluie réels, elle reste fort utilisée en pratique car elle évite de devoir modéliser les multiples possibilités de scénarios pluvieux possibles (nombreuses distributions spatiales et temporelles possibles pour une même période de récurrence)

V.2 Interception

Lors d'un événement pluvieux, une partie des précipitations est interceptée par la couverture naturelle ou artificielle. La quantité d'eau accumulée dans cette couverture dépend du type (forme, texture) et de la densité de végétation, ainsi que de l'intensité et de la durée de la pluie. Une partie de l'eau interceptée par la couverture va rejoindre le sol (écoulement le long des plantes et troncs, égouttage des feuilles...), tandis que le reste finit par retourner dans l'atmosphère par évaporation.

La pluie tombant sur la végétation peut être séparée en plusieurs composantes :

- la pluie brute (« gross precipitation ») : il s'agit de la pluie tombée, avant tout phénomène d'interception ;
- le stockage de l'eau interceptée (« Interception storage »). L'eau s'accumule sur la couverture végétale qui agit comme un réservoir ;

- la pluie au sol (« throughfall ») : il s'agit de l'eau qui atteint directement le sol, soit parce qu'elle passe entre les feuillages (ou dans les zones sans végétation), soit parce qu'elle ne peut être retenue par ceux-ci (eau s'égouttant à partir des feuilles saturées en eau) ;
- le ruissellement le long des troncs (stemflow) ;
- la pluie nette (net précipitation), qui regroupe l'ensemble de l'eau qui atteint le sol.

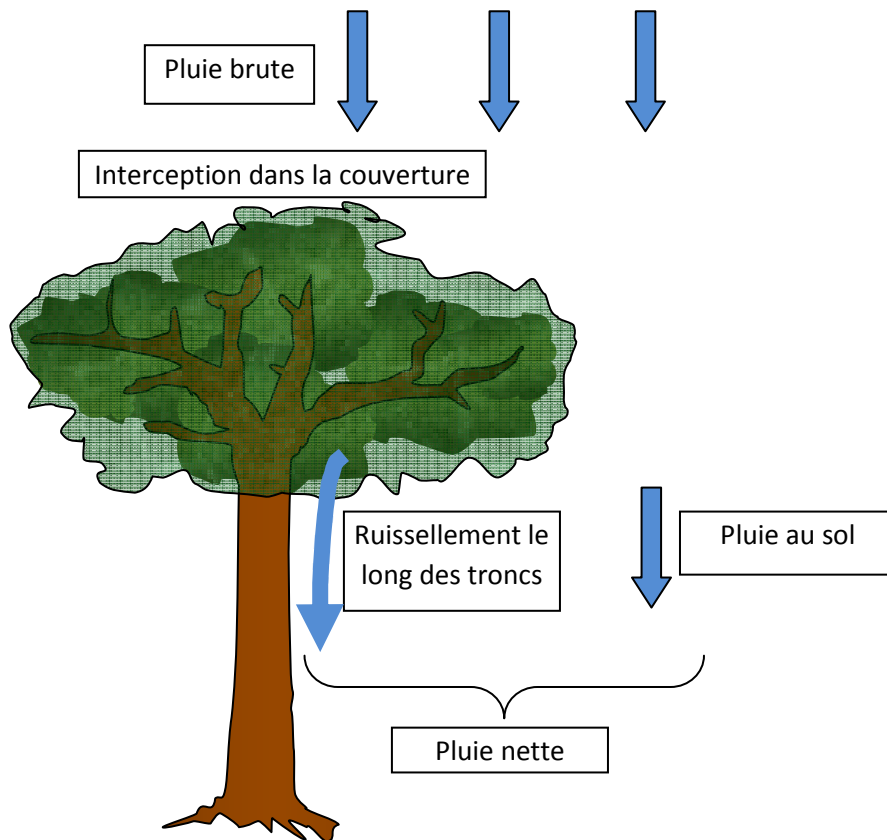


Figure V-7 : Composantes de l'interception de la pluie.

La seule « perte » par rapport aux apports directs pour le sol est donc constituée de la partie restant stockée dans la couverture. Cependant, cette pluie n'est pas complètement « perdue », puisqu'elle reste disponible pour l'évaporation, et diminue par conséquent la quantité d'eau extraite du sol par évapotranspiration.

La présentation de différents modèles d'interception ne sera cependant pas abordée en détail ici, mais fait l'objet d'un chapitre spécifique dans les annexes (annexe XII.11).

V.3 Evapotranspiration

L'évapotranspiration constitue un terme prépondérant du bilan hydrologique annuel. Le tableau suivant nous montre une estimation de l'évapotranspiration (ET) sur le bassin de la Berwinne (voir chapitre VIII), pour différentes périodes. Ces quantités sont estimées sur base de bilans annuels, en prenant l'hypothèse d'une variation du stock d'humidité dans le sol nulle sur l'année (voir chapitre XII.12.3.3.3).

Période		Volume écoulé à Moelingen (mm)	Pluie moyenne sur le bassin (mm)	ET calculée sur base du bilan (mm)	ET (en % de la pluie)
Début	Fin				
1/09/1993	31/08/1994	426	1015	589	58
1/09/1994	31/08/1995	366	921	554	60
1/09/1995	31/08/1996	168	755	588	78
1/09/1996	31/08/1997	284	882	597	68
1/09/1997	31/08/1998	233	843	610	72

Tableau V-2 : Estimation de l'évapotranspiration annuelle sur le bassin de la Berwinne.

L'évapotranspiration est cependant un phénomène relativement lent. A l'échelle d'un événement pluvieux un tant soi peu intense, la quantité d'eau perdue par évapotranspiration reste marginale. Dans le cadre d'un modèle destiné à étudier les événements extrêmes, son utilité sera essentiellement liée à la détermination de conditions initiales réalistes. En effet, de nombreuses zones de stockage de l'eau voient leur niveau considérablement influencé par l'évapotranspiration : humidité du sol, niveau des nappes, capacité de stockage dans la végétation... Or, ces conditions initiales sont primordiales dans la modélisation des relations pluie-débits, que ce soit au niveau des apports de base fournis par les nappes, ou via l'influence des conditions initiales sur les processus tels que l'extension des zones saturées ou sur la capacité du sol à absorber la pluie avant ruissellement.

La bonne simulation de ces conditions initiales passera donc de façon incontournable par la modélisation de l'évapotranspiration. Le choix de méthodes de calcul adaptées au modèle a été réalisé après une analyse des modèles existant dans la littérature. Celle-ci est présentée dans l'annexe XII.12. Il ressort de cette analyse que la formule suivante peut être avantageusement utilisée pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle (voir définition dans l'annexe XII.12.1) :

$$ETP = \frac{R_e T_a + 5}{\lambda \rho 100} \quad \text{si } T_a + 5 > 0$$

$$ETP = 0 \quad \text{sinon}$$
(5.4)

avec ETP [m/j] l'évapotranspiration potentielle, R_e [MJ/m²/j] la radiation extraterrestre, T_a [°C] la température journalière moyenne de l'air, λ la chaleur latente de vaporisation ($\lambda=2,45$ MJ/kg), ρ [kg/m³] la densité de l'eau. La radiation extraterrestre peut être calculée aisément en fonction de la latitude et la longitude du bassin ainsi que le jour de l'année (voir Annexe XII.13). Pour la latitude de la Belgique (latitude = 50°), la radiation extraterrestre R_e [MJ/m²/j] peut être approchée par la fonction

$$R_e = 24,63 - 17,27 * \cos\left(2\pi \frac{d + 10}{365,25}\right)$$
(5.5)

avec d [j] le jour de l'année.

Cette formule permet d'estimer l'évapotranspiration potentielle en disposant d'un nombre réduit de données (seules les mesures de température moyenne de l'air sont nécessaires), et sera dès lors facilement applicable dans de nombreux cas.

Par ailleurs, l'évapotranspiration réelle (voir définition dans l'annexe XII.12.1) pourra être calculée avec plusieurs niveaux de complexité selon les données disponibles et les besoins (voir détails et explications dans l'annexe XII.12.4) :

- par la pondération de l'ETP (évapotranspiration potentielle) par un coefficient constant en fonction des valeurs d'ETR (évapotranspiration réelle) estimées par le bilan global du bassin ;
- par une modélisation de la dépendance de l'ETR en fonction des conditions d'humidité du bassin, tout en conservant un approche simple requérant peu de paramètres ;

- par un calcul plus précis de l'ETR avec prise en compte de l'effet de la végétation (nécessité de connaître le type de végétation et les indices foliaires correspondant, variables au cours de l'année).

V.4 Production d'écoulements

Après avoir atteint le sol, la pluie emprunte plusieurs chemins différents avant de se retrouver dans la rivière. Les écoulements superficiels (ruissellement et écoulement hypodermique rapide) vont pouvoir participer à la génération de la crue, tandis que les écoulements souterrains ont une dynamique bien plus lente. La fraction des écoulements empruntant les voies superficielles est également appelée pluie nette (ou direct runoff en anglais). Plusieurs méthodes fondamentalement différentes permettent de calculer cette répartition. Trois méthodes couramment rencontrées en hydrologie sont présentées : la méthode rationnelle, la méthode du SCS¹⁶, et la séparation entre l'écoulement de surface et l'écoulement souterrain via le calcul physiquement basé de l'infiltration.

V.4.1 Méthode rationnelle

A l'origine, les modèles hydrologiques cherchaient essentiellement à évaluer les débits de pointe apparaissant en rivière consécutivement à la pluie. Les approches étaient essentiellement empiriques, et la pluie nette calculée sur base de formulations simples. La méthode rationnelle fait partie de cette catégorie. Le débit de pointe à l'exutoire est calculé par la formule (5.6)

$$Q = C_R i S \quad (5.6)$$

où Q [m³/s] est le pic de débit à l'exutoire du bassin, C_R [-] est le coefficient de ruissellement moyen, i [m/s] est l'intensité de la pluie considérée, et S [m²] est la surface du bassin. L'intensité de la pluie est déterminée grâce aux courbes IDF (voir § V.1.1), pour une période de retour fixée et une durée égale au temps de concentration du bassin. Celui peut être estimé par diverses formules empiriques. Pilgrim et Cordery [135] proposent notamment la formule de Williams :

$$T_c = 14,6 L S^{-0,1} p^{-0,2} \quad (5.7)$$

avec T_c [min] le temps de concentration du bassin, S [km²] sa surface, L [km] la longueur de la rivière depuis la ligne de partage des eaux jusqu'à l'exutoire, et p [-] la pente moyenne de la rivière.

La méthode rationnelle, très simple dans sa forme, fait apparaître un élément conceptuel important en hydrologie : le coefficient de ruissellement (runoff coefficient), représentant la fraction de la pluie atteignant la rivière par les voies superficielles. Dans la méthode rationnelle, ce paramètre est considéré comme une propriété constante du bassin. Des tableaux établis empiriquement permettent d'estimer la valeur de ce coefficient pour diverses occupations de sol courantes.

¹⁶ Soil Conservation Service, devenu plus récemment le Natural Resources Conservation Service (NRCS). Il s'agit d'un sous-département de l'USDA (United States Department of Agriculture).

Couverture du sol	Bornes du coefficient de ruissellement C
Pelouse	0.05 - 0.35
Forêt	0.05 - 0.25
Champs cultivés	0.08-0.41
Prairie	0.1 - 0.5
Parc, cimetièrre	0.1 - 0.25
Champs en friche	0.1 - 0.3
Pâturage	0.12 - 0.62
Zone résidentielle	0.3 - 0.75
Business areas	0.5 - 0.95
Zone industrielle	0.5 - 0.9
Rue asphaltée	0.7 - 0.95
Rue pavée	0.7 - 0.85
Toit	0.75 - 0.95
Rue en béton	0.7 - 0.95

Figure V-8 : Coefficients de ruissellement [113; 4]

Une description plus détaillée des valeurs pour les zones urbaines est également donnée dans le chapitre 0.

V.4.2 Méthode SCS

La méthode des « Curve Numbers » (CN), développée par le SCS¹⁷, est actuellement une des méthodes les plus répandues dans le monde pour le calcul de la production d'écoulement superficiel. Elle permet en effet d'estimer de façon aisée le ruissellement consécutif à une pluie, sur base d'un nombre réduit de données.

A l'époque de son développement, cette méthode était destinée à être appliquée à de nombreux bassins agricoles non jaugés de petite taille. L'objectif principal de la méthode était d'estimer les quantités d'écoulements superficiels produits lors des crues dans ces bassins. La méthode ne s'attarde nullement à l'origine de ces apports, qu'ils proviennent d'un écoulement de surface (ruissellement) ou d'un écoulement rapide dans les premières couches de sol.

V.4.2.1 Description de la méthode

Le développement de la méthodologie SCS est largement basé sur des observations de nombreux bassins. Pour un événement pluvieux important, lorsque l'on trace dans un graphique l'évolution des apports à la rivière en fonction de la pluie cumulée, il apparaît que la production d'apports ne commence qu'après une certaine quantité de pluie initiale (initial abstraction I_a [m]). Considérons dans un premier temps que ce terme d'abstraction initial est nul ($I_a = 0$).

La méthode SCS postule que, pour un événement pluvieux, le rapport entre le ruissellement et la pluie cumulée est égal au rapport entre l'eau retenue dans le sol et la capacité de rétention maximale de celui-ci :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P} \quad (5.8)$$

¹⁷ Soil Conservation Service, devenu plus récemment le Natural Resources Conservation Service (NRCS). Il s'agit d'un sous-département de l'USDA (United States Department of Agriculture).

où F [m] est l'eau retenue dans le sol, S [m] la capacité de rétention, du sol, Q [m] le ruissellement à la rivière, et P [m] le volume de pluie.

Par un simple principe de conservation de la masse, l'eau retenue peut être calculée en fonction de la pluie et des apports à la rivière par

$$F = P - Q \quad (5.9)$$

En combinant les équations (5.8) et (5.9), la quantité d'apports à la rivière peut s'écrire

$$Q = \frac{P^2}{P + S} \quad (5.10)$$

Dans le cas où le terme d'abstraction initiale n'est plus nul, la quantité de pluie disponible pour l'écoulement doit être modifiée en conséquence, et il vient

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (5.11)$$

L'équation (5.11) permet donc d'évaluer de façon directe la quantité de pluie qui va rejoindre la rivière pour participer à la crue, à condition de connaître l'abstraction initiale du terrain ainsi que la capacité de rétention maximale du terrain après le début du ruissellement (S). En réalité, l'abstraction initiale consiste essentiellement dans l'interception, l'infiltration au tout début de l'averse et le stockage dans les dépressions. Bien que l'interception et le stockage dans les dépressions du terrain puissent être évalués sur base de la couverture du sol, l'infiltration au début de la pluie dépend de nombreux paramètres (intensité de la pluie, croute de battance, humidité du sol) et est difficile à estimer. Dès lors, le terme d'abstraction initiale a été relié à S par une relation tout à fait empirique :

$$I_a = 0,2 S \quad (5.12)$$

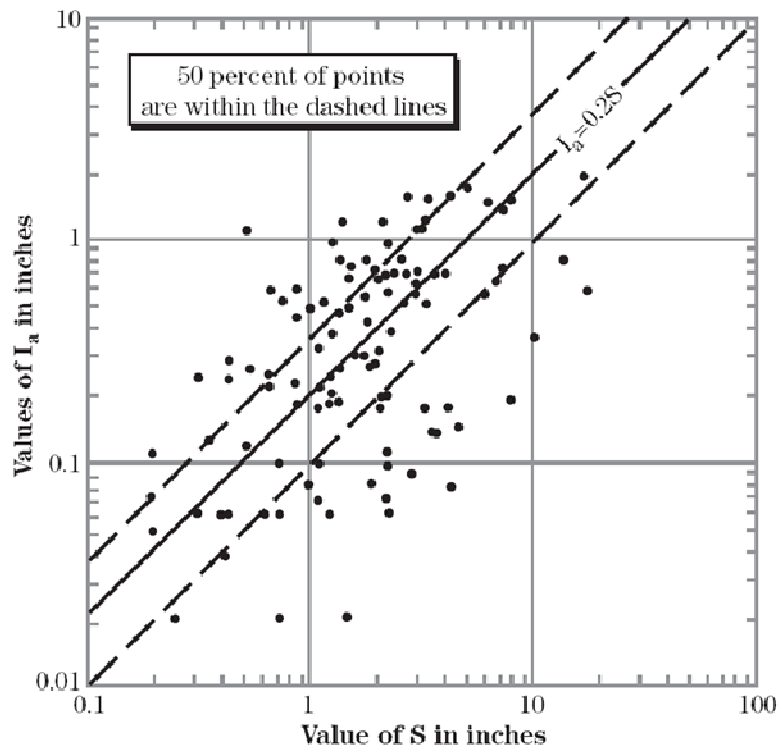


Figure V-9 : Relation entre l'abstraction initiale et le paramètre de rétention [79].

L'équation (5.11) devient alors

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (5.13)$$

Le paramètre S (capacité de rétention maximale du sol) est alors représentatif du terrain étudié. Cette caractérisation est réalisée via l'utilisation d'un « Curve Number » (CN).

V.4.2.2 Les « Curve Numbers »

Les « Curve Numbers » (CN) correspondent à une transformation du paramètre de rétention S via la formulation

$$CN = \frac{100}{1 + \frac{S}{254}} \quad (5.14)$$

avec S exprimé en [mm] et CN adimensionnel. Le facteur 254 provient de la conversion entre les pouces (unité utilisée à l'origine dans la formule) et les millimètres. Une valeur de CN égale à 100 correspond donc à un sol totalement imperméable ($Q=P$), tandis qu'une valeur de 0 correspond à une rétention maximale infinie (aucun ruissellement possible). La Figure V-10 montre une représentation graphique de l'équation (5.13).

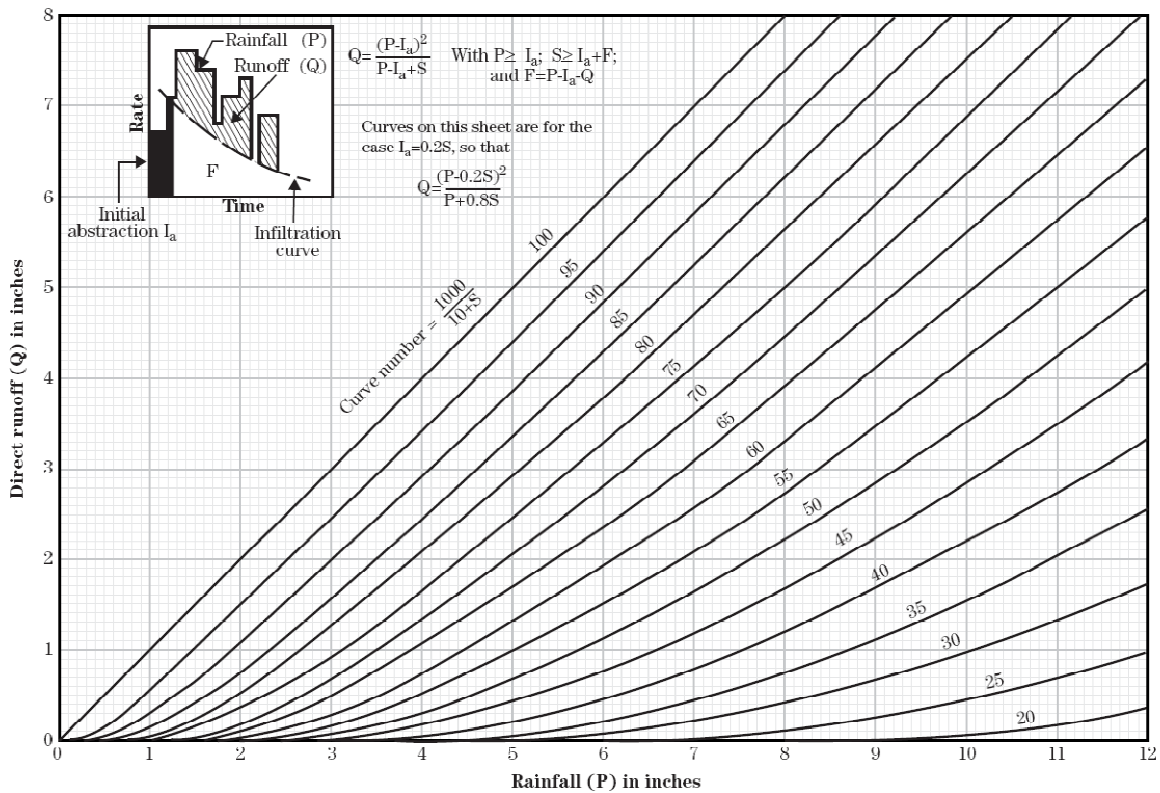


Figure V-10 : Relation entre la pluie et le débit pour différents Curve Numbers [79].

Les CN ont donc été utilisées pour caractériser les propriétés des terrains étudiés. Les valeurs de base sont généralement données sous forme tabulée, en fonction de deux facteurs principaux :

- la nature du sol : les sols sont regroupés en quatre catégories, appelées groupes hydrologiques de sols (Soil Hydrological Groups) en fonction de leurs caractéristiques (voir § V.4.2.5) ;
- l'occupation du sol. Les occupations de sols les plus courantes sont reprises dans la littérature sur la méthode SCS et sont utilisées dans le cadre de cette thèse (voir chapitre III.2).

Le tableau donnant les CN pour les occupations de sol les plus courantes peut être trouvé au § V.4.2.6. Dans le cas de bassins composites (plusieurs sols et/ou occupations de sols différentes), la valeur du CN équivalent est déterminée par une moyenne pondérée (en fonction de la surface de chaque terrain) des valeurs de CN correspondant à chaque parcelle.

Notons que les occupations de sol de type urbain correspondent en réalité à un mélange entre zones imperméables¹⁸ (CN=100) et des zones de jardin (classe = « Open Spaces ») dans des proportions déterminées (en fonction de la densité de la zone urbaine) [125].

V.4.2.3 Taux d'humidité initial

Les courbes données correspondent en réalité à des conditions de terrain moyennes. En réalité, de nombreux facteurs vont intervenir (conditions d'humidité antécédentes, stade de développement de la végétation, couverture végétale, température...), conférant une certaine variabilité dans les coefficients de ruissellement observés. Afin de tenir compte de ces conditions variables, trois classes de conditions antécédentes (ARC^{19} = Antecedant Runoff Conditions) sont définies : *ARC II* pour la classe moyenne, *ARC I* pour les conditions sèches, et *ARC III* pour les conditions humides. Des relations ont été développées afin répercuter les conditions initiales du terrain sur les CN (les valeurs de base des CN correspondent à la condition II) :

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (5.15)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (5.16)$$

D'autres relations sont également utilisées de façon alternative [183]:

$$CN(I) = CN(II) - 20 \frac{C_2}{C_2 + \exp(2,533 - 0,0636C_2)} \quad (5.17)$$

$$CN(I) = CN(II) * \exp(0,00673C_2) \quad (5.18)$$

avec $C_2 = 100 - CN(II)$.

En pratique, le choix de la classe de condition d'humidité antécédente est effectuée sur base de la pluie totale totalisée au cours des 5 jours précédents [117; 25]:

Classification of antecedent moisture classes (AMC) for the SCS method of rainfall abstractions

AMC group	Total 5-day antecedent rainfall (in)	
	Dormant season	Growing season
I	Less than 0.5	Less than 1.4
II	0.5 to 1.1	1.4 to 2.1
III	Over 1.1	Over 2.1

(Source: Soil Conservation Service, 1972, Table 4.2, p. 4.12.)

¹⁸ La valeur correspondant à des zones totalement imperméables était initialement prise à 100. Elle a cependant été par après réduite à 98 pour prendre en compte le fait qu'un sol ne peut être absolument imperméable. Une étude récente a par ailleurs montré que la valeur pour du béton est proche de 100, tandis que pour l'asphalte elle oscille entre 97 et 100 (avec une moyenne de 99) [131].

¹⁹ Anciennement, ces conditions étaient appelées AMC=Antecedant Moisture Condition, car essentiellement liées au taux d'humidité du sol.

Tableau V-3 : Classification des classes d'humidité antécédente (AMC) de la méthode SCS.

Notons que certains modèles prennent en compte le taux d'humidité du sol de façon plus complexe en reliant la capacité de rétention du sol au taux d'humidité de celui-ci par une fonction continue. Ainsi, plusieurs modèles [123; 183] utilisent la fonction

$$S = S_0 \left(1 - \frac{FFC}{FFC + \exp(w_1 - w_2 * FFC)} \right) \quad (5.19)$$

avec w_1 et w_2 des paramètres de forme et FFC la fraction de capacité au champ, donnée par

$$FFC = \frac{\theta - \theta_{wp}}{\theta_{fc} - \theta_{wp}} \quad (5.20)$$

avec θ le taux d'humidité dans la zone racinaire, θ_{wp} le taux d'humidité au point de flétrissement et θ_{fc} le taux d'humidité à la capacité au champ.

V.4.2.4 Effet de la pente

La pente de sol a un effet direct sur la capacité de rétention du sol. Dans le cas où elle est connue, elle peut être utilisée pour ajuster la capacité de rétention via l'équation [183]

$$S_{pente} = S \left(1,1 - \frac{Pente}{Pente + \exp(3,7 + 0,02117 * Pente)} \right) \quad (5.21)$$

avec la pente exprimée en %. Notons que la pente de référence correspondant à la rétention de base est ici de 5%.

V.4.2.5 Les classes de sol

Le choix de la classe de sol est déterminant dans l'application de la méthode SCS, car les valeurs des CN en sont fortement dépendantes (voir Tableau V-7). De manière générale, les sols sont regroupés dans les catégories en fonction de leur capacité à infiltrer l'eau de surface et à l'évacuer une fois dans le sol (drainage). Par exemple, le SCS donne les descriptions présentées dans le Tableau V-4 [117], reprise également dans la documentation du modèle SWAT [123] :

A	Les sols ont un taux d'infiltration élevé, même lorsqu'ils sont complètement humidifiés. Ils consistent notamment en sables ou graviers profonds et à drainage bon ou excessif. Ils ont un taux de transmission important.
B	Ces sols ont un taux d'infiltration modéré lorsqu'ils sont complètement humidifiés. Ce sont notamment des sols modérément profonds à profonds, à drainage modéré ou bon, avec des textures fines à modérément grossières. Ils ont un taux de transmission modéré.
C	Ces sols ont un taux d'infiltration faible quand ils sont complètement humidifiés. Ils ont notamment une couche qui freine le mouvement de l'eau vers le bas ou sont caractérisés par une texture modérément fine à fine. Ils ont un faible taux de transmission.
D	Ces sols ont un taux d'infiltration très faible lorsqu'ils sont complètement humidifiés. Ce sont notamment des sols argileux avec un fort pouvoir gonflant, des sols ayant une nappe permanente, des sols ayant une couche d'argile à la surface ou près de celle-ci, et des sols peu profonds sur des matériaux quasi-imperméables. Ils ont un taux de transmission très faible.

Tableau V-4 : Classement des sols dans les groupes hydrologiques, d'après [123].

Cette définition des classes est cependant relativement floue et laisse une place importante à l'appréciation du modélisateur. Plusieurs critères de classement plus précis peuvent être trouvés dans la littérature, mais sont parfois fort différents d'un auteur à l'autre.

La classification du Tableau V-5 , proposée par Dautrebande, est appliquée dans nos régions [33]

A	Ce groupe est caractérisé par des sols qui ont un faible potentiel de ruissellement. Il comprend des sols sableux contenant une faible fraction de limon et d'argile (moins de 15%) et les loess profonds (de 75 à 150 cm) à vitesse d'infiltration de base élevée (de 7,5 à 12 mm/h) et à drainage excellent à bon.
B	Ce groupe est caractérisé par des sols ayant un potentiel de ruissellement relativement faible. Il comprend les sols sablo-limoneux et les loess moins profonds (de 50 à 125 cm) de texture moyennement grossière à moyennement fine (donc moins bien structurés que le groupe A), à vitesse d'infiltration de base modérée (de 4 à 7,5 mm/h) et bien à moyennement bien drainés.
C	Les sols de ce groupe sont caractérisés par un potentiel de ruissellement assez élevé. La classe comprend les sols sablo-limoneux superficiels (de 15 à 75 cm) ainsi que les limons argileux, à faible teneur en matières organiques et à haute teneur en argiles et colloïdes, de texture moyennement fine à fine. Ils contiennent souvent une couche imperméable à faible profondeur. La vitesse d'infiltration de base est relativement faible (de 1 à 4 mm/h) et le drainage modéré.
D	Ce groupe comprend des sols caractérisés par un potentiel de ruissellement très élevé, à teneur élevée en argiles gonflantes ou des sols superficiels (moins de 75 cm) reposant sur une couche imperméable enfouie à faible profondeur. Il inclut également certains sols salins. Ces sols sont à très faible capacité d'infiltration (moins de 1 mm/h) et à drainage très médiocre (nappe permanente à faible profondeur).

Tableau V-5 : Classement des sols dans les groupes hydrologiques, d'après [33].

Par comparaison, le Tableau V-6 donne la synthèse des critères de classement redéfinis par le NRSC²⁰ plus récemment [124].

²⁰ Natural Resources Conservation Service (anciennement le SCS)

Critère d'assignement des groupes hydrologiques lorsqu'une couche imperméable existe à une profondeur entre 50 et 100 cm.				
Propriété du sol	Groupe A	Groupe B	Groupe C	Groupe D
Conductivité hydraulique à saturation de la couche la moins transmissive	>144 mm/h	≤144 et > 36 mm/h	≤36 et > 3,6 mm/h	≤ 0,36 mm/h
	et	et	et	et/ou
Profondeur min. avant une couche imperméable	De 50 à 100 cm	De 50 à 100 cm	De 50 à 100 cm	De 50 à 100 cm
	et	et	et	et/ou
Profondeur min. avant une nappe aquifère	De 60 à 100 cm	De 60 à 100 cm	De 60 à 100 cm	De 60 à 100 cm

Critère d'assignement des groupes hydrologiques lorsqu'une couche imperméable existe à une profondeur > 100 cm.				
Propriété du sol	Groupe A	Groupe B	Groupe C	Groupe D
Conductivité hydraulique à saturation de la couche la moins transmissive	>36 mm/h	≤36 et > 14,4 mm/h	≤14,4 et > 0,144 mm/h	≤ 0,144 mm/h
	et	et	et	et/ou
Profondeur min. avant une couche imperméable	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm
	et	et	et	et/ou
Profondeur min. avant une nappe aquifère	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm

Tableau V-6 : Critères de classification des sols dans les groupes hydrologiques selon le NRCS.

Nous pouvons voir que les groupes de sols peuvent être définis de façon fort différente selon les auteurs. Cela peut notamment s'expliquer par les régions pour lesquelles ces critères sont établis. En effet, les événements pluvieux auxquels sont soumis les sols peuvent être très différents selon la région considérée, et la notion de sol à potentiel de ruissellement faible ou élevé est donc très relative.

Par ailleurs, il faut noter que la répartition des sols en quatre classes distinctes implique une discontinuité dans les propriétés effectives attribuées à chaque sol dans le cadre du calcul du ruissellement par la méthode SCS.

V.4.2.6 Les tables de Curve Numbers

Les valeurs des « Curve Numbers » permettant de calculer le ruissellement dépendent donc à la fois du classement des sols (Groupe Hydrologique des Sols) et de l'occupation du terrain. Des tables de valeurs ont été établies pour un certain nombre de catégories d'occupation du sol. Etant donné la grande diversité des catégories d'occupation de sol possible, nous avons choisi de n'utiliser que les plus couramment rencontrées dans la littérature [125; 123].

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

N°	Traduction française	Cover type	Treatment	Hydrologic condition	Soil Hydrological Group			
					A	B	C	D
1	jachère	Fallow	Bare soil		77	86	91	94
2			CR	Poor	76	85	90	93
3			CR	Good	74	83	88	90
4	plantes sarclées	Row Crops	SR	Poor	72	81	88	91
5			SR	Good	67	78	85	89
6			SR+CR	Poor	71	80	87	90
7			SR+CR	Good	64	75	82	85
8			C	Poor	70	79	84	88
9			C	Good	65	75	82	86
10			C+CR	Poor	69	78	83	87
11			C+CR	Good	64	74	81	85
12			C&T	Poor	66	74	80	82
13			C&T	Good	62	71	78	81
14			C&T+CR	Poor	65	73	79	81
15			C&T+CR	Good	61	70	77	80
16	Céréales	Small grains	SR	Poor	65	76	84	88
17			SR	Good	63	75	83	87
18			SR+CR	Poor	64	75	83	86
19			SR+CR	Good	60	72	80	84
20			C	Poor	63	74	82	85
21			C	Good	61	73	81	84
22			C+CR	Poor	62	73	81	84
23			C+CR	Good	60	72	80	83
24			C&T	Poor	61	72	79	82
25			C&T	Good	59	70	78	81
26			C&T+CR	Poor	60	71	78	81
27			C&T+CR	Good	58	69	77	80
28	Légumineuses ou prairies temporaires	Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	66	77	85	89
29			SR	Good	58	72	81	85
30			C	Poor	64	75	83	85
31			C	Good	55	69	78	83
32			C&T	Poor	63	73	80	83
33			C&T	Good	51	67	76	80
34	Pâtures ou terres de parcours	Pasture, grassland, or range		Poor	68	79	86	89
35				Fair	49	69	79	84
36				Good	39	61	74	80
37	Prairies permanentes	Meadow			30	58	71	78
38	Broussailles	Brush		Poor	48	67	77	83
39				Fair	35	56	70	77
40				Good	30	48	65	73
41		Woods-grass		Poor	57	73	82	86
42				Fair	43	65	76	82
43				Good	32	58	72	79
44	Forêts	Woods		Poor	45	66	77	83
45				Fair	36	60	73	79
46				Good	30	55	70	77
47	Installations agricoles	Farmsteads			59	74	82	86
48	Espaces verts	Open Spaces		Poor	68	79	86	89
49				Fair	49	69	79	84
50				Good	39	61	74	80
51	Surfaces imperméables	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)			98	98	98	98
52	Routes pavées	Streets		Paved; open ditches (including right-of-way)	83	89	92	93
53	Routes empierrées	Streets		Gravel (including right-of-way)	76	85	89	91
54	Routes en terre	Streets		Dirt (including right-of-way)	72	82	87	89
55	Commerces	Commercial and business		Impervious surface	85%	89	92	94
56	Zones industrielles	Industrial			72%	81	88	91
57	Surfaces résidentielles	Residential	1/8 acre or less (town houses)		65%	77	85	90
58			1/4 acre		38%	61	75	83
59			1/3 acre		30%	57	72	81
60			1/2 acre		25%	54	70	80
61			1 acre		20%	51	68	79
62			2 acre		12%	46	65	77
63		Newly graded areas			77	86	91	94

Tableau V-7 : Valeurs des Curve Numbers en fonction de l'occupation de sol [123].

V.4.2.7 Le cadre d'application

Le lecteur intéressé trouvera des explications plus détaillées des fondements de la méthode du SCS dans les National Engineering Handbook [79]. il est utile de mentionner certaines limitations de la méthode

SCS, discutées par Garen et Moore [62; 63], et Walter et Shaw [181]. La méthode SCS-CN est valable à l'échelle du bassin. Elle permet de déterminer le volume des apports à la rivière (sans les apports des nappes) pour un orage. Elle ne permet pas de distinguer les processus qui ont généré ces écoulements (ruissellement de surface par excès d'infiltration ou par saturation, écoulement hypodermique...) ni la fraction du bassin qui a contribué à créer ce ruissellement (aire contributives variables). La méthode SCS-CN est développée sur base d'un événement pluvieux entier, et non pas pour un modèle de simulation continu. De plus, la méthode est prévue pour étudier les événements pluvieux intenses générant des débits de crue, et non pas les débits journaliers de magnitude ordinaire. La méthode SCS-CN n'est donc pas capable de tenir compte de la distribution temporelle de la pluie au sein d'un événement²¹.

L'emploi de la méthode en-dehors de ces hypothèses à la base de sa conception doivent donc être utilisées avec une extrême prudence. Or, la reconnaissance de ce modèle par les instances gouvernementales aux Etats-Unis a permis un essor considérable de son utilisation au sein des modèles hydrologiques, avec souvent un mauvais usage lié au manque d'attention vis-à-vis des processus physiques sous-jacents [181" by David C. Garen and Daniel S. Moore 1491-1492]. Il est donc important dans la suite de ce travail de garder en tête les limitations de cette méthode.

V.4.3 Excédent d'infiltration

Les méthodologies précédentes fournissaient directement la quantité de ruissellement en fonction de la pluie et de paramètres de terrain. Une autre approche consiste à calculer le ruissellement en tant qu'apport excédentaire par rapport à la capacité d'infiltration du sol, cette dernière étant calculée sur base d'une loi d'infiltration :

$$Q = P - F \quad (5.22)$$

Dans un tel modèle, les apports excédentaires sont considérés comme de l'eau en surface, et n'incluent donc pas les écoulements de subsurface qui n'interviennent qu'une fois l'eau pénétrée dans le sol. Par contre, l'entièreté de cet excédent ne participe pas forcément au ruissellement. En effet, l'accumulation de l'eau dans les dépressions du terrain retient une partie de l'eau sur place (voir § IV.1.7).

Cette approche du calcul de ruissellement est fréquemment rencontrée, en particulier dans les modèles physiquement basés, puisqu'elle correspond à une description des processus réels d'écoulement. Le calcul de l'infiltration (abordée en détails dans le chapitre V.5) permet un calcul des processus en jeu à une échelle ponctuelle nécessaire aux modèles distribués, au contraire des modèles globaux tels que la méthode rationnelle (chapitre V.4.1) ou la méthode SCS-CN (chapitre V.4.2), qui calculent directement les apports à la rivière, sans distinction des processus sous-jacents.

V.5 Infiltration

L'infiltration de l'eau de surface dans le sol joue un rôle crucial en hydrologie, puisqu'elle détermine directement la quantité d'eau disponible pour le ruissellement, et donc l'hydrogramme de crue dans la rivière. Dans les modèles physiquement basés, la répartition des apports pluvieux entre la surface (ruissellement) et le sol (écoulements souterrains) est réalisée grâce au calcul explicite des transferts verticaux, dont l'infiltration est la composante principale. C'est pourquoi, depuis de nombreuses années, quantité de scientifiques se sont penchés sur la modélisation de ce phénomène.

Selon l'échelle envisagée, le terme d'infiltration représentera des réalités bien différentes. Si l'on se place à une très petite échelle, et que l'on considère le terrain comme homogène dans le plan horizontal,

²¹ A titre d'exemple, cette méthode SCS fournira les mêmes résultats pour un pic pluvieux très intense d'une durée de 30 minutes, ou pour une pluie ayant le même volume de précipitation, mais réparti uniformément sur 24h. Or, dans la réalité, cette distribution a une influence énorme sur les volumes de ruissellement. En réalité, la méthode SCS-CN donne des valeurs « moyennes » provenant d'un grand nombre d'événements pluvieux différents.

les lois d'infiltration à base physique prennent alors tout leur sens, et représentent assez bien les phénomènes physiques réels.

Avant d'aborder le calcul de l'infiltration-même, il est utile de se pencher sur quelques aspects particuliers de l'infiltration.

- la surface d'infiltration (chapitre V.5.1) : l'eau n'étant pas répartie de façon homogène sur la maille entière (effet de la macrorugosité du sol), elle ne s'infiltré pas sur l'ensemble de la maille de la même façon ;
- la réinfiltration (chapitre V.5.2) : l'ors de son ruissellement vers l'exutoire, l'eau de surface traverse des terrains perméables et peut donc se réinfiltrer ;
- la croute de battance (chapitre V.5.3) : la compaction du sol en surface par la pluie peut engendrer une réduction de perméabilité locale dont il faut tenir compte.

Les lois d'infiltrations sont alors abordées (chapitre V.5.4), avec une attention particulière sur la loi de Green-Ampt (chapitre V.5.5). Plusieurs améliorations de cette loi sont alors proposées.

La méthode de Green-Ampt ne permettant pas de calculer la redistribution des apports, plusieurs variantes ont été développées afin d'ajouter cette possibilité tout en conservant la forme rectangulaire simple des profils d'infiltration. Ces améliorations permettent notamment d'améliorer le calcul de l'infiltration lors d'événements pluvieux successifs.

La plupart des modèles d'infiltration actuels ne sont pas prévus pour prendre en compte de façon explicite l'occupation du terrain. Afin de pouvoir utiliser la formulation de Green-Ampt dans le cadre de bassins versants complets, il est utile de répercuter l'effet de l'occupation du sol sur le calcul de l'infiltration. Nous développons donc au chapitre V.5.12 une méthode permettant le calcul de coefficient de perméabilité effectifs dépendant de l'occupation du sol.

Enfin, le modèle d'infiltration est testé dans le contexte du modèle hydrologique multicouche sur des cas simplifiés (transferts verticaux uniquement), ce qui permet d'étudier sa sensibilité en termes de production de ruissellement (chapitre V.5.13). En particulier l'effet de la classe de drainage (tel que présenté au chapitre III.3.4.2) est évalué au chapitre V.5.13.4.

V.5.1 Surface d'infiltration

Dans un terrain réel, l'eau n'est pas répartie uniformément sur l'ensemble du terrain. La fraction de la surface couverte par l'eau varie en fonction de la quantité d'eau sur la maille. Dès lors, l'infiltration ne devrait en principe pas s'appliquer sur l'entièreté des mailles, mais seulement sur une fraction de celle-ci. En revanche, une fois l'eau dans le sol, elle ne reste pas confinée sous la surface d'infiltration mais a le pouvoir de se répartir latéralement. Cette redistribution permet de répartir l'eau au sein de la couche, sans toutefois atteindre une répartition homogène.

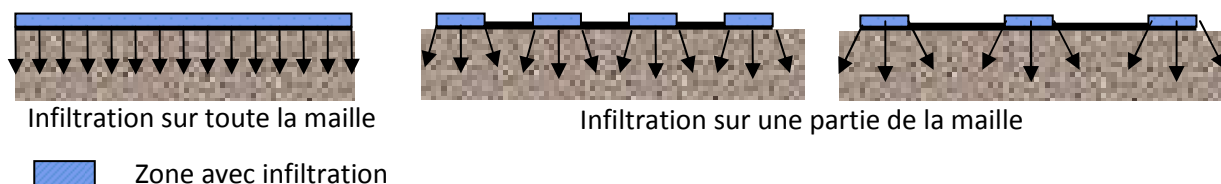


Figure V-11 : Répartition des zones d'infiltration sur une maille.

Dès lors, quelle surface d'infiltration prendre en compte ? Il faut d'abord différencier deux sources d'infiltration différentes : la pluie et l'eau de surface. La première, la plus importante, agit sur l'ensemble de la surface. La seconde, par contre, ne permet l'infiltration que sur une partie réduite de la maille. Cette distinction peut être faite lors du calcul de l'infiltration, en la limitant :

- à la somme de la pluie et de l'eau de surface présente sur la surface de maille inondée²² ;
- uniquement à la valeur de la pluie sur le reste de la surface.

Par contre, les effets de redistribution latérale de l'eau dans le sol ne peuvent être pris en compte au sein d'une maille de calcul. Nous allons donc considérer que toute l'eau entrant dans le sol est instantanément redistribuée de façon homogène sur l'ensemble de la maille. Notons que cette hypothèse peut avoir tendance à surestimer l'infiltration, puisque dans la réalité, l'eau est concentrée dans les zones où l'infiltration est maximale, et diminue donc cette dernière de façon plus importante que si l'humidité était homogène sur toute la surface. Néanmoins, étant donné que la pluie, constituant l'essentiel des apports, tombe sur le sol avec une répartition relativement homogène, l'hypothèse proposée reste réaliste.

Bien entendu, les surfaces imperméabilisées interviennent également dans la réduction de la surface d'infiltration. Cette problématique est examinée en détail plus loin (chapitres VIII.3 à VIII.7), si bien que nous n'abordons pas ce sujet ici.

V.5.2 Réinfiltration

Lorsque la pluie tombe sur le sol, la partie qui n'est pas infiltrée ruisselle. Mais, lors de sa propagation jusqu'à la rivière, l'eau peut parfois se réinfiltrer dans le sol sur lequel elle ruisselle. En réalité, lorsque le taux d'infiltration est excédé, l'eau apparaît en surface, de façon relativement répartie sur l'ensemble de la maille. L'eau va donc pouvoir s'infiltrer sur une grande étendue. Au fur et à mesure que l'eau ruisselle, elle va converger en ruisselets de plus en plus importants, La concentration en axes de ruissellement a donc pour conséquence une diminution de la surface permettant la réinfiltration. Par rapport à ce processus, plusieurs approches possibles sont décrites dans les chapitres V.5.2.1 à V.5.2.3.

V.5.2.1 Infiltration non différenciée

Cette approche consiste à ne pas faire de différence au niveau de l'infiltration, entre l'eau provenant de la pluie et l'eau ruisselant en surface. Autrement dit, l'eau peut se réinfiltrer sur toute l'étendue des mailles qu'elle traverse. Bien que cette approche soit relativement réaliste dans le cas de bassins de très faible taille où l'écoulement n'a pas le temps de converger en ruisselets, elle surestime largement l'infiltration dans les bassins de plus grande taille et n'est donc pas adéquate dans le cadre des applications visées par le modèle.

V.5.2.2 Aucune infiltration

Il s'agit là du fonctionnement opposé : une fois que l'eau a commencé à ruisseler, elle est forcée de rester en surface. Cette approche ne tient donc pas compte de la réinfiltration lors du parcours entre la maille de départ et la rivière. Elle est basée sur l'hypothèse que l'eau a suffisamment convergé vers des axes de ruissellement (dont la réinfiltration est considérée négligeable) lorsqu'elle sort de la maille, ou que son infiltration en dehors de la maille est négligeable (par exemple parce que le sol des mailles adjacentes est saturé). Notons que l'infiltration de la maille source peut en outre être légèrement augmentée pour englober l'effet de réinfiltration. Cette approche présente plusieurs avantages :

- elle permet une représentation relativement réaliste des écoulements réels malgré sa simplicité ;
- elle permet d'envisager le calcul de l'excès d'infiltration comme une fonction de production classique, rendant possible la comparaison avec d'autres fonctions de production telles que la méthode SCS (voir chapitre V.4.2).

²² Celle-ci ne peut être évaluée que dans le cas où une micro-topographie est prise en compte (voir chapitre IV.1). Il faut également ajouter dans ce cas les zones de dépression du terrain (voir chapitre IV.1.7)

V.5.2.3 Infiltration selon les relations Surface-Volume

Les relations Surface-Volume (chapitre IV.1.5.4) associent à un volume d'eau sur la maille une surface mouillée. Cette relation peut donc être adaptée pour tenir compte d'une convergence des écoulements en attribuant aux terrains une surface mouillée décroissante lorsque l'on s'approche de la rivière. Cela permet alors d'avoir une représentation très réaliste de la surface réelle d'infiltration. Bien que séduisante à priori, cette méthode a cependant des inconvénients dont il faut tenir compte :

- il est nécessaire de connaître les relations S-V de chaque maille, ou à tout le moins de pouvoir les fixer de façon réaliste ;
- bien que la surface de réinfiltration soit réduite, une fois dans le sol, l'eau est transférée dans l'entièreté de la maille (répartition homogène immédiate) et ne peut donc tenir compte d'une saturation locale du sol aux abords de la rivière. Il peut alors en résulter une surestimation conséquente de la réinfiltration.

V.5.2.4 Choix d'un type de réinfiltration

En fonction de l'analyse des différentes méthodes ci-dessus, l'approche la plus pertinente nous semble être celle qui néglige la réinfiltration. Il est toutefois important de noter que cette hypothèse n'est pas du tout incompatible avec l'emploi de relations Hauteur-Section-Volume pour le calcul de l'écoulement en surface.

V.5.3 La croûte de battance

En agriculture et en pédologie, la battance est le caractère d'un sol tendant à se désagréger et à former une croûte en surface sous l'action de la pluie. Avec la pluie, les mottes de terre présentes en surface sont désagrégées par l'impact de l'énergie cinétique des gouttes. Les terres fines colmatent les trous (diminution de la porosité en surface) et l'ensemble est compacté par l'impact des gouttes. Il se forme alors une croûte de quelques millimètres très peu perméable, et le sol est donc constitué d'une superposition de couches de perméabilités très différentes. A la surface, la croûte de battance possède une perméabilité extrêmement faible qui est généralement limitative (sol quasi-imperméable), tandis que le sol sous-jacent possède une porosité et une perméabilité bien plus importantes. Néanmoins, cette croûte de battance peut être déstructurée, par exemple lors d'une opération de labour. Elle se reformera alors progressivement au fil des pluies, et il s'agit dès lors d'un phénomène variable dans le temps. La présence d'une couverture végétale réduit fortement le phénomène de battance. En effet, l'interception de la pluie par la végétation permet d'absorber une grande partie de l'énergie cinétique des gouttes d'eau, ce qui diminue d'autant la capacité de la pluie à former une croûte de battance.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur la manière de prendre en compte l'effet de cette croûte par une modification de la loi d'infiltration. La modélisation proposée dans le modèle WEPP [2] consiste à ajuster la conductivité hydraulique du sol par un coefficient multiplicateur. Ce modèle est basé sur l'étude de ruissellement sur 11 bassins différents. La perméabilité du sol est trouvée selon l'équation

$$K_{CF} = K \left[CF + (1 - CF) e^{-C E_a (1 - RR_t / 0,04)} \right] \quad (5.23)$$

où K et K_{CF} [m/s] sont les perméabilités sans et avec prise en compte de la croûte de battance, CF [-] est le facteur de croûte (généralement compris entre 0,2 et 1,0), C [m²/J] est le facteur de stabilité du sol, E_a [J/m²] est l'énergie cinétique cumulée de la pluie depuis la dernière opération de labour, et RR_t [m] est la rugosité aléatoire de la surface (voir chapitre IV.1.7.1). Cette forme d'équation implique que la perméabilité est maximale juste après l'opération de labour, et la valeur de la perméabilité K dans l'équation (5.23) correspond donc à cet état du sol. La conductivité décroît alors exponentiellement jusqu'à approcher asymptotiquement la valeur de perméabilité minimale correspondant à une croûte complètement formée

$$K_{CF,\min} = CF * K \quad (5.24)$$

Le facteur de croute CF représente donc le rapport entre la conductivité finale (croute complètement formée) et la valeur de base pour un sol fraîchement labouré. Selon Rawls et al [146], il peut être trouvé selon la formule

$$CF = \frac{SC}{1 + \frac{\psi_I}{L}} \quad (5.25)$$

avec SC un facteur de correction pour la saturation partielle du sol sous la croute, ψ_I [m] le potentiel de succion à l'interface côte/sous-croûte, et L [m] une profondeur mouillée. Ces paramètres peuvent être déterminés via les équations

$$SC = 0,736 + 0,19 * sable \quad (5.26)$$

$$\Psi_I = 0,4519 - 0,4668 * SC \quad (5.27)$$

$$L = 0,147 - 0,15 * sable^2 - 0,0003 * argile * \rho_b \quad (5.28)$$

où *sable* et *argile* sont les fractions de sable et d'argile dans le sol, et ρ_b [kg/m³] est la densité apparente du sol (en première approche, $\rho_b = (1 - porosité) * 2,65$). La profondeur mouillée doit être limitée à la valeur de l'épaisseur de croûte, dont la valeur par défaut peut être fixée à 0,5 cm [Rawls et Brakensiek 1989].

Le Tableau V-9 fournit les valeurs de ψ_I et SC et pour différentes textures de sols, d'après Rawls et Brakensiek [144].

Texture de sol	ψ_I	SC
Sand	0.02	0.91
Loamy Sand	0.03	0.89
Sandy Loam	0.06	0.86
Loam	0.07	0.82
Silt Loam	0.1	0.81
Sandy Clay Loam	0.05	0.85
Clay Loam	0.08	0.82
Silty Clay Loam	0.1	0.76
Sandy Clay	0.06	0.80
Silty clay	0.11	0.73
Clay	0.09	0.75

Figure V-12 : Valeurs des paramètres pour le calcul de la croûte de battance

Quant au coefficient de stabilité du sol C , sa valeur varie généralement entre 0,00012 et 0,0356 m²/J. Plus de détails sur le calcul de ce coefficient peuvent être trouvés dans la littérature [2].

En toute rigueur, la modélisation physique de l'effet de la battance nécessiterait donc un connaissance de l'état de la croûte à tout moment de la simulation. Cela impliquerait entre autres de connaître, sur l'ensemble du bassin à modéliser, les types de cultures sur chaque parcelle et les périodes et types de labour. A l'échelle d'un bassin versant entier, cela s'avère évidemment fort difficile à obtenir. En pratique, nous proposons donc d'utiliser un coefficient constant dans le temps, représentatif d'un comportement moyen de la croûte. En pratique, cela ne nécessite pas de modification supplémentaire du modèle, puisque

- il suffit d'utiliser directement la perméabilité réduite comme donnée d'entrée du modèle. Comme cette perméabilité fait en outre l'objet d'une phase de calage, sa valeur va être adaptée automatiquement de manière à caractériser au mieux le comportement du sol, ce qui inclut naturellement l'effet de croute (dans le cas où l'on choisit de modéliser un effet moyen, invariable dans le temps) ;
- en adaptant les coefficients de perméabilité de base en fonction de l'occupation du sol selon la méthodologie présentée au chapitre V.5.12, l'effet de croute y est naturellement inclus, puisque la détermination des coefficients de pondération est basée sur la méthode SCS, qui envisage l'occupation du sol de façon globale (mesure des quantités de ruissellement produit, ce qui englobe indirectement l'effet moyen de la battance).

V.5.4 Les lois d'infiltration

La physique sous-jacente au phénomène d'infiltration est relativement bien connue, et peut être modélisée dans de nombreux cas par l'équation de Richards, qui permet de calculer les écoulements dans les milieux poreux saturés et non saturés. Cependant, l'application de cette équation nécessite une discrétisation du sol en mailles de faibles dimensions et est par conséquent assez gourmande en temps de calcul. C'est pourquoi de nombreux modélisateurs préfèrent utiliser des lois permettant de connaître directement le taux d'infiltration. Celles-ci peuvent être de nature tout à fait empirique (Kostiakov, Horton, Mezencev, Holtan...), ou résulter de l'application de lois physiques sous des hypothèses simplificatrices. Ces formules sont généralement préférées, puisque les paramètres qu'elles nécessitent possèdent une signification physique et sont donc plus aisément déterminés. Cependant, de par leur nature, elles possèdent un domaine de validité restreint. De nombreuses formulations ont donc été développées, avec chaque fois leur degré de simplicité et leurs hypothèses propres. Une description de nombreux modèles existants peut être trouvée dans le document [143].

V.5.5 Loi d'infiltration de Green-Ampt

La méthode de Green-Ampt a rencontré un vif succès dans les modèles représentant le cycle hydrologique complet, notamment grâce à sa formulation relativement aisée et à l'importante documentation sur son utilisation existant dans la littérature. Cette méthode étant en outre physiquement basée, elle convient tout à fait pour être utilisée dans le modèle hydrologique que nous développons. Commençons par en rappeler les principes de base.

La méthode adoptée par Green & Ampt se base sur la résolution exacte d'un problème dont la physique a été simplifiée. L'infiltration est représentée par un front qui progresse à partir de la surface dans un sol supposé homogène. Green et Ampt ont considéré que le sol est totalement saturé entre la surface et le bas du front d'infiltration. Dans le reste de la couche, l'humidité est fixée à une valeur initiale constante θ_0 . L'apport en eau est considéré suffisant, avec une certaine hauteur d'eau h_0 en surface.

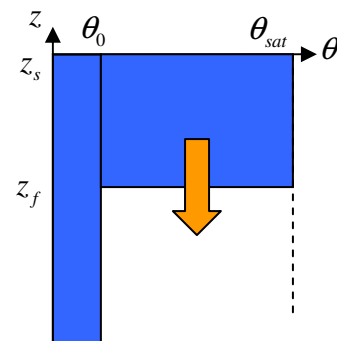


Figure V-13 : Schématisation d'un front d'infiltration rectangulaire.

Sur base de cette représentation simplifiée, l'équation de Darcy fournit le taux d'infiltration dans le sol :

$$f = K \frac{\Phi_s - \Phi_f}{h_f} \quad (5.29)$$

où K [m/s] est le coefficient de perméabilité dans le sol, $h_f = z_s - z_f$ [m] la hauteur du front d'infiltration, Φ_s [m] la charge à la surface et Φ_f [m] la charge au niveau du front, incluant le potentiel de succion du sol non saturé. Généralement, la hauteur d'eau en surface est extrêmement faible et la charge à la

surface du sol est considérée nulle. La différence de potentiel entre les extrémités du front s'écrit dans ce cas

$$\Delta\Phi = \Phi_s - \Phi_f = 0 + h_f - \psi_{GA} = h_f - \psi_{GA} \quad (5.30)$$

où ψ_{GA} est le potentiel de succion du front pour la méthode de Green-Ampt et h_f la hauteur du front d'infiltration. Celle-ci peut être calculée en fonction du volume d'eau du front :

$$h_f = \frac{F(t)}{\Delta\theta}, \quad (5.31)$$

où $F(t)$ est le volume d'eau infiltré et $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0$ est la différence entre l'humidité initiale et l'humidité à la saturation. Le taux d'infiltration peut alors être écrit

$$f = K \left(1 + \frac{\psi_{GA}\Delta\theta}{F} \right) \quad (5.32)$$

Il est possible également d'écrire la loi de Green Ampt sous sa forme intégrée. On obtient alors directement le volume total d'eau infiltrée depuis le début de la pluie en fonction du temps.

$$F(t) = Kt + \psi_{GA}\Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi_{GA}\Delta\theta} \right) \quad (5.33)$$

L'application de la formule (5.33) nécessite cependant une résolution itérative.

V.5.5.1 Taux d'infiltration initial

La formule (5.32) possède une singularité pour une quantité d'eau infiltrée nulle $F(t) = 0$, et n'est donc pas applicable au début de la pluie. Cependant, pour des temps relativement faibles, l'équation sous la forme intégrée (5.33) peut également s'écrire sous une forme explicite grâce à un développement en série de Taylor limité au premier ordre [81] :

$$F(t) \approx \sqrt{2K\psi_{GA}\Delta\theta} t^{1/2} + Kt \quad (5.34)$$

Il est alors possible d'en extraire un taux d'infiltration moyen valable pour le pas de temps Δt , calculé par

$$f_{moy}(t) = \frac{f(t + \Delta t) - f(t)}{\Delta t} = K + \sqrt{2K\psi_{GA}\Delta\theta} \frac{\sqrt{t + \Delta t} - \sqrt{t}}{\Delta t} \quad (5.35)$$

Cela permet donc de calculer le taux d'infiltration en évitant le problème de la singularité. Cependant, cette formulation utilise le temps comme variable, et ce en considérant un apport en eau suffisant. Or, de manière à pouvoir étudier des pluies discontinues, il est préférable de réécrire cette équation en fonction de la quantité d'eau infiltrée. Pour cela, on définit un « temps équivalent » correspondant à la quantité d'eau infiltrée, et calculé sur base de la formule (5.33) :

$$t = \frac{1}{K} \left[F(t) - \psi_{GA}\Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\Delta\theta\psi_{GA}} \right) \right] \quad (5.36)$$

Dès lors, la formule (5.35) peut être calculée en fonction du volume d'eau infiltré. Lorsque le volume infiltré devient trop important ($f < 2K$), l'équation (5.34), basée sur un développement au premier ordre, n'est plus adéquate. Par contre, l'équation (5.32) peut être appliquée sans problème, puisque nous sommes maintenant suffisamment éloignés de la singularité.

Comme le montre Hsu dans son article [81], l'utilisation de la formule de Green-Ampt sous-estime le taux d'infiltration pour des temps importants. Il est donc intéressant de limiter le taux minimal d'infiltration potentielle à une valeur seuil. Lorsque le temps d'infiltration est suffisamment long, l'eau ne s'infiltré plus que par l'action de son propre poids, et le débit correspondant est égal à la perméabilité du sol saturé.

V.5.5.2 Variantes

Plusieurs adaptations de la formule de Green-Ampt ont été proposées. Notons par exemple l'existence d'une formulation pour un sol de perméabilité non uniforme [25; 143; 26], et d'une formulation exprimant de façon explicite l'infiltration totale [156]. Il existe également des variantes permettant de remplacer l'hypothèse d'une charge constante en surface (et d'un apport d'eau suffisant) par celle d'un débit d'infiltration constant.

Cependant, si le modèle de Green Ampt convient bien pour étudier une pluie unique, il convient moins bien pour étudier l'évolution de l'humidité dans le sol sur des durées plus longues. Dans l'optique d'une utilisation dans un logiciel de modélisation hydrologique capable de modéliser un bassin sur de longues périodes, il est indispensable de disposer d'une formule capable de tenir compte d'un apport en eau variable (pluie d'intensité variable, périodes sèches...). Nous allons développer un modèle capable de gérer ces apports variables, tout en gardant dans la mesure du possible la simplicité qui a fait le succès de l'équation de Green-Ampt. L'idée est de conserver une trace de l'historique d'infiltration en proposant une description simplifiée du front valable aussi bien dans les premiers temps de l'infiltration que lorsque la pluie s'arrête (période de récession).

V.5.5.3 Adaptations du modèle de Green-Ampt

Afin de se faire une idée des avantages et des lacunes du modèle d'infiltration de Green-Ampt, nous allons les tester sur le cas de l'infiltration dans un sol suite à une pluie discontinue. Le sol choisi pour cette simulation est une terre sableuse (« sandy loam »), dont les propriétés sont représentées à l'aide des lois de Brook-Corey (voir paragraphe IV.2.2). Les paramètres du sol sont repris ci-contre.

K	1,89.10 ⁻⁶ m/s
θ_s	0,463
θ_r	0,027
λ	0,25
ψ_b	0,2 m

Le profil d'humidité initial est considéré uniforme et sa valeur a été fixée à $\theta_0=0,25$. La Figure V-14 donne le hyétogramme de la simulation. Une pluie discontinue a été choisie afin de pouvoir mettre en évidence les effets de redistribution de l'eau dans la couche et de réinfiltration. Il s'agit en fait de deux périodes de pluie intense séparées par une période sans aucune pluie.

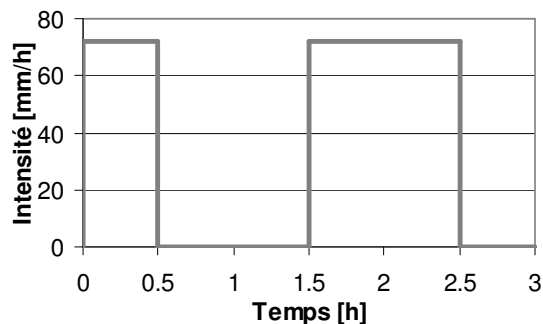


Figure V-14 : pluie discontinue du cas-test.

L'évolution de l'infiltration ainsi que l'infiltration cumulée calculés d'une part en résolvant l'équation de Richards²³ et d'autre part avec le modèle de Green-Ampt sont présentés à la Figure V-15.

²³ Cette résolution est réalisée grâce à un programme spécifiquement développé pour la résolution de l'équation de Richards à une dimension (voir chapitre IV.2.4).

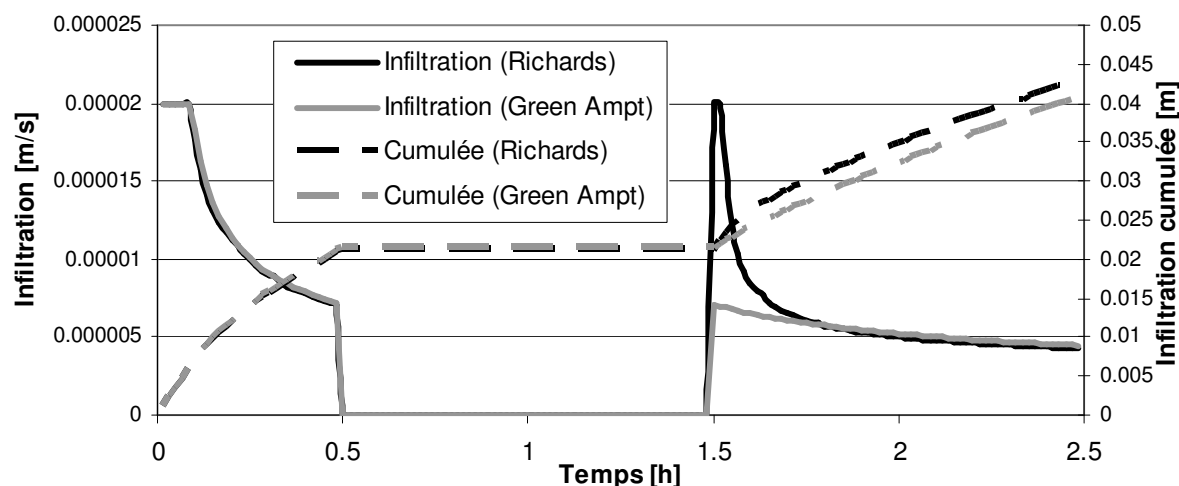


Figure V-15 : Courbes d'infiltration avec le modèle de Green-Ampt.

Lors de la première période de pluie, les deux courbes se superposent correctement. Cependant, à la deuxième période de pluie, l'équation de Richards montre l'apparition d'un pic de débit lié à l'apparition d'un nouveau front d'infiltration suite à la redistribution de l'eau dans la couche, tandis que le modèle de Green-Ampt reprend l'infiltration sans tenir compte d'aucune redistribution. La Figure V-16 montre les profils d'humidité en différents instants.

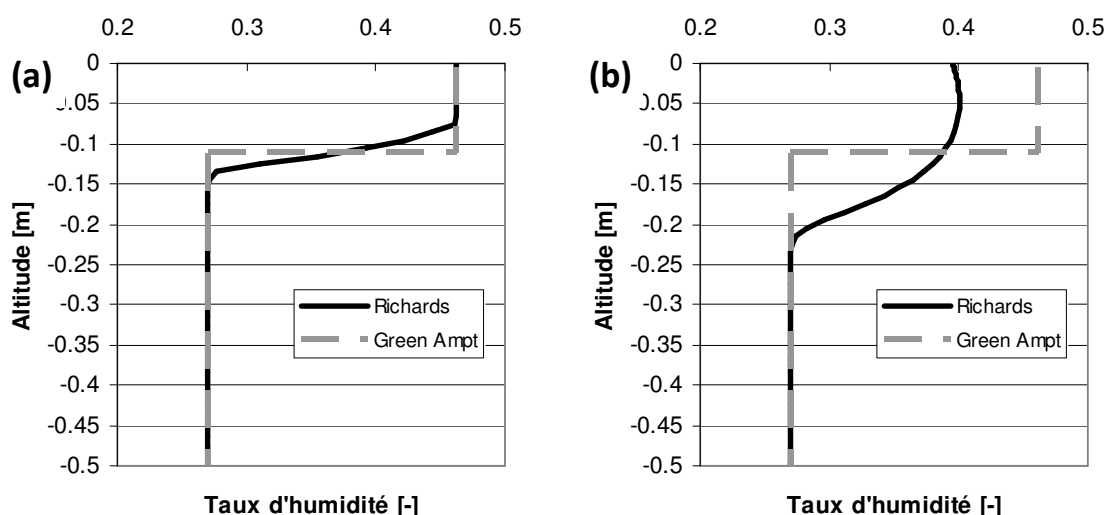


Figure V-16 : Profils d'humidité avec le modèle de Green-Ampt, (a) après 0,5h et (b) après 1,5h.

Pendant la première période de pluie, le front d'infiltration suit bien la progression du front, tandis qu'entre les deux périodes de pluie, la redistribution de l'humidité qui s'opère ne peut être représentée par le modèle. Lors de la deuxième période de pluie, un front secondaire vient s'ajouter au premier. Ce nouveau front ne peut être modélisé par le modèle de Green-Ampt.

V.5.6 Paramètres de la méthode de Green-Ampt

Plusieurs caractéristiques du sol doivent être connues afin de pouvoir appliquer la méthode ci-dessus :

- la perméabilité du sol ;
- la porosité du sol ;
- le potentiel de succion du front.

Toutes ces variables sont des caractéristiques du sol. Rawls, Brakensiek et Miller ont analysé environ 5000 horizons de sols de manière à en tirer des valeurs moyennes pour les paramètres de Green-Ampt en fonction des différentes classes de sol [145]. Le Tableau V-8 illustre les résultats obtenus. Il montre

une variabilité énorme dans ces propriétés. En particulier, le terme de succion prend des valeurs extrêmement dispersées.

Soil class	Porosity η	Effective porosity θ_e	Wetting front soil suction head ψ (cm)	Hydraulic conductivity K (cm/h)
Sand	0.437 (0.374–0.500)	0.417 (0.354–0.480)	4.95 (0.97–25.36)	11.78
Loamy sand	0.437 (0.363–0.506)	0.401 (0.329–0.473)	6.13 (1.35–27.94)	2.99
Sandy loam	0.453 (0.351–0.555)	0.412 (0.283–0.541)	11.01 (2.67–45.47)	1.09
Loam	0.463 (0.375–0.551)	0.434 (0.334–0.534)	8.89 (1.33–59.38)	0.34
Silt loam	0.501 (0.420–0.582)	0.486 (0.394–0.578)	16.68 (2.92–95.39)	0.65
Sandy clay loam	0.398 (0.332–0.464)	0.330 (0.235–0.425)	21.85 (4.42–108.0)	0.15
Clay loam	0.464 (0.409–0.519)	0.309 (0.279–0.501)	20.88 (4.79–91.10)	0.10
Silty clay loam	0.471 (0.418–0.524)	0.432 (0.347–0.517)	27.30 (5.67–131.50)	0.10
Sandy clay	0.430 (0.370–0.490)	0.321 (0.207–0.435)	23.90 (4.08–140.2)	0.06
Silty clay	0.479 (0.425–0.533)	0.423 (0.334–0.512)	29.22 (6.13–139.4)	0.05
Clay	0.475 (0.427–0.523)	0.385 (0.269–0.501)	31.63 (6.39–156.5)	0.03

The numbers in parentheses below each parameter are one standard deviation around the parameter value given. Source: Rawls, Brakensiek, and Miller, 1983.

Tableau V-8 : Paramètres d'infiltration de Green-Ampt pour différentes classes de sol.

Néanmoins, en combinant ces valeurs avec celles du Tableau III-3 (chapitre III.3.4.1), il est possible d'identifier une certaine relation entre la succion et la perméabilité du sol à saturation. Nous proposons la formulation

$$\Psi_{GA} = \frac{1}{300K_s^{0,3}} \tag{5.37}$$

où Ψ_{GA} [m] est la succion du front d'infiltration, et K_s [m/s] est la perméabilité à saturation du sol.

Cette formule permet d'estimer le terme de succion pour un sol dont seule la perméabilité est connue. La Figure V-17 montre la comparaison entre la formule (5.37) et les valeurs du Tableau V-8.

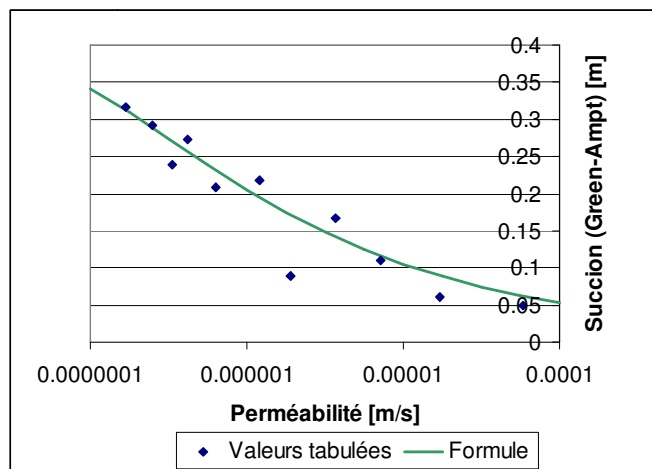


Figure V-17 : Formule pour estimer la succion en fonction de la perméabilité.

V.5.6.1 Perméabilité effective

Au niveau de la perméabilité du sol, il semble que la valeur effective pour le modèle de Green-Ampt est approximativement égale à 50% de la perméabilité du sol complètement saturé [25; 81] (voir Tableau V-8 et Tableau III-3). Cet effet est lié à ce que le sol n'est en réalité pas complètement saturé dans le front de saturation, contrairement à l'hypothèse à la base du modèle de Green-Ampt (front rectangulaire saturé). Cela se traduit par une baisse de la perméabilité effective.

Une autre approche consiste à rechercher les valeurs optimales de perméabilité par calage en exploitant un modèle hydrologique complet. Nearing & al ont présenté les résultats obtenus pour un ensemble de 43 sols différents étudiés grâce au modèle hydrologique WEPP et regroupés selon leur groupes hydrologiques (voir chapitre V.4.2.5). La perméabilité effective des sols a pu être corrélée au taux de sable dans le sol, comme montré à la Figure V-18.

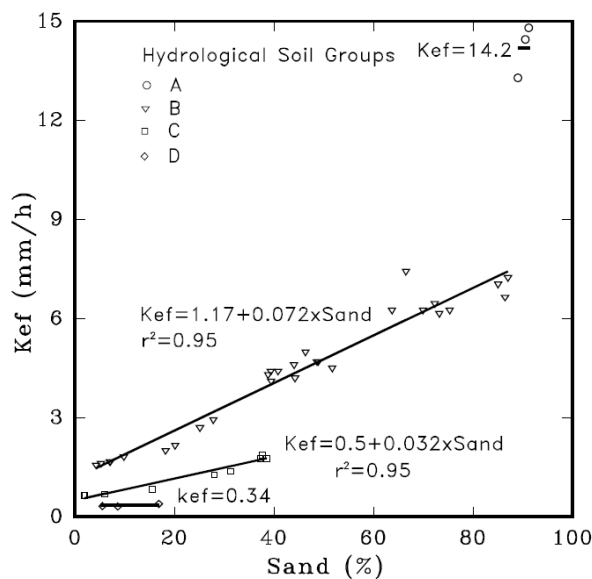


Figure V-18 : Valeurs de la perméabilité de base pour le modèle d'infiltration de Green-Ampt, d'après Nearing [122]

Néanmoins, nous souhaitons attirer l'attention sur différents points. La méthodologie utilisée a pour conséquence que les conductivités obtenues vont être fonctions du modèle global utilisé (la manière dont il prend en compte l'écoulement latéral dans le sol, la réinfiltration, le ruissellement...). Il semble dès lors inadéquat de les exploiter tels quels. En revanche, il est intéressant de comparer les ordres de grandeur obtenus avec ceux donnés par les fonctions de pédotransfert décrites au chapitre III.3.4.1. Cette comparaison soulève d'ores et déjà une question importante. Dans l'approche de Nearing, la perméabilité ne semble être, pour un groupe hydrologique donné, que fonction du taux de sable. Cette constatation est tout à fait en opposition avec les résultats de Rawls et Brakensiek [144] qui montrent que, pour une même quantité de sable, la perméabilité dépendra des fractions de limons et d'argile.

Un autre aspect étonnant de ces résultats est que les perméabilités s'alignent clairement sur 4 droites distinctes correspondant aux groupes hydrologiques. Or, ceux-ci sont en réalité un classement discret de sols dont les propriétés peuvent varier de façon continue. Dès lors, il serait logique que les perméabilités effectives forment un nuage continu plutôt que de s'aligner sur 4 droites.

Dans tous les cas, nous pouvons constater que les perméabilités effectives obtenues sont d'un ordre de grandeur inférieur aux perméabilités des sols à saturation. Plusieurs facteurs permettent d'expliquer ces différences :

- la perméabilité effective dans le modèle de Green-Ampt vaut environ la moitié de la perméabilité à saturation ;

- si les apports à la rivière correspondent uniquement au ruissellement par excès, les coefficients de perméabilité effectifs doivent être diminués pour compenser les processus non pris en compte, dont par exemple l'écoulement hypodermique (chapitre IV.3) ou le ruissellement de Dunne (voir chapitre II.4.1).

Au final, il se dégage des analyses précédentes que le paramètre de perméabilité possède une grande marge de variabilité, et que la valeur effective à utiliser dans le modèle est difficilement estimable a priori et fortement dépendante du modèle hydrologique utilisé. La détermination des coefficients *ad hoc* pour les simulations doit donc passer de façon incontournable par une phase de calage. Néanmoins, les valeurs moyennes des propriétés (voir Tableau III-3) permettent d'avoir des valeurs de base.

V.5.6.2 Porosité effective

A priori, il pourrait sembler logique d'utiliser la porosité du sol dans le modèle de Green-Ampt. Cependant, il est important de choisir cette valeur de porosité en fonction de ce qu'elle représente, et donc en fonction du modèle d'infiltration (différentes variantes présentées au chapitre V.5). Prenons par exemple le cas d'un sol dont la porosité effective est de 0,4.

Envisageons tout d'abord le cas du modèle à plusieurs variables. Dans ce cas, une première variable peut être utilisée pour indiquer le taux d'humidité initial de la maille θ_0 (distribution uniforme selon les hypothèses du modèle), tandis qu'une autre variable va permettre de calculer l'évolution du front d'infiltration. Le modèle de Green-Ampt peut alors être appliqué sans problème.

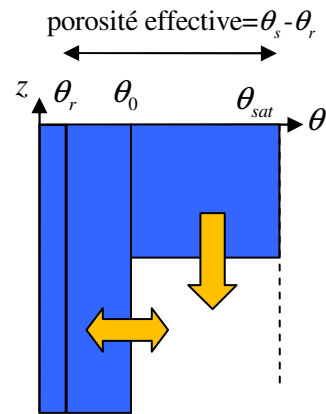


Figure V-19 : porosité effective dans le modèle à deux inconnues

Par contre, dans le cas du modèle d'infiltration à 1 variable, celle-ci représentera le taux d'humidité dans le sol, sans notion de distribution. C'est également cette variable qui sert à calculer la hauteur du front de Green-Ampt. Dès lors, le « taux d'humidité initial » de la maille est dans ce cas par défaut égal au taux d'humidité résiduel θ_r , ce qui a pour conséquence de sous-estimer la hauteur du front d'infiltration, et engendre une diminution trop lente du taux d'infiltration dans le sol. Afin de pallier à ce problème, nous proposons donc d'utiliser non pas la porosité effective du sol, mais la porosité libre par rapport au taux d'humidité initial du sol (Figure V-20b). Ce dernier doit donc être fixé a priori (et pour toute la durée de la simulation), mais cela est inévitable si l'on désire ne conserver qu'une seule variable.

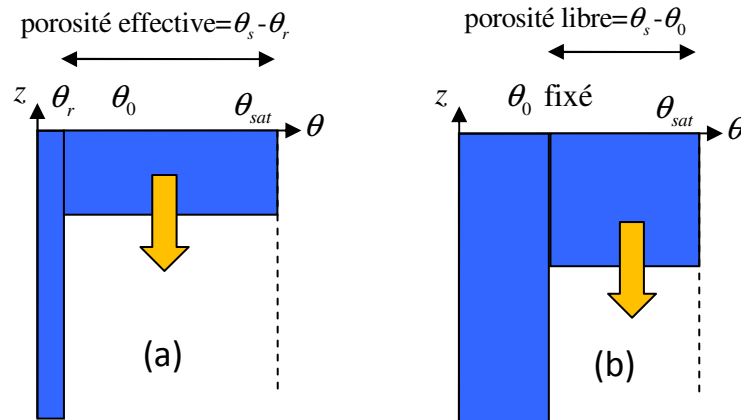


Figure V-20 : Porosité effective et porosité libre dans le modèle à deux inconnues

Il reste dans ce cas à choisir cette « porosité libre ». Nous suggérons d'utiliser comme taux d'humidité initial la capacité au champ ($\theta_0 = \theta_{fc}$). Rappelons que celle-ci est définie comme l'eau retenue par le sol sous une succion de 0,33 bar. En reprenant les valeurs de Rawls et Brakensiek (voir chapitre III.3.4.1), nous obtenons alors les valeurs suivantes pour les différents types de sols proposés :

Il reste dans ce cas à choisir cette « porosité libre ». Nous suggérons d'utiliser comme taux d'humidité initial la capacité au champ ($\theta_0 = \theta_{fc}$). Rappelons que celle-ci est définie comme l'eau retenue par le sol sous une succion de 0,33 bar. En reprenant les valeurs de Rawls et Brakensiek (voir chapitre III.3.4.1), nous obtenons alors les valeurs suivantes pour les différents types de sols proposés :

	Porosité totale [-]	Humidité résiduelle [-]	Porosité effective [-]	Capacité au champ [-]	Porosité « libre » [-]	Poros. Libre/ Poros. tot. [-]
Sand	0.437	0.02	0.417	0.091	0.346	0.79
Loamy Sand	0.437	0.035	0.402	0.125	0.312	0.71
Sandy Loam	0.453	0.041	0.412	0.207	0.246	0.54
Loam	0.463	0.027	0.436	0.27	0.193	0.42
Silt Loam	0.501	0.015	0.486	0.33	0.171	0.34
Sandy Clay Loam	0.398	0.068	0.33	0.255	0.143	0.36
Clay Loam	0.464	0.075	0.389	0.318	0.146	0.31
Silty Clay Loam	0.471	0.04	0.431	0.366	0.105	0.22
Sandy Clay	0.43	0.109	0.321	0.339	0.091	0.21
Silty clay	0.479	0.056	0.423	0.387	0.092	0.19
Clay	0.475	0.09	0.385	0.396	0.079	0.17

Tableau V-9 : Porosité libre dans les sols en prenant la capacité au champ comme taux d'humidité initial.

Nous pouvons également voir que pour les types de sols couramment rencontrés dans nos régions, la porosité « libre » oscille aux alentours d'un tiers de la porosité effective. Pour cette raison, la valeur

$$\Delta\theta = \theta_{sat} / 3 \tag{5.38}$$

peut être utilisée comme approximation lorsque la porosité libre n'est pas connue.

V.5.7 Modèle à deux inconnues.

V.5.7.1 Description

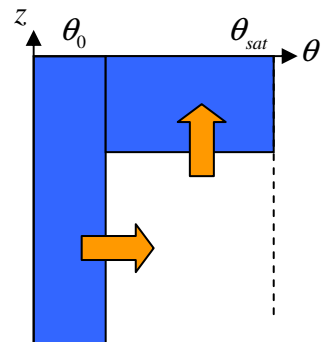
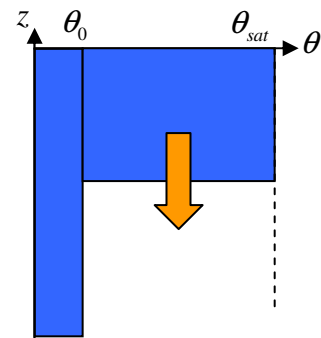
L'ajout d'une inconnue supplémentaire permet de décrire de manière plus précise ce qu'il advient de l'eau dans le sol. Nous avons vu précédemment que le modèle de Green-Ampt ne permettait pas de tenir compte d'une redistribution de l'humidité dans le sol lorsque la pluie s'arrête. Comment modéliser l'évolution du profil d'humidité lorsque la pluie s'arrête ? Dans ce cas, le front va progressivement se désaturer, puisque l'eau qu'il contient va continuer à descendre sans être renouvelée. Dans l'approche proposée, on considère simplement que cette eau va venir s'accumuler dans la partie sous le front d'infiltration, modifiant ainsi l'humidité « initiale » de la maille. Ainsi, les deux inconnues du modèle seront

- la quantité d'eau dans la maille V_{ii} ;
- l'humidité de la maille sous le front θ_0 .

Lorsqu'il pleut, le front progresse (augmentation de h_f) tandis que l'humidité sous le front (θ_0) reste constante. Lorsque la pluie s'arrête, le volume d'eau contenu dans le front est progressivement transféré vers le bas. Dès lors, la hauteur du front diminue (diminution de h_f) et le taux d'humidité dans le reste de la maille augmente (augmentation de θ_0).

V.5.7.2 Exemple

La Figure V-21 montre les résultats obtenus avec ce modèle pour la simulation de la pluie discontinue présentée dans le chapitre précédent.



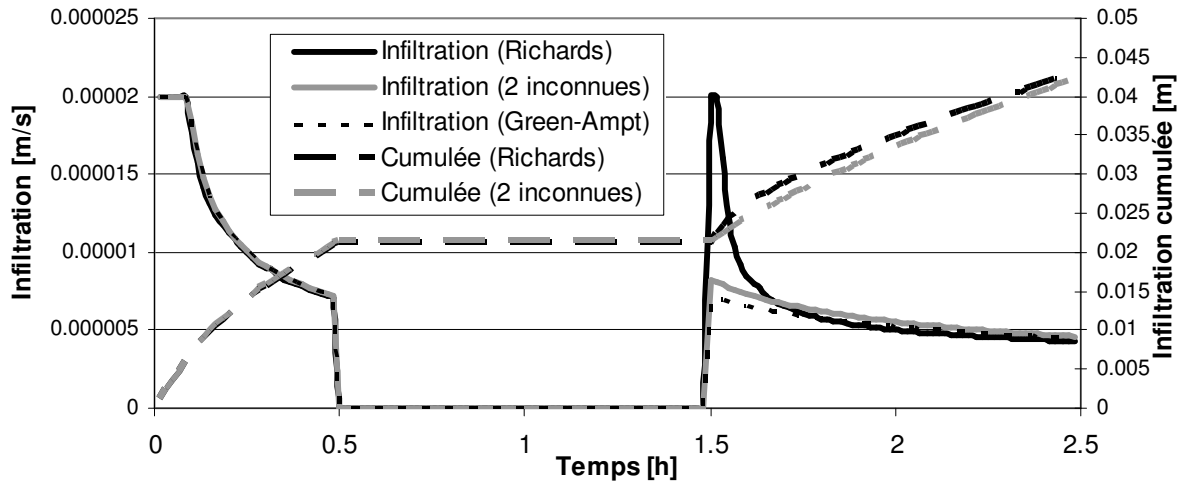


Figure V-21 : Courbes d'infiltration avec le modèle à deux inconnues.

Ici, une amélioration peut directement être constatée par rapport au modèle à une inconnue. Etant donné qu'une partie de l'eau du front d'infiltration dans le modèle a été redistribuée dans le reste de la couche, l'infiltration au début de la deuxième période de pluie est plus importante que dans le modèle de base de Green-Ampt. L'infiltration calculée par le modèle à 2 inconnues se rapproche donc de la courbe réelle, même si il n'est pas encore possible de modéliser l'apparition d'un nouveau front d'infiltration. Bien que la pointe de débit correspondant à l'infiltration d'un nouveau front ne puisse être modélisée correctement, le modèle permet de s'en approcher.

La Figure V-22 montre le front d'infiltration pendant la deuxième période de pluie. En traits pointillés fins, le profil correspondant au modèle de Green-Ampt est montré pour comparaison.

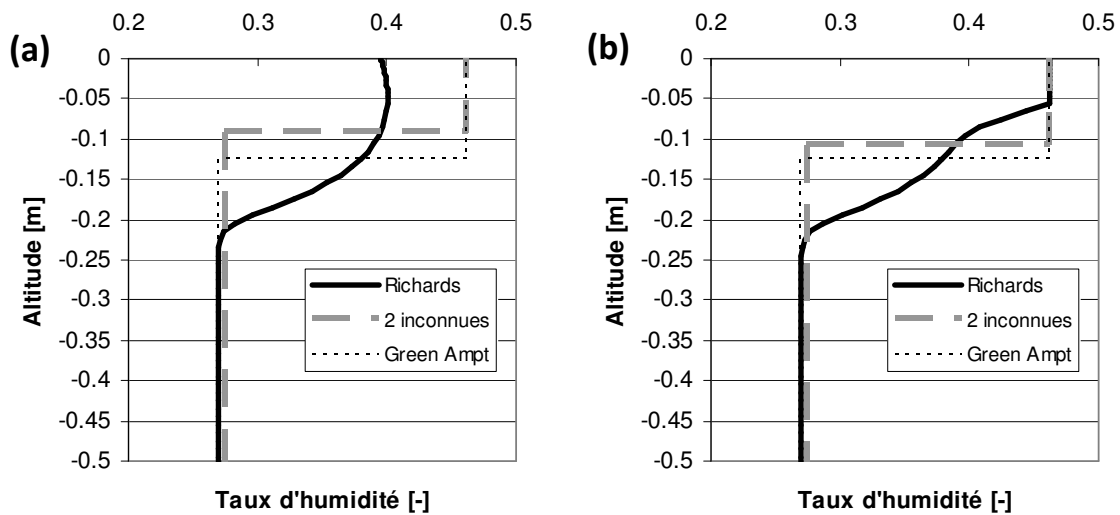


Figure V-22 : Profil d'humidité avec le modèle à deux inconnues, (a) après 1,5h et (b) après 1,6h.

V.5.8 Modèle à trois inconnues

V.5.8.1 Description

Dans le modèle à deux inconnues, la phase de récession (quand la pluie a diminué) est prise en compte en diminuant la quantité d'eau mais en gardant un taux d'humidité dans le front égal à la saturation. En réalité, lorsque la pluie diminue et passe en-dessous du seuil d'infiltration potentielle (donné par la

formule de Green-Ampt), l'eau du front drainée vers les couches profondes n'est plus compensée par l'infiltration, et la partie supérieure de la couche de sol se dessature progressivement. Le front d'infiltration continue donc de se propager vers le bas, mais avec un taux d'humidité décroissant. Puisque le sol n'est plus saturé, il est judicieux d'ajouter une inconnue supplémentaire par rapport au modèle précédent : le taux d'humidité dans le front. Il est cependant nécessaire de conserver une hypothèse sur la forme du profil d'humidité. Le calcul de l'infiltration par la résolution de l'équation de Richards (voir chapitre IV.2.3) montre qu'un profil rectangulaire reste une approximation correcte du profil d'humidité lorsque le sol se dessature.

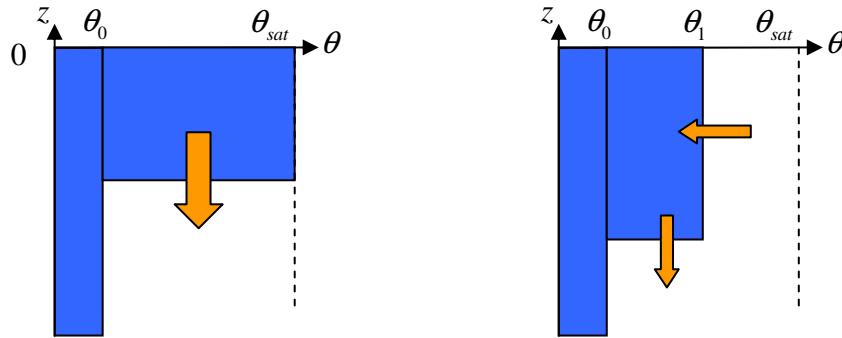


Figure V-23 : Evolution du front dans le modèle à trois inconnues.

Notons que dans le cas où la valeur constante du profil d'humidité est égale au taux de saturation du sol ($\theta_1 = \theta_{sat}$), on retombe sur la configuration de base du modèle de Green-Ampt (front unique saturé).

Lorsque la pluie reprend après une phase de redistribution, un nouveau front d'infiltration apparaît et vient à nouveau saturer la couche par le dessus. Cependant, dans ce modèle, il n'est pas possible de représenter ce nouveau front sans l'ajout d'une inconnue supplémentaire. Nous devons donc à nouveau saturer le front existant en augmentant le taux d'humidité du front.

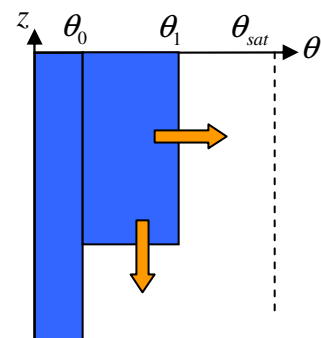


Figure V-24 : Gestion d'une nouvelle pluie dans le modèle à trois inconnues.

Il faut alors choisir une méthode pour calculer l'infiltration lorsque le front n'est plus saturé. Dans la réalité, une nouvelle infiltration se fait en créant un nouveau front. Le taux d'infiltration est important au début puis décroît au fur et à mesure que le deuxième front progresse. Comme il n'est pas possible avec ce modèle de modéliser ce nouveau front, l'infiltration est calculée de la même façon que dans le modèle à deux inconnues, c'est-à-dire en considérant un front saturé de même volume²⁴.

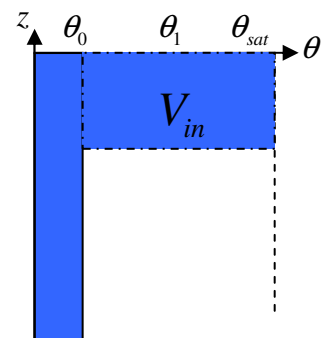


Figure V-25 : Front équivalent pour le calcul de l'infiltration potentielle (modèle à trois inconnues).

Il résulte de cette façon de calculer l'infiltration que si l'on ne modifie pas le volume d'eau dans le front, l'infiltration potentielle ne change pas. Dès lors, afin de tenir compte des phases de redistribution des débits, il est nécessaire de procéder comme avec le modèle à deux inconnues, c'est-à-dire en transférant une partie de l'eau du front dans le reste de la couche, modifiant de ce fait la valeur de θ_0 .

²⁴ Ce « Front équivalent » est donc un artifice dont le but est uniquement le calcul du taux d'infiltration.

Il reste également à déterminer de quelle manière le front d'infiltration va évoluer. Pour cela, nous définissons un volume de contrôle qui s'étend de la surface jusqu'au bas du front au temps t . L'équation de continuité fournit alors la relation suivante pour ce volume de contrôle

$$\Delta\theta_1 = \theta_{1f} - \theta_{1i} = \frac{(q_{\text{sup}} - q_{\text{inf}} - q_{\text{redis}}) \Delta t}{h_f} \quad (5.39)$$

Dans cette équation, h_f [m] est la hauteur du front, le débit q_{sup} [m/s] correspond au débit disponible pour l'infiltration (généralement égal à la valeur de la pluie), tandis que le débit q_{inf} [m/s] mesure le débit drainé par le front d'infiltration. q_{redis} [m/s] représente le débit transféré vers le reste de la couche (en modifiant θ_0).

Le débit q_{inf} peut être calculé suivant la formule de Green-Ampt, en tenant compte toutefois des modifications suivantes :

- le gradient de pression ψ est modifié ;
- la perméabilité du sol K est diminuée, puisque le taux d'humidité du sol est inférieur à la valeur de saturation.

Afin d'évaluer l'infiltration, il est donc nécessaire de connaître l'évolution de K et ψ en fonction du taux de saturation du sol. Cela implique donc l'utilisation des relations caractérisant les propriétés hydrauliques des sols (voir chapitre IV.2.2). Les nouvelles valeurs de K et ψ sont calculées sur base desdites relations pour ensuite être injectées dans la formule de Green-Ampt pour le calcul du débit.

Au fil des pluies, le front va descendre jusqu'à finalement atteindre la limite inférieure de la couche non saturée. A ce moment, ce front devient un taux d'humidité « initial » pour le prochain front (voir Figure V-26). De ce fait, des inconnues sont libérées et peuvent être utilisées pour le calcul du front suivant.

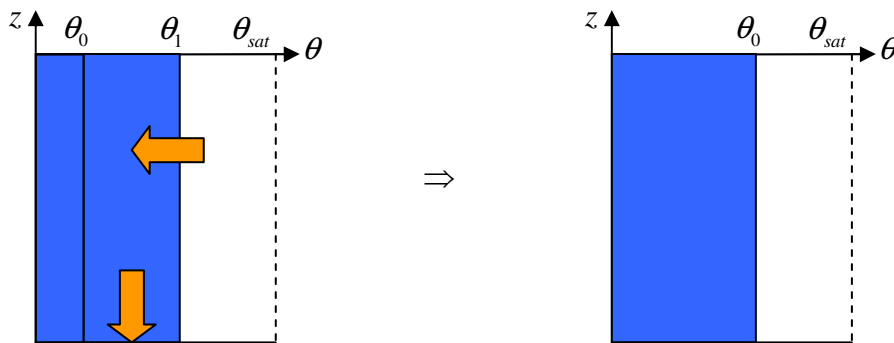


Figure V-26 : Transformation du front en humidité initiale.

V.5.8.2 Exemple

Au niveau du calcul du taux d'infiltration, pratiquement aucun changement n'est constaté. Cependant, l'intérêt principal de ce modèle réside dans une connaissance plus précise du profil d'humidité dans le sol, comme le montrent les profils instantanés de la Figure V-27 :

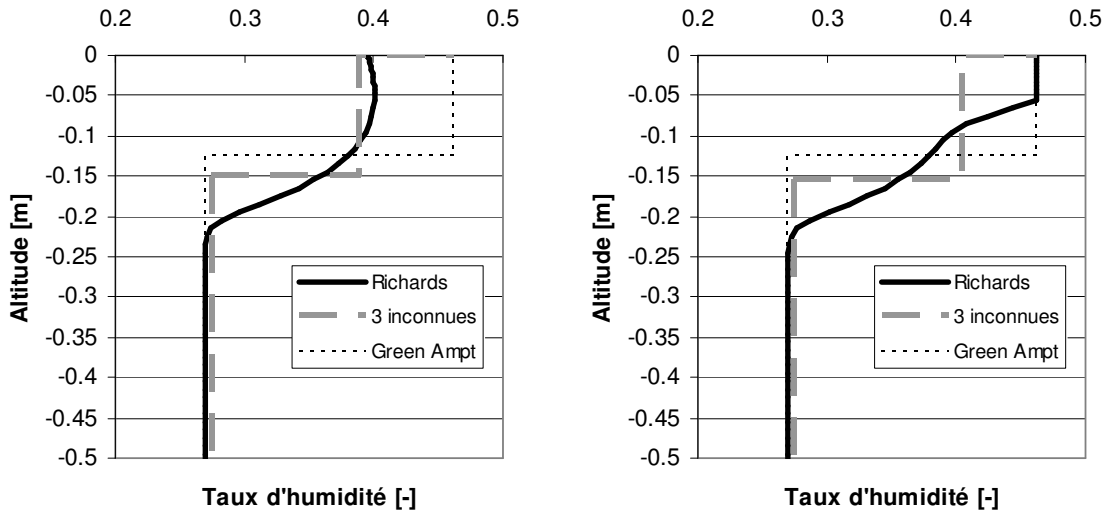


Figure V-27 : Profil d'humidité avec le modèle à trois inconnues, (a) après 1,5h et (b) après 1,6h.

V.5.9 Modèle à quatre inconnues.

V.5.9.1 Description

Avec le modèle précédent, il n'était pas possible de représenter un second front d'infiltration qui vient se superposer au premier. En ajoutant une inconnue supplémentaire, cela devient possible. L'apparition d'un deuxième front d'infiltration qui vient saturer le sol par le dessus peut alors être modélisée.

Une partie du débit entrant est utilisée pour la propagation du premier front, tandis que l'excédent est utilisé pour alimenter le deuxième front d'infiltration. Si l'eau de surface est disponible en suffisance, alors l'infiltration sera limitée à la valeur d'infiltration liée deuxième front.

Le calcul des débits se fait différemment que dans les cas des modèles précédents. Ici, puisque nous n'avons plus un front unique pour lequel est possible de calculer le débit avec la méthode de Green-Ampt, mais deux fronts distincts, nous allons calculer un débit pour chacun des fronts. Nous avons donc besoin de connaître le potentiel à chacune extrémités des deux fronts (c'est-à-dire à la surface, à l'interface entre deux fronts et en bas du premier front). Ces potentiels sont calculés comme précédemment, c'est-à-dire à l'aide des relations entre le taux d'humidité et le potentiel de succion.

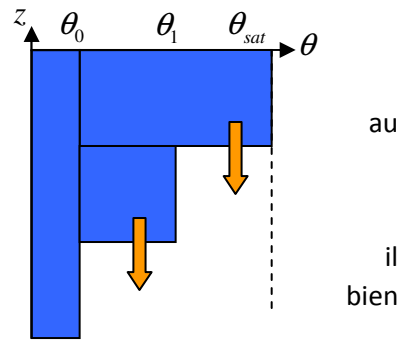


Figure V-28 : Fronts multiples dans le modèle à quatre inconnues.

Le calcul se fait de la façon suivante. Lorsqu'il pleut :

- si le 1^{er} front est saturé, la pluie le fait progresser ;
- sinon, la pluie crée le 2^{ème} front.

Lorsque la pluie diminue,

- s'il y a un 2^{ème} front, l'eau qu'il contient est progressivement transférée au 1^{er} front :
- s'il n'y a qu'un seul front, il se désature.

Notons également qu'avec ce modèle, il n'est plus nécessaire de transférer l'eau du 1^{er} front vers le reste de la couche. En effet, la redistribution dans la couche est représentée par la progression du front lui-même, tandis qu'une nouvelle infiltration peut être représentée sans problème par le deuxième front.

Lorsque le second front rejoint le premier, il est possible fusionner les deux fronts distincts en un front unique saturé, ce qui permet de libérer les inconnues pour modéliser un nouveau front d'infiltration. Cette fusion peut également être réalisée lorsque la vitesse de progression des deux fronts dans le sol est identique.

De plus, comme dans le modèle à trois inconnues, le premier front peut être converti en « humidité initiale » lorsqu'il atteint le bas de la couche non saturée (voir Figure V-26).

V.5.9.2 Exemple

Comme le montrent les graphiques suivants, les résultats de la simulation avec ce modèle présentent une amélioration aussi bien dans le calcul du taux d'infiltration que dans la bonne représentation des profils d'humidité.

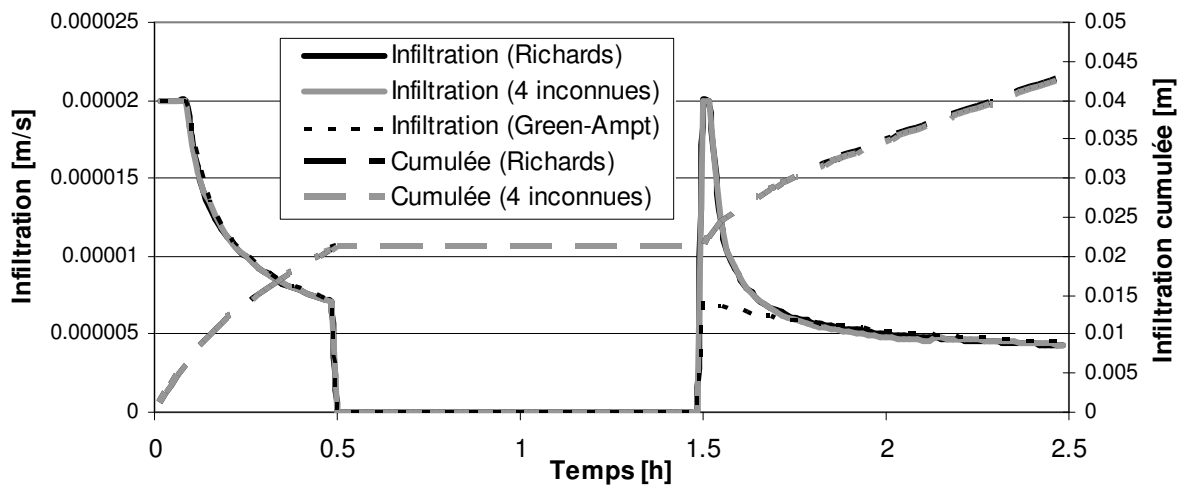


Figure V-29 : Courbes d'infiltration avec le modèle à 4 inconnues.

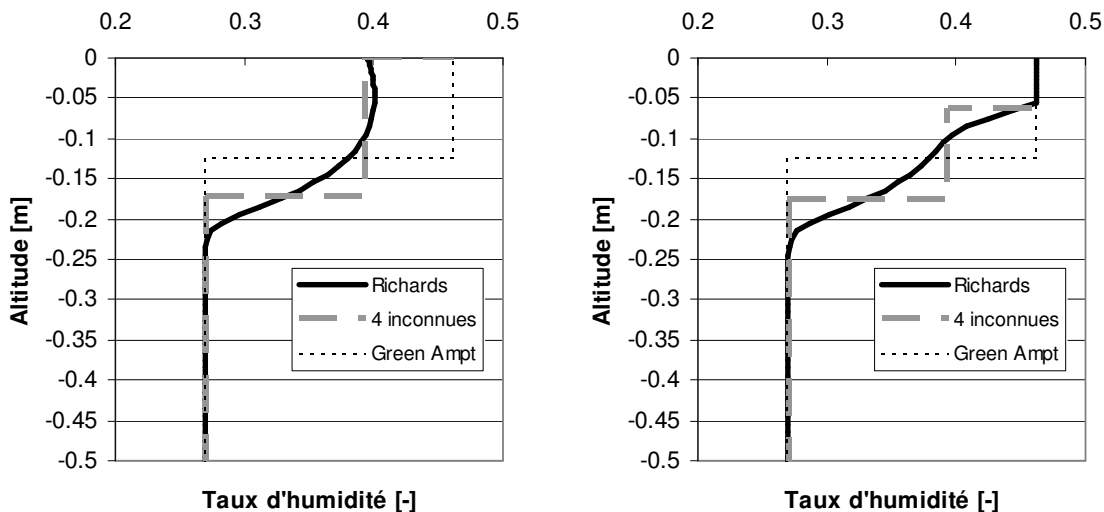


Figure V-30 : Profil d'humidité avec le modèle à 4 inconnues, (a) après 1,5h et (b) après 1,6h.

Bien que la modélisation d'un troisième front d'infiltration distinct ne soit pas possible, la fusion des fronts existants permet de modéliser également d'autres périodes de pluie distinctes (Figure V-31). Si la fusion des fronts n'a pas eu lieu avant la nouvelle période de pluie, celle-ci sera par contre moins bien représentée.

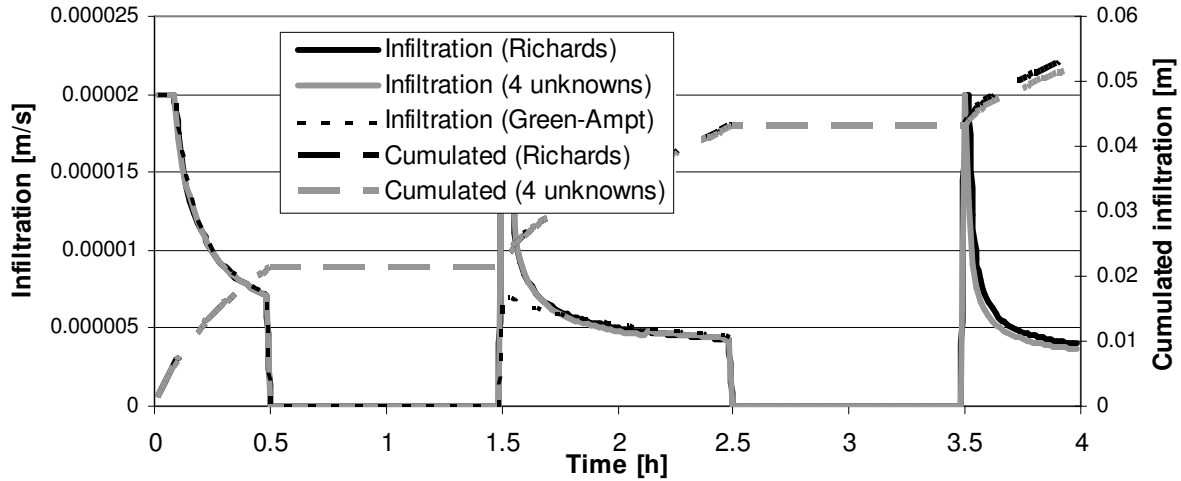


Figure V-31 : Cas de 3 périodes de pluie distinctes avec le modèle à quatre inconnues.

Les exemples présentés ci-dessus utilisent des pluies discontinues dont l'intensité devient nulle par période. L'exemple suivant (Figure V-33) montre que le modèle gère également, et sans difficulté supplémentaire, une pluie qui diminue tout en gardant une intensité non nulle (Figure V-32).

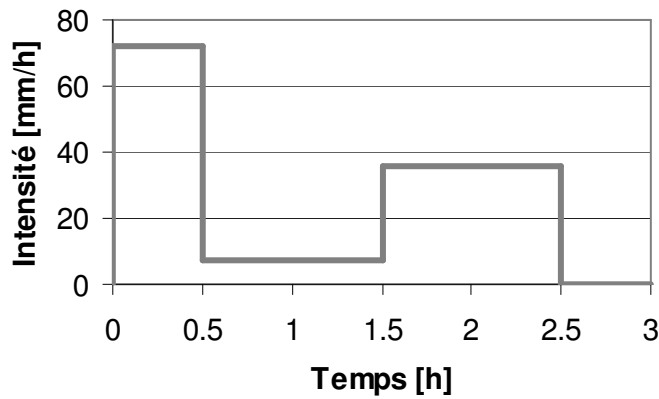


Figure V-32 : Hyetogramme de la pluie continue.

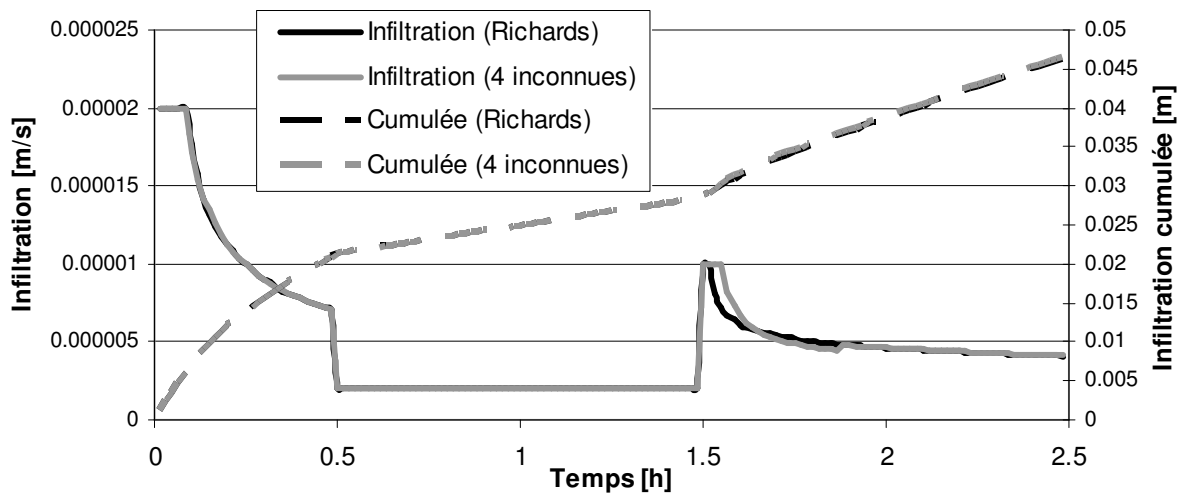


Figure V-33 : Cas de la pluie continue avec le modèle à quatre inconnues.

V.5.10 Modèle avec un nombre d'inconnues évolutif

Il est possible de pousser encore plus loin ce modèle à fronts rectangulaires. Dans la variante précédente, un maximum de deux fronts distincts peut être modélisé. Cette variante propose de permettre un nombre quelconque de fronts. Chaque fois que la pluie augmente suffisamment après une période où le sol n'est plus saturé, un nouveau front est créé. Dès qu'un front rejoint un autre, ils fusionnent ensemble pour n'en donner plus qu'un. Ainsi, au fil des pluies, des nouveaux fronts sont créés tandis que d'autres fusionnent, produisant un nombre variable de fronts.

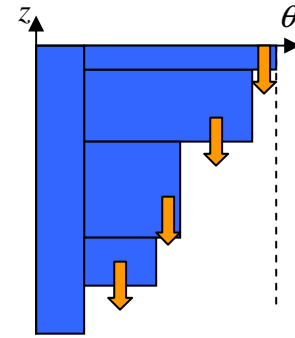


Figure V-34 : Fronts multiples dans le modèle à nombre d'inconnues variables.

Ce modèle n'ayant pas été approfondi en raison de sa lourdeur plus conséquente en terme de coût de calcul, il ne sera pas développé ici.

V.5.11 Choix du nombre d'inconnues pour le modèle d'infiltration

Nous avons vu différentes façons de modéliser l'infiltration dans la couche non saturée. Un nombre d'inconnues croissant a permis de raffiner le modèle afin qu'il puisse représenter au mieux les profils d'infiltration réels. Dans la pratique, il reste cependant à choisir un compromis entre le nombre d'inconnues (et donc le temps de calcul), et la qualité du modèle.

Les chapitres précédents ont montré l'intérêt d'utiliser un modèle plus précis pour améliorer la représentation de l'infiltration à l'échelle locale. Cependant, dans les applications envisagées dans le cadre de cette thèse (chapitres VIII, IX et X), l'échelle de travail est bien plus importante (bassins versants de plusieurs dizaines de km²). A cette échelle, les paramètres du sol ne sont pas toujours connus avec une grande exactitude. Dans les modèles présentés (chapitres précédents), le cas de référence (résolution de l'équation de Richards) est fixé en choisissant arbitrairement des valeurs bien déterminées des paramètres du sol. Pour les modèles proposés, les paramètres propres au calcul de l'infiltration par la méthode de Green-Ampt (perméabilité et succion du front...) ont donc été adaptés pour correspondre au sol choisi. Or, dans un problème pratique, toutes ces données ne sont pas toujours connues, et il est nécessaire de calibrer les paramètres du modèle (par exemple grâce à des algorithmes génétiques). Par ailleurs, les hypothèses de la méthode (en particulier un sol homogène sur la hauteur) constituent autant d'approximations de la réalité souvent très complexe. Il ne sert donc à rien de vouloir mettre en place un modèle trop précis que l'on ne pourrait alimenter en données. Un bon modèle doit donc être assez souple pour représenter les phénomènes principaux tout en restant assez simple pour pouvoir être utilisé dans des applications réelles.

Dans les applications présentées (chapitres VIII, IX et X), le modèle de base de Green-Ampt est utilisé dans un premier temps. Le modèle à deux inconnues gagnerait à être utilisé (en particulier car il permet de faire varier le profil d'humidité initial), mais n'a pu être mis en place dans le cadre de cette thèse. Les modèles à trois inconnues, dont l'intérêt est plutôt tourné vers une description locale du profil d'humidité dans le sol, ne seront pas appliqués sur des bassins versants de grande taille où l'on s'intéresse essentiellement à la production d'apports à la rivière.

V.5.12 Prise en compte de l'occupation du sol

Afin de pouvoir utiliser la formulation de Green-Ampt dans le cadre de bassins versants complets, il est utile de répercuter l'effet de l'occupation du sol sur le calcul de l'infiltration. Cependant, la formule originale n'est pas prévue pour prendre en compte de façon explicite l'occupation du terrain. De nombreux auteurs se sont penchés sur des variantes de la méthode de Green-Ampt (voir chapitre V.5.5.2), mais peu ont étudié la manière de prendre en compte l'occupation du sol.

Le modèle APEX [183] propose une modification empirique de l'équation de Green-Ampt :

$$f = K \left(\frac{S}{F(t) + 1} \right) \quad (5.40)$$

où f [mm/h] est le taux d'infiltration, K [mm/h] est la conductivité du sol à saturation, $F(t)$ [mm] est l'infiltration cumulée depuis le début de la pluie, et S [mm] est le paramètre de rétention (voir chapitre V.4.2.1). Nous n'avons cependant pas pu trouver les développements ayant abouti à cette formulation. L'infiltration calculée par la formule (5.40) est bien décroissante. Elle tend cependant vers une valeur nulle, au contraire de la formule de Green-Ampt qui tend vers la valeur de perméabilité du sol. La formule fait intervenir certains paramètres identiques à la formule de Green-Ampt, mais en est suffisamment éloignée pour ne pas pouvoir en conserver le sens physique d'origine.

Une avancée intéressante a été réalisée par Nearing & al [122] qui ont présenté une méthodologie pour dériver les paramètres de green-Ampt en fonction de l'occupation du sol, via l'utilisation des Curve Numbers (voir § V.4.2.2).

$$K_{GA} = \frac{56,82K_{GA}^{0,286}}{1 + 0,05 \exp(0,062CN)} - 2 \quad (5.41)$$

où K'_{GA} [mm/h] est la perméabilité effective à utiliser dans le modèle de Green-Ampt, K_{GA} [mm/h] est la perméabilité de référence pour un sol non cultivé (« fallow ») et CN le Curve Number. Cette formulation a été établie par optimisation des valeurs de perméabilité effective du modèle de Green-Ampt de manière à correspondre aux résultats fournis par la méthode SCS-CN (moyennes annuelles pendant 20 ans pour 43 sols différents). Les valeurs optimisées ont ensuite été testées sur 11 bassins instrumentés.

Cette méthodologie rejoint clairement les besoins de notre modèle, mais présente cependant certains défaut qu'il est souhaitable d'éviter :

- la fonction est basée sur une définition discontinue des classes de sol (Soil Hydrological Groups : voir chapitre V.4.2.5). Dès lors, il apparaît une discontinuité dans les perméabilités effectives lorsque l'on change de classe. Cette approche ne permet donc pas de représenter un spectre continu de perméabilités ;
- la formulation reste spécifique au modèle utilisé pour leur étude, puisqu'elle se base sur des valeurs de perméabilité calibrées en fonction de celui-ci (voir chapitre V.5.6.1) ;
- la méthode est basée sur l'utilisation des groupes hydrologiques de sols (méthode SCS). Or, la connaissance de ces groupes de sols est dérivée des propriétés pédologiques locales, et constitue une étape intermédiaire supplémentaire qu'il est souhaitable d'éviter dans le cadre d'un modèle d'infiltration à base physique (l'utilisation des groupes hydrologiques de sols ne prend pleinement son sens que dans le cadre de l'utilisation de la méthode SCS ou des méthodes qui en sont dérivées).

Nous allons donc développer une méthodologie originale permettant de prendre en compte l'occupation du sol de manière simple et efficace, tout en évitant les problèmes mentionnés plus haut.

V.5.12.1 Fondements de la méthode

Dans le cadre de ce travail, il n'est pas souhaitable d'effectuer une étude complète portant sur l'analyse de données ou mesures expérimentales mesurées sur un ensemble de bassins aux occupations de sol différentes, mais plutôt d'exploiter adéquatement les résultats d'études précédentes et de profiter de la grande expérience acquise dans l'utilisation de la méthode SCS. Cette dernière, qui ne permet pas une description aussi précise et détaillée du phénomène d'infiltration que les lois de type Green-Ampt, permet en revanche de tenir compte de l'utilisation du sol via l'utilisation des Curve Numbers (CN). Il est

donc intéressant de transposer les acquis de la méthode SCS dans le cadre de la méthode de Green-Ampt.

Afin de relier l'approche SCS à la loi d'infiltration, nous posons l'hypothèse que la perméabilité du sol est proportionnelle au paramètre de rétention S . Plusieurs éléments permettent de poser ce choix.

- le SCS décrit S comme étant « principalement l'infiltration apparaissant après le début du ruissellement. Cette infiltration est contrôlée par le facteur limitant parmi le taux d'infiltration à la surface du sol, le taux de transmission dans le profil de sol, ou la capacité de stockage du profil » [117] ;
- lorsque le paramètre de rétention est faible, nous pouvons montrer que l'infiltration est proportionnelle à la perméabilité du sol. En effet, la quantité d'eau infiltrée est donnée par

$$F = P - Q = P - \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} = \frac{1,2PS - 0,04S^2}{P + 0,8S} \rightarrow \alpha S \quad (5.42)$$

Par ailleurs, si le taux d'infiltration du sol reste inférieur à l'intensité de la pluie, l'infiltration donnée par la formule de Green-Ampt est proportionnelle à la perméabilité du sol. Par conséquent, nous posons l'hypothèse que cette dernière sera également proportionnelle au paramètre de rétention S . Cette hypothèse est d'ailleurs cohérente avec l'approche proposée dans le modèle APEX (voir chapitre V.5.12), qui suggère également une proportionnalité entre l'infiltration et le paramètre de rétention S (voir éq. (5.40)).

Nous proposons donc de tenir compte de l'occupation du sol dans la formule de Green-Ampt en le multipliant par un coefficient pondérateur proportionnel à S :

$$K_{GA} \rightarrow K'_{GA} = K_{GA} k_{OS} \frac{S}{S_0} \quad (5.43)$$

ou, en exprimant S en fonction des CN (voir V.4.2.1),

$$K'_{GA} = K_{GA} \frac{\frac{100}{CN} - 1}{\frac{100}{CN_0} - 1} \quad (5.44)$$

K_{GA} [m/s] est la perméabilité de Green-Ampt pour un sol nu, K'_{GA} [m/s] est la perméabilité modifiée pour tenir compte de l'occupation de sol, k_{OS} [-] le coefficient de pondération, et S [-] le paramètre de rétention du sol (méthode SCS). Le coefficient S_0 , ainsi que le Curve Number qui lui correspond, CN_0 , est relatif à une occupation du sol de référence. En réalité, l'approche mise en place permet de déterminer un rapport de proportionnalité entre les perméabilités correspondant aux diverses occupation de sol. Elle fonctionne donc non pas avec des valeurs absolues (comme c'était le cas de la méthode de Nearing & Al [122] (éq (5.41)), mais en valeurs relatives. Bien que le choix de travailler en valeurs relatives nous permette en théorie de choisir n'importe quelle occupation de sol de référence, il est préférable de choisir celle pour laquelle l'infiltration de Green-Ampt avec les paramètres de propriétés de sol par défaut seront les plus représentatifs. En effet, la valeur de la perméabilité modifiée devient égale à la perméabilité non modifiée pour le sol de référence. Nous choisissons donc de prendre parmi les catégories de la méthode SCS (Tableau V-7) un sol en jachère (Fallow). Les valeurs de Curve Number correspondantes sont alors données par le Tableau V-10.

Groupe	A	B	C	D
CN	77	86	91	94

Tableau V-10 : Valeurs des Curve Numbers pour un sol en jachère.

V.5.12.2 Coefficient multiclassés

Jusqu'ici, le calcul du coefficient pondérateur nécessite toujours la connaissance du groupe hydrologique du sol pour être calculé. Nous proposons donc une solution à ce problème. En examinant le coefficient pondérateur

$$k_{OS} = \frac{\frac{100}{CN} - 1}{\frac{100}{CN_0} - 1} \tag{5.45}$$

il apparait que dans la majorité des cas celui-ci varie relativement peu selon le groupe hydrologique choisi. Dès lors, nous allons choisir une valeur moyenne de ce coefficient. A priori, nous pourrions choisir une moyenne sur l'ensemble des valeurs (groupes A, B, C et D). Néanmoins, il semble que pour les groupes A et D, la valeur s'écarte de façon plus notable de la moyenne. Comme par ailleurs les groupes hydrologiques les plus fréquemment rencontrés dans nos régions sont les groupes B et C, il nous semble plus pertinent de choisir la moyenne sur ces deux classes.

Le Tableau V-11 fournit les coefficients de pondération déterminés par cette méthode.

Occupation du sol (classes SCS)			Valeur relative de S						Ecart par rapport à la moyenne sur B et C (%)			
Cover type	Treatment	Hydr. cond.	A	B	C	D	Moyenne	Moyenne sur B et C				
Fallow	Bare soil	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CR	Poor	1.06	1.08	1.12	1.18	1.11	1.10	4.22	1.79	-1.79	-6.84
	CR	Good	1.18	1.26	1.38	1.74	1.39	1.32	10.79	4.57	-4.57	-32.03
Row Crops	SR	Poor	1.30	1.44	1.38	1.55	1.42	1.41	7.65	-2.20	2.20	-9.90
	SR	Good	1.65	1.73	1.78	1.94	1.78	1.76	6.23	1.47	-1.47	-10.12
	SR+CR	Poor	1.37	1.54	1.51	1.74	1.54	1.52	10.23	-0.82	0.82	-14.28
	SR+CR	Good	1.88	2.05	2.22	2.76	2.23	2.13	11.74	4.03	-4.03	-29.58
	C	Poor	1.43	1.63	1.93	2.14	1.78	1.78	19.37	8.23	-8.23	-20.06
	C	Good	1.80	2.05	2.22	2.55	2.16	2.13	15.51	4.03	-4.03	-19.54
	C+CR	Poor	1.50	1.73	2.07	2.34	1.91	1.90	20.91	8.90	-8.90	-23.10
	C+CR	Good	1.88	2.16	2.37	2.76	2.29	2.27	16.86	4.71	-4.71	-22.06
	C&T	Poor	1.72	2.16	2.53	3.44	2.46	2.34	26.39	7.88	-7.88	-46.78
	C&T	Good	2.05	2.51	2.85	3.67	2.77	2.68	23.45	6.39	-6.39	-37.10
	C&T+CR	Poor	1.80	2.27	2.69	3.67	2.61	2.48	27.31	8.38	-8.38	-48.19
	C&T+CR	Good	2.14	2.63	3.02	3.92	2.93	2.83	24.27	6.86	-6.86	-38.57
Small grains	SR	Poor	1.80	1.94	1.93	2.14	1.95	1.93	6.74	-0.36	0.36	-10.53
	SR	Good	1.97	2.05	2.07	2.34	2.11	2.06	4.52	0.57	-0.57	-13.68
	SR+CR	Poor	1.88	2.05	2.07	2.55	2.14	2.06	8.55	0.57	-0.57	-23.85
	SR+CR	Good	2.23	2.39	2.53	2.98	2.53	2.46	9.21	2.82	-2.82	-21.39
	C	Poor	1.97	2.16	2.22	2.76	2.28	2.19	10.18	1.40	-1.40	-26.31
	C	Good	2.14	2.27	2.37	2.98	2.44	2.32	7.82	2.15	-2.15	-28.52
	C+CR	Poor	2.05	2.27	2.37	2.98	2.42	2.32	11.63	2.15	-2.15	-28.52
	C+CR	Good	2.23	2.39	2.53	3.21	2.59	2.46	9.21	2.82	-2.82	-30.53
	C&T	Poor	2.14	2.39	2.69	3.44	2.66	2.54	15.68	5.89	-5.89	-35.48
	C&T	Good	2.33	2.63	2.85	3.67	2.87	2.74	15.16	4.00	-4.00	-34.01
	C&T+CR	Poor	2.23	2.51	2.85	3.67	2.82	2.68	16.73	6.39	-6.39	-37.10
	C&T+CR	Good	2.42	2.76	3.02	3.92	3.03	2.89	16.12	4.50	-4.50	-35.52

(suite du tableau page suivante)

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

Occupation du sol (classes SCS)			Valeur relative de S						Ecart par rapport à la moyenne sur B et C (%)			
Cover type	Treatment	Hydr. cond.	A	B	C	D	Moyenne	Moyenne sur B et C				
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	1.72	1.83	1.78	1.94	1.82	1.81	4.69	-1.40	1.40	-7.00
	SR	Good	2.42	2.39	2.37	2.76	2.49	2.38	-1.85	-0.36	0.36	-16.15
	C	Poor	1.88	2.05	2.07	2.76	2.19	2.06	8.55	0.57	-0.57	-34.26
	C	Good	2.74	2.76	2.85	3.21	2.89	2.81	2.38	1.64	-1.64	-14.36
	C&T	Poor	1.97	2.27	2.53	3.21	2.49	2.40	18.07	5.33	-5.33	-33.71
	C&T	Good	3.22	3.03	3.19	3.92	3.34	3.11	-3.45	2.69	-2.69	-25.97
Pasture, grassland, or range		Poor	1.58	1.63	1.65	1.94	1.70	1.64	3.90	0.40	-0.40	-18.11
		Fair	3.48	2.76	2.69	2.98	2.98	2.72	-27.93	-1.32	1.32	-9.56
		Good	5.24	3.93	3.55	3.92	4.16	3.74	-40.01	-5.01	5.01	-4.72
Meadow		-	7.81	4.45	4.13	4.42	5.20	4.29	-82.13	-3.71	3.71	-3.02
Brush		Poor	3.63	3.03	3.02	3.21	3.22	3.02	-19.98	-0.09	0.09	-6.15
		Fair	6.22	4.83	4.33	4.68	5.01	4.58	-35.75	-5.38	5.38	-2.18
		Good	7.81	6.65	5.44	5.79	6.43	6.05	-29.13	-10.00	10.00	4.22
Woods-grass		Poor	2.53	2.27	2.22	2.55	2.39	2.25	-12.46	-1.17	1.17	-13.56
		Fair	4.44	3.31	3.19	3.44	3.59	3.25	-36.53	-1.76	1.76	-5.81
		Good	7.11	4.45	3.93	4.16	4.91	4.19	-69.78	-6.16	6.16	0.61
Woods		Poor	4.09	3.16	3.02	3.21	3.37	3.09	-32.32	-2.33	2.33	-3.77
		Fair	5.95	4.10	3.74	4.16	4.49	3.92	-51.93	-4.54	4.54	-6.31
		Good	7.81	5.03	4.33	4.68	5.46	4.68	-66.93	-7.40	7.40	0.00
Farmsteads		-	2.33	2.16	2.22	2.55	2.31	2.19	-6.28	1.40	-1.40	-16.51
Open Spaces		Poor	1.58	1.63	1.65	1.94	1.70	1.64	3.90	0.40	-0.40	-18.11
		Fair	3.48	2.76	2.69	2.98	2.98	2.72	-27.93	-1.32	1.32	-9.56
		Good	5.24	3.93	3.55	3.92	4.16	3.74	-40.01	-5.01	5.01	-4.72
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.; Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)												
			0.07	0.13	0.21	0.32	0.18	0.17	58.81	24.41	-24.41	-92.77
Streets	Paved; open ditches (incl. right-of-way)		0.69	0.76	0.88	1.18	0.88	0.82	16.30	7.32	-7.32	-43.94
	Gravel (including right-of-way)		1.06	1.08	1.25	1.55	1.24	1.17	9.40	7.10	-7.10	-32.79
	Dirt (including right-of-way)		1.30	1.35	1.51	1.94	1.52	1.43	8.93	5.68	-5.68	-35.44
Commercial business and industrial		85%	0.41	0.53	0.65	0.82	0.60	0.59	29.84	9.43	-9.43	-39.81
Industrial		72%	0.79	0.84	1.00	1.18	0.95	0.92	14.53	8.83	-8.83	-28.34
Residential	1/8 acre or less (town houses)	65%	1.00	1.08	1.12	1.36	1.14	1.10	9.40	1.79	-1.79	-23.43
	1/4 acre	38%	2.14	2.05	2.07	2.34	2.15	2.06	-3.94	0.57	-0.57	-13.68
	1/3 acre	30%	2.53	2.39	2.37	2.55	2.46	2.38	-6.10	-0.36	0.36	-7.14
	1/2 acre	25%	2.85	2.63	2.53	2.76	2.69	2.58	-10.53	-2.03	2.03	-7.15
	1 acre	20%	3.22	2.89	2.69	2.98	2.94	2.79	-15.32	-3.64	3.64	-6.99
	2 acre	12%	3.93	3.31	3.02	3.44	3.42	3.16	-24.21	-4.54	4.54	-8.69
Newly graded areas			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau V-11 : Coefficients de pondération des classes d'occupation du sol par la première méthode.

Plusieurs remarques s'imposent au vu de ce tableau :

- dans l'ensemble, les coefficients sont assez représentatif des différentes classes d'occupation du sol ;
- il existe des valeurs qui s'éloignent de la moyenne, plus particulièrement dans le groupe A et dans le groupe D. Une façon de résoudre ce problème serait de proposer un coefficient dépendant de la perméabilité du sol, mais ceci serait contraire aux objectifs de la méthodologie ;
- dans les aires pavées ou imperméabilisées, le coefficient unique perd de son sens. En effet, ces zones ont la même valeur du paramètre S (correspondant à une zone quasi imperméable sur une portion du terrain), quel que soit le groupe hydrologique. Dès lors, le coefficient pondérateur est très variable dans ces cas, et il est préférable de ne pas utiliser le coefficient unique. Une méthode pour traiter les zones partiellement imperméables est proposée plus loin (chapitre VIII.3) ;
- globalement, en dehors des aires imperméabilisées (parkings...), le coefficient varie entre 1 et 7.

V.5.12.3 Comparaison avec le modèle de Nearing

La méthodologie mise en place a permis de déterminer des coefficients d'infiltration relatifs. Ces coefficients vont être confrontés à la formulation de Nearing de manière à vérifier que les résultats obtenus sont cohérents. Pour cela, les 43 sols utilisés dans l'étude de Nearing [122] sont repris, et les classes d'occupations de sol définies au chapitre V.4.2.6 sont appliquées à chacun d'eux.

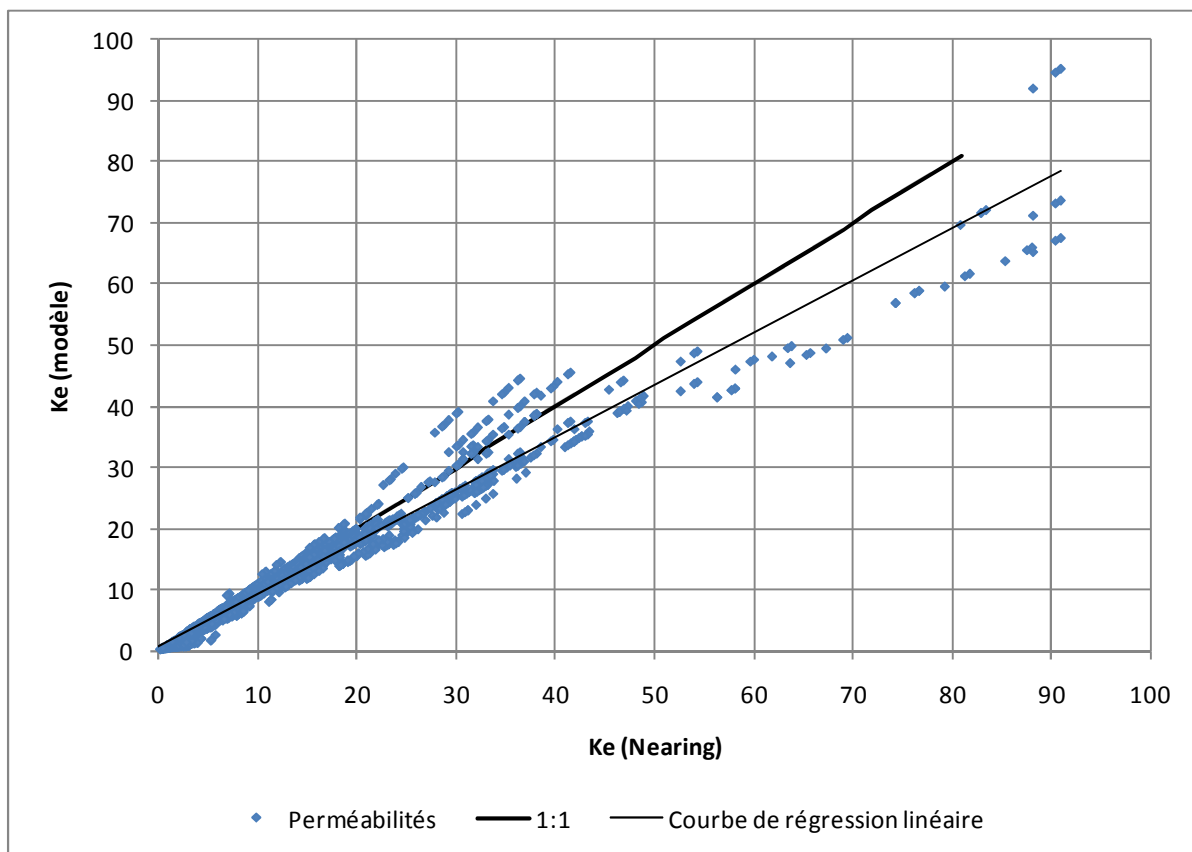


Figure V-35 : Comparaison des coefficients obtenus avec ceux de Nearing [122].

Dans l'ensemble, les formulations montrent des résultats tout à fait cohérents, bien qu'il apparaisse une certaine dispersion des résultats. La Figure V-36 montre la même analyse que la Figure V-35, mais en séparant les groupes hydrologique de sol.

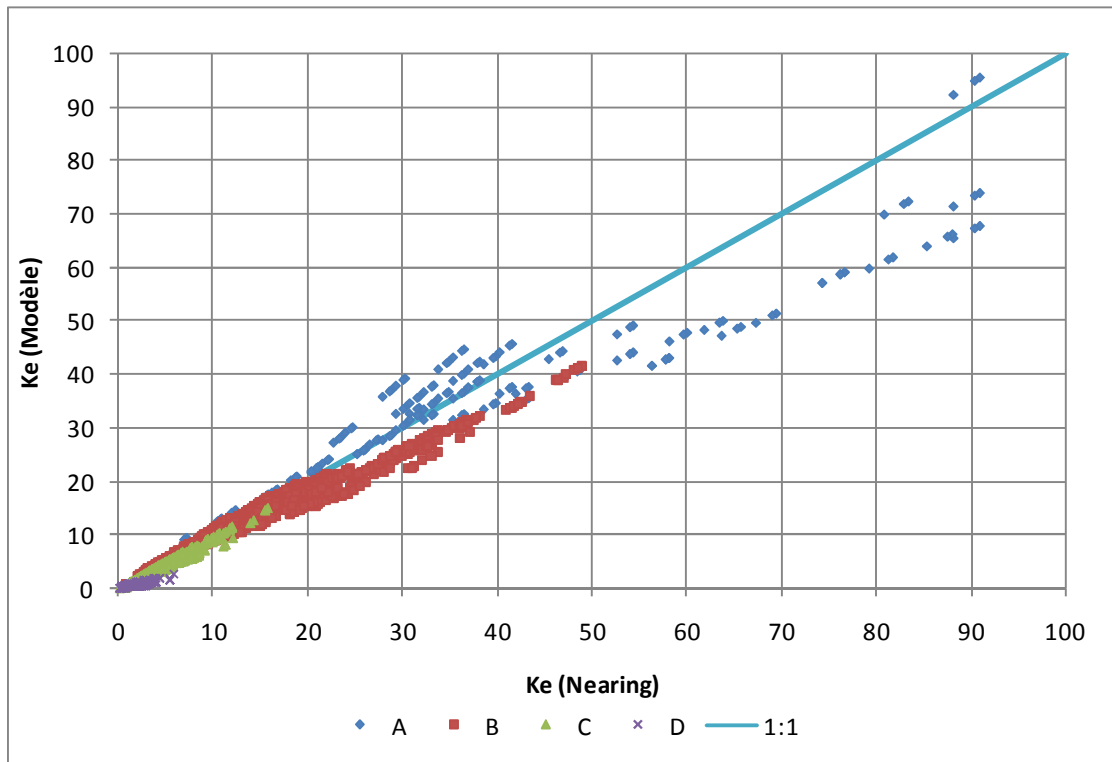


Figure V-36 : Comparaison des coefficients par groupe hydrologique.

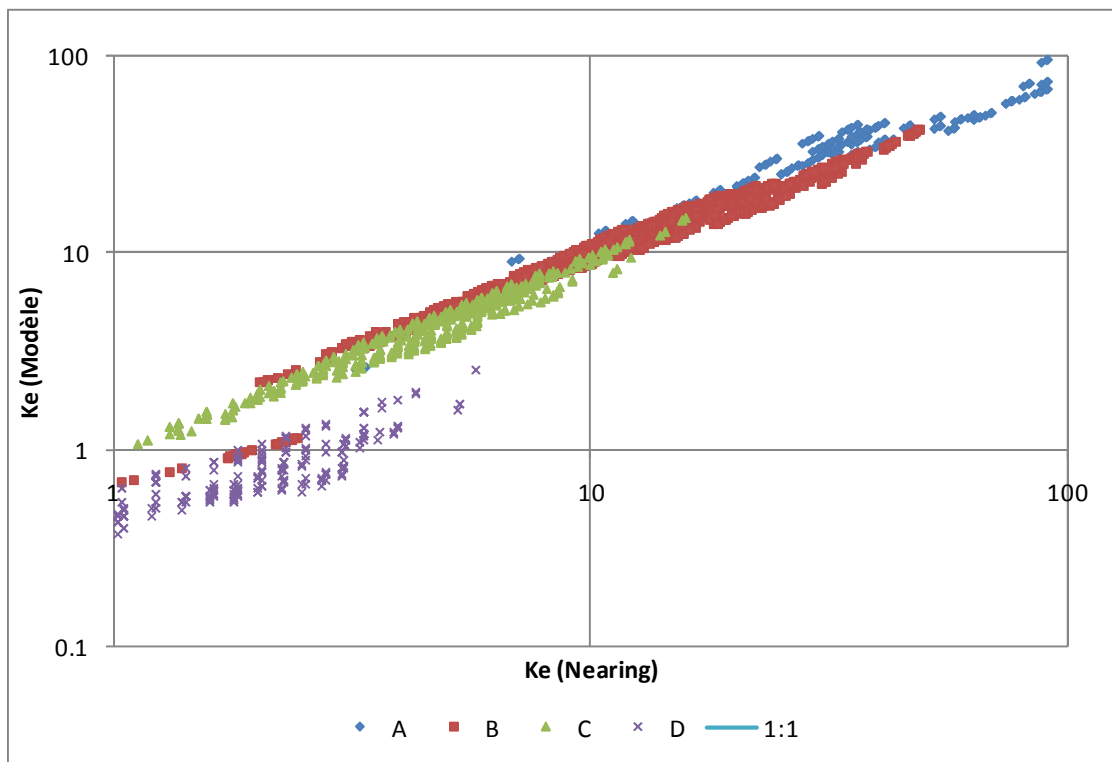


Figure V-37 : Comparaison des coefficients par groupe hydrologique (axes logarithmiques).

Les points s'alignant moins bien sur la droite 1:1 proviennent principalement des groupes hydrologiques A et D, ce qui semble logique étant donné les observations tirées du Tableau V-11.

Les figures précédentes montrent déjà une bonne concordance entre la formulation de Nearing et l'approche développée. Mais il faut en outre prendre en considération le fait que ce qui est fondamentalement important pour inclure l'occupation du sol dans notre modèle, ce n'est pas la valeur de perméabilité absolue, mais plutôt les valeurs relatives selon les différentes occupations de sol sur un

même terrain. Autrement dit, la qualité de l'approche sera d'autant meilleure que, pour chaque sol envisagé, les points s'alignent sur une droite (en axes normaux), même si la pente de celle-ci n'est pas de 1:1. La Figure V-38, dans laquelle les points correspondant aux différents sols sont séparés, montre que c'est généralement le cas, à l'exception des sols des groupes A et D qui présentent une plus grande dispersion.

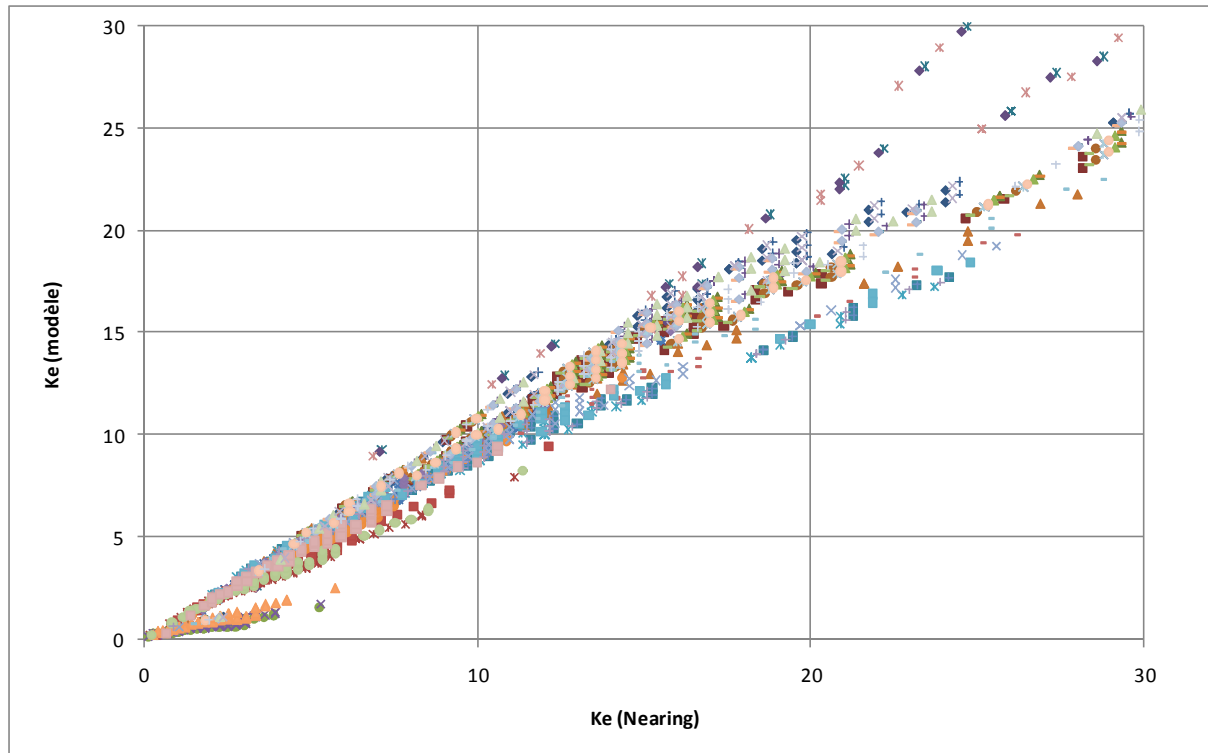


Figure V-38 : Comparaison des coefficients par type de sol.

V.5.12.4 2^{ème} méthode : calibration des coefficients

Une autre approche pour déterminer les coefficients pondérateurs (5.44) consiste à les calibrer grâce aux valeurs données par la formulation de Nearing pour les 43 sols de son étude et les différentes classes d'occupation du sol. Cependant, le but de la calibration n'est pas d'obtenir des valeurs de perméabilité identiques, mais bien d'obtenir des rapports de perméabilité (coefficients pondérateurs) les plus proches possible²⁵. Partant donc du fait que les résultats seront d'autant meilleurs que, pour chaque sol, les points sont alignés selon une droite passant par l'origine, le coefficient de détermination est calculé pour chacun des sols. La moyenne de ces coefficients pour l'ensemble des sols de l'étude est alors choisie comme fonction à maximiser. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau V-12 (« Coefficient calibré »). La Figure V-39 permet de comparer la méthode précédente avec les coefficients calibrés (points bleus), et de constater que les résultats montrent une très bonne adéquation des coefficients. Néanmoins, bien que les points présentent une relativement faible dispersion, les coefficients obtenus par la première méthode s'alignent sur une courbe légèrement inférieure à la droite de pente 1:1. L'application d'un exposant 1,15 sur ces coefficients permet alors de ramener les points sur la droite de pente 1:1. Ceci montre donc que, dans la première approche, les coefficients les plus importants ont été légèrement sous-estimés (ou que les coefficients les moins importants ont été surestimés, ce qui revient au même puisque nous sommes dans une approche relative).

²⁵ Dans l'approche que nous proposons, l'important est de rendre compte de l'occupation de sol par un coefficient donnant le *rapport* entre la perméabilité réelle et la perméabilité d'un sol de référence (approche relative).

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

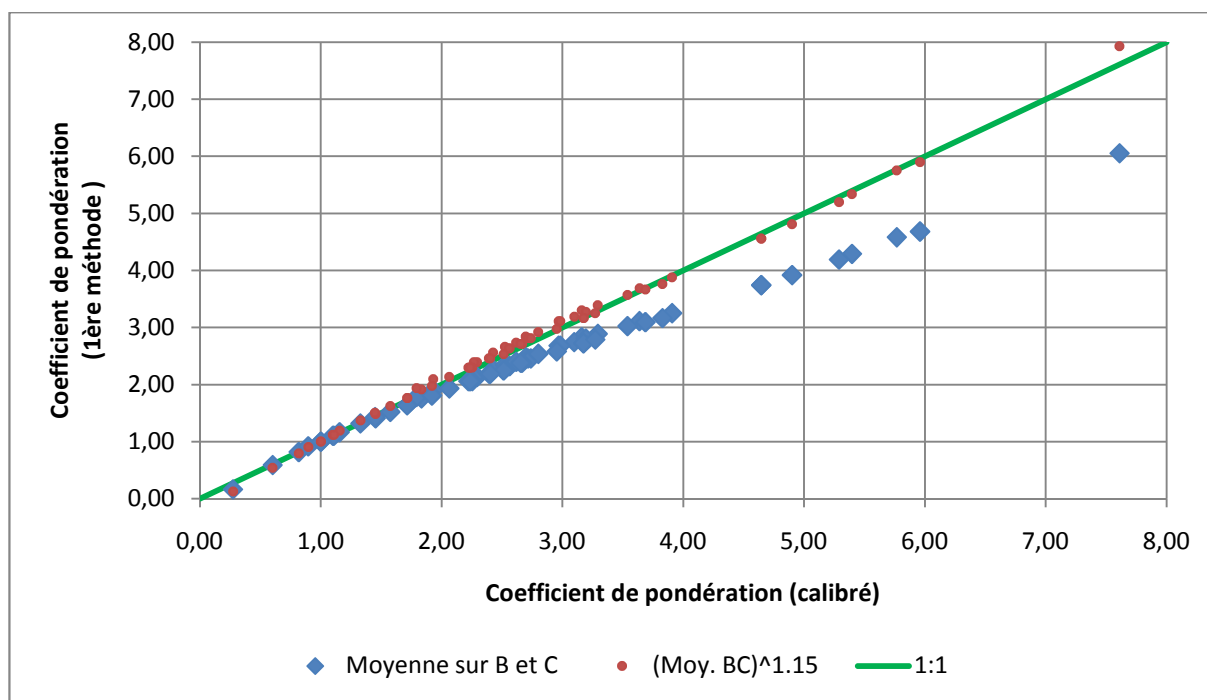


Figure V-39: Comparaison des coefficients calibrés avec ceux obtenus par la première méthode.

Occupation du sol (classes SCS)			Valeur relative de S			Coefficient calibré
Cover type	Treatment	Hydr. condition	Moyenne sur les 4 groupes	Moyenne sur B et C	(moy BC) ^{1.15}	
Fallow	Bare soil	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	CR	Poor	1.11	1.10	1.12	1.10
	CR	Good	1.39	1.32	1.37	1.33
Row Crops	SR	Poor	1.42	1.41	1.48	1.45
	SR	Good	1.78	1.76	1.91	1.83
	SR+CR	Poor	1.54	1.52	1.62	1.57
	SR+CR	Good	2.23	2.13	2.39	2.29
	C	Poor	1.78	1.78	1.94	1.79
	C	Good	2.16	2.13	2.39	2.27
	C+CR	Poor	1.91	1.90	2.09	1.93
	C+CR	Good	2.29	2.27	2.56	2.43
	C&T	Poor	2.46	2.34	2.66	2.52
	C&T	Good	2.77	2.68	3.11	2.97
	C&T+CR	Poor	2.61	2.48	2.84	2.70
	C&T+CR	Good	2.93	2.83	3.30	3.16
Small grains	SR	Poor	1.95	1.93	2.13	2.06
	SR	Good	2.11	2.06	2.29	2.22
	SR+CR	Poor	2.14	2.06	2.29	2.23
	SR+CR	Good	2.53	2.46	2.81	2.72
	C	Poor	2.28	2.19	2.46	2.39
	C	Good	2.44	2.32	2.63	2.56
	C+CR	Poor	2.42	2.32	2.63	2.56
	C+CR	Good	2.59	2.46	2.81	2.74
	C&T	Poor	2.66	2.54	2.92	2.80
	C&T	Good	2.87	2.74	3.19	3.10
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	C&T+CR	Poor	2.82	2.68	3.11	2.98
	C&T+CR	Good	3.03	2.89	3.39	3.29
	SR	Poor	1.82	1.81	1.98	1.92
	SR	Good	2.49	2.38	2.71	2.67
	C	Poor	2.19	2.06	2.29	2.25
	C	Good	2.89	2.81	3.28	3.19
	C&T	Poor	2.49	2.40	2.74	2.62
	C&T	Good	3.34	3.11	3.69	3.64

(suite du tableau page suivante)

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

Occupation du sol (classes SCS)			Valeur relative de S			
Cover type	Treatment	Hydr. condition	Moyenne sur les 4 groupes	Moyenne sur B et C	(moy BC) ^{1.15}	Coefficient calibré
Pasture, grassland, or range		Poor	1.70	1.64	1.77	1.71
		Fair	2.98	2.72	3.17	3.17
		Good	4.16	3.74	4.56	4.65
Meadow		-	5.20	4.29	5.34	5.40
Brush		Poor	3.22	3.02	3.57	3.54
		Fair	5.01	4.58	5.75	5.77
		Good	6.43	6.05	7.92	7.61
Woods-grass		Poor	2.39	2.25	2.54	2.51
		Fair	3.59	3.25	3.88	3.91
		Good	4.91	4.19	5.19	5.29
Woods		Poor	3.37	3.09	3.66	3.69
		Fair	4.49	3.92	4.81	4.90
		Good	5.46	4.68	5.90	5.96
Farmsteads		-	2.31	2.19	2.46	2.40
Open Spaces		Poor	1.70	1.64	1.77	1.71
		Fair	2.98	2.72	3.17	3.17
		Good	4.16	3.74	4.56	4.65
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.; Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)			0.18	0.17	0.13	0.27
Streets	Paved; open ditches (incl. right-of-way)		0.88	0.82	0.80	0.82
	Gravel (including right-of-way)		1.24	1.17	1.19	1.16
	Dirt (including right-of-way)		1.52	1.43	1.51	1.45
Commercial and business		85%	0.60	0.59	0.54	0.60
Industrial		72%	0.95	0.92	0.91	0.90
Residential	1/8 acre or less (town houses)	65%	1.14	1.10	1.12	1.11
	1/4 acre	38%	2.15	2.06	2.29	2.24
	1/3 acre	30%	2.46	2.38	2.71	2.65
	1/2 acre	25%	2.69	2.58	2.97	2.95
	1 acre	20%	2.94	2.79	3.25	3.27
	2 acre	12%	3.42	3.16	3.76	3.83
Newly graded areas			1.00	1.00	1.00	1.00

Tableau V-12 : Coefficients obtenus par calibration et comparaison avec ceux obtenus par la première méthode.

V.5.12.5 Comparaison sur base d'un événement pluvieux

Les comparaisons effectuées jusqu'à présent ont été réalisées sur base des résultats de l'étude menée par Nearing. Nous proposons ici de mener la comparaison sur base du ruissellement créé lors d'un événement pluvieux sur une parcelle de surface unitaire. Les hypothèses de travail sont les suivantes :

- les apports sont calculés à l'échelle locale, et sont uniquement constitués de l'excédent d'infiltration ;
- le sol a une profondeur indéfinie. Le seul mécanisme de production de ruissellement est donc celui de Horton ;
- le sol est homogène et perméabilité identique sur toute la profondeur ;
- le terme de succion est calculé selon l'équation (5.37).

Ces hypothèses sont évidemment très simplificatrices, mais permettent de se faire une première idée de ce que deviennent les coefficients de pondération dans le cas d'un événement pluvieux précis.

La méthode suivie pour le calcul du coefficient est la suivante.

- a) Une pluie de période de retour de 25 ans (la distribution de pluie est construite selon la méthodologie décrite au chapitre V.1.3.3) est appliquée sur un ensemble de sols dont la perméabilité varie entre 0,18mm/h et 56mm/h

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

- b) Pour chaque sol, la production de ruissellement est calculée grâce au calcul de l'infiltration par la méthode de Green-Ampt (Le terme de succion est calculé selon l'équation (5.37)).
- c) Le CN correspondant à ce volume produit est calculé grâce à l'équation (5.13) (chapitre V.4.2.1). Cela permet donc d'établir un parallèle entre la perméabilité du sol et la valeur du CN.
- d) Une valeur de perméabilité peut alors être associée à chaque type d'occupation du sol pour les 4 groupes de sol en croisant ces résultats avec le Tableau V-4.
- e) Les coefficients pondérateurs de chaque occupation de sol sont calibrés de manière à maximiser le coefficient de détermination entre les valeurs optimisées et les valeurs calculées pour chaque groupe de sol (de manière identique à ce qui a été appliqué au chapitre V.5.12.4).

La comparaison des coefficients obtenus par cette approche avec ceux donnés par la méthode avec calibrage (chapitre V.5.12.4) montre une différence importante entre les coefficients obtenus par ces deux méthodes (Tableau V-13 et Figure V-40, courbe bleue).

Occupation du sol (classes SCS)			Coefficients calibrés		
Cover type	Treatment	Hydr. Condition	méthode 2	Pluie T=25 ans	Pluie uniforme
Fallow	Bare soil	-	1.00	1.00	1.00
	CR	Poor	1.10	1.17	1.06
	CR	Good	1.33	1.63	1.21
Row Crops	SR	Poor	1.45	1.95	1.22
	SR	Good	1.83	2.80	1.38
	SR+CR	Poor	1.57	2.17	1.29
	SR+CR	Good	2.29	3.81	1.55
	C	Poor	1.79	2.55	1.38
	C	Good	2.27	3.64	1.52
	C+CR	Poor	1.93	2.86	1.43
	C+CR	Good	2.43	3.99	1.56
	C&T	Poor	2.52	4.29	1.61
	C&T	Good	2.97	5.31	1.68
	C&T+CR	Poor	2.70	4.78	1.65
	C&T+CR	Good	3.16	5.78	1.73
	Small grains	SR	Poor	2.06	3.25
SR		Good	2.22	3.66	1.50
SR+CR		Poor	2.23	3.65	1.53
SR+CR		Good	2.72	4.72	1.62
C		Poor	2.39	3.97	1.55
C		Good	2.56	4.44	1.61
C+CR		Poor	2.56	4.36	1.59
C+CR		Good	2.74	4.86	1.65
C&T		Poor	2.80	5.00	1.67
C&T		Good	3.10	5.64	1.70
C&T+CR		Poor	2.98	5.47	1.70
C&T+CR		Good	3.29	6.04	1.75
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow		SR	Poor	1.92	3.00
	SR	Good	2.67	4.62	1.59
	C	Poor	2.25	3.75	1.54
	C	Good	3.19	5.60	1.71
	C&T	Poor	2.62	4.51	1.63
	C&T	Good	3.64	6.73	1.82
Pasture, grassland, or range		Poor	1.71	2.62	1.35
		Fair	3.17	5.38	1.69
		Good	4.65	9.30	1.93
Meadow		-	5.40	11.63	2.00
Brush		Poor	3.54	6.44	1.78
		Fair	5.77	12.77	2.05
		Good	7.61	21.54	2.27
Woods-grass		Poor	2.51	4.41	1.59
		Fair	3.91	7.32	1.82
		Good	5.29	10.86	1.98
Woods		Poor	3.69	6.65	1.78
		Fair	4.90	10.32	1.98
		Good	5.96	12.77	2.05

(suite du tableau page suivante)

CHAPITRE V : TRANSFERTS verticaux

Occupation du sol (classes SCS)			Coefficients calibrés		
Cover type	Treatment	Hydr. Condition	méthode 2	Pluie T=25 ans	Pluie uniforme
Farmsteads		-	2.40	4.20	1.55
Open Spaces		Poor	1.71	2.62	1.35
		Fair	3.17	5.38	1.69
		Good	4.65	9.30	1.93
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.; Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)			0.27	0.09	0.20
Streets	Paved; open ditches (incl. right-of-way)		0.82	0.57	0.89
	Gravel (including right-of-way)		1.16	1.25	1.13
	Dirt (including right-of-way)		1.45	2.02	1.27
Commercial and business		85%	0.60	0.31	0.67
Industrial		72%	0.90	0.71	0.95
Residential	1/8 acre or less (town houses)	65%	1.11	1.10	1.07
	1/4 acre	38%	2.24	3.82	1.52
	1/3 acre	30%	2.65	4.62	1.60
	1/2 acre	25%	2.95	5.15	1.64
	1 acre	20%	3.27	5.63	1.70
	2 acre	12%	3.83	7.01	1.80
Newly graded areas			1.00	1.00	1.00

Tableau V-13 : Coefficients obtenus sur base d'une pluie intense.

En réalité, il semble que la distribution de pluie ait une importance considérable sur les résultats. Nous avons déjà abordé cette problématique dans le chapitre V.4.2.7. Il faut noter que les données de Nearing, qui ont servi au calibrage des coefficients du Tableau V-12, sont issues de simulations sur du long terme, incluant non seulement les pluies d'orage, mais également des pluies d'intensité moindre. En outre, les pluies sont calculées au moyen d'un générateur de pluies, qui ne fournit pas une distribution aussi défavorable que celle résultant de la méthodologie décrite au chapitre V.1.3.3 et utilisée ici (blocs alternés).

Afin d'avoir une meilleure idée de l'effet de la distribution de la pluie, examinons maintenant le cas d'une pluie uniforme. La comparaison de la Figure V-40 (courbe rouge) montre que dans ce cas, les coefficients sont bien inférieurs à ceux trouvés précédemment.

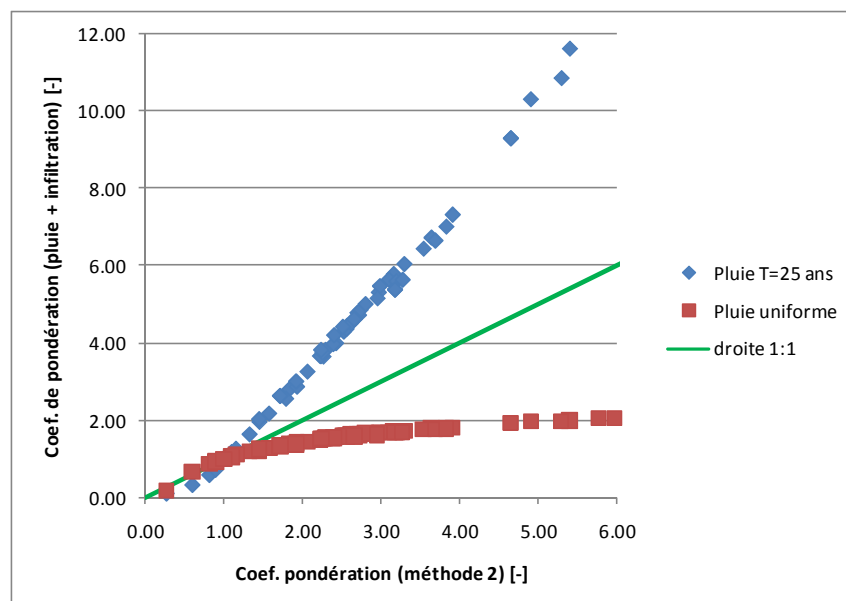


Figure V-40 : Coefficients obtenus pour des distributions de pluie différentes.

De ces derniers essais, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- les coefficients obtenus sont différents selon la distribution de la pluie utilisée ;
- les coefficients découlant des méthodes précédentes se trouvent entre les bornes correspondant d'une part à une pluie constante, et d'autre part à une pluie courte et intense. Cela est tout à fait cohérent, puisque les pluies réelles ayant servi d'une part à établir la méthode SCS, et d'autre part à alimenter les développements de Nearing, sont des pluies dont la distribution se situe entre ces extrêmes ;
- ces courbes extrêmes ne peuvent pas être interprétées comme des bornes de variation pour les coefficients, puisque ceux-ci, issus de la méthode SCS, n'ont de sens que lorsque l'on se trouve dans les hypothèses de travail de cette dernière.

Il faut par conséquent rester prudent quant à l'interprétation des coefficients utilisés.

V.5.12.6 Conclusion sur la nouvelle méthode

Plusieurs possibilités de détermination des coefficients de pondération ont été testées de manière à modifier le calcul de l'infiltration de Green-Ampt en fonction de l'occupation du sol. Dans tous les cas, les méthodes utilisées sont destinées à fournir des valeurs de rapports entre les perméabilités correspondant aux différentes occupations du sol, et non pas des valeurs absolues.

Les deux premières méthodologies donnent des résultats assez proches. Le choix de valeurs moyennées sur les groupes hydrologiques B et C permet de rendre les coefficients applicables à un spectre continu de perméabilités en s'affranchissant de la notion de groupes hydrologiques.

La troisième méthode permet de vérifier la cohérence des résultats précédents, et montre en outre que les méthodes utilisées, basées sur l'expérience de l'approche SCS largement utilisée dans le monde, en héritent également des limitations. Dès lors, de même que les « Curve Numbers » de la méthode SCS sont des paramètres « moyens » représentatifs de l'ensemble des bassins et événements pluvieux qui ont servi à leur établissement, les coefficients obtenus dans notre approche originale peuvent être considérés comme des paramètres « moyens ».

Nous suggérons donc de multiplier les perméabilités de base des terrains par les coefficients de pondération en fonction de l'occupation du sol de manière à en tirer les coefficients effectifs pour la loi de Green-Ampt. Le cas particulier des mailles partiellement imperméables (zones urbaines...) peut être traité de la même manière, bien que d'autres approches plus adéquates sont proposées dans la suite (voir chapitre VIII.3).

L'approche proposée permet de tenir compte de façon aisée de l'occupation du sol, mais possède cependant des limites. Il convient donc d'être prudent dans l'interprétation des résultats qu'elle fournit. Idéalement, la méthode de prise en compte de l'occupation du sol devrait présenter les caractéristiques suivantes :

- impact de l'occupation du sol étudié à l'échelle de la maille (et non plus de manière globalisée sur le bassin) ;
- prise en compte de l'interaction avec les autres processus d'écoulements hydrologiques (écoulement hypodermique, taux d'humidité, présence de nappes, stockage dans les dépressions de terrains...) ;
- validité aussi bien pour des faibles pluies que pour des pluies extrêmes ;
- capacité de gérer des occupations de sol différentes au sein d'une même maille.

Cependant, le développement d'une telle méthode ne peut exploiter directement les acquis de la méthode des Curve Numbers (puisque les fondements de celle-ci sont incompatible avec les

caractéristiques listées ci-dessus), et nécessite donc des jeux de données importants (expériences d'infiltration sur de nombreux types de sols). Il nécessiterait également une étude poussée pour satisfaire aux critères énoncés plus haut, tout en restant suffisamment simple pour pouvoir être appliqué à l'échelle de bassins versants entiers. Une telle étude constituerait un axe de recherche intéressant, mais sort largement du cadre de cette thèse.

V.5.13 L'infiltration dans le modèle multicouche

Les développements ci-dessus ont été réalisés dans le cadre d'un sol homogène de profondeur indéfinie. Dans le modèle hydrologique multicouche, l'infiltration peut être influencée par la présence d'une couche moins perméable à faible profondeur. En outre, le modèle d'infiltration est alimenté par de nombreux paramètres dont les bornes de variabilité sont en réalité très importantes. Il est donc utile de réaliser une étude de sensibilité pour voir dans quelle mesure l'ensemble des paramètres intervenant dans la modélisation vont influencer la quantité de ruissellement produite. Cette analyse se fait ici dans un cadre théorique dans le but de mieux comprendre le fonctionnement de l'infiltration. Par conséquent, elle est appliquée au cas élémentaire d'une petite parcelle de surface unitaire, sans échanges latéraux. Nous allons dans un premier temps décrire la méthodologie utilisée pour calculer l'infiltration, ainsi que les différents paramètres.

Etant donné le grand nombre de facteurs qui interviennent dans la production du ruissellement, il est illusoire de vouloir en faire une analyse exhaustive. Néanmoins, la sélection de quelques situations-type va nous permettre de mieux comprendre le fonctionnement du modèle.

V.5.13.1 Description de la méthode d'analyse

La méthode utilisée pour calculer le ruissellement de la parcelle suit les principes suivants :

- une seule couche de sol est modélisée (couche hypodermique) ;
- les transferts latéraux sont négligeables. Seuls les échanges verticaux sont pris en compte ;
- l'infiltration est de type Green-Ampt à une seule variable (volume dans la couche de sol). La perméabilité de Green-Ampt est prise égale à la moitié de la perméabilité à saturation ;
- l'infiltration est réalisée sur l'entièreté de la maille (voir chapitre V.5.1) ;
- il n'y a pas de réinfiltration (voir chapitre V.5.2) ;
- le taux de saturation initial est donné en paramètre ;
- la pluie est construite selon la méthode décrite au chapitre V.1.3.3 ;
- l'infiltration vers la couche profonde est modélisée comme expliqué dans le chapitre V.6 ;
- la succion est calculée en fonction de la perméabilité par la formule (5.37), ce qui permet de réduire le nombre de paramètres.

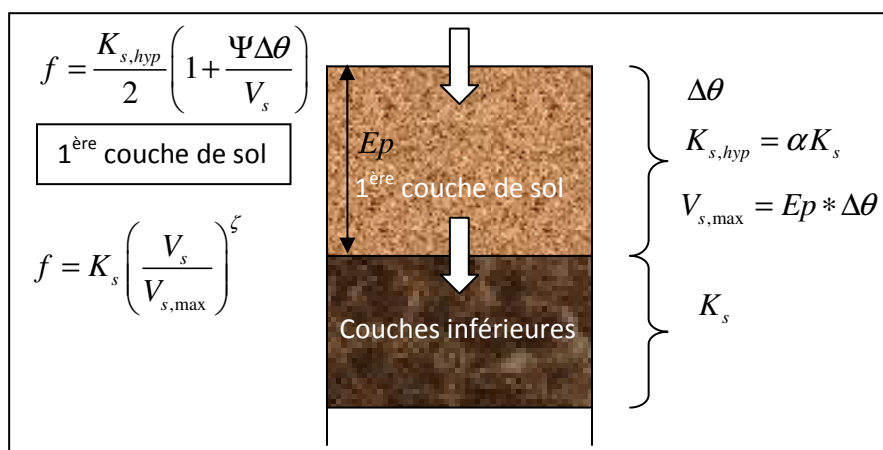


Figure V-41 : Schéma conceptuel du sol pour l'étude de sensibilité de l'infiltration.

Les paramètres intervenant dans le calcul de l'infiltration sont donc les suivants :

<i>Paramètres de sol</i>		Notation
Perméabilité à saturation du sol (sous la 1 ^{ère} couche de sol)		K_s
Rapport entre la perméabilité de la première couche et celle des couches inférieures		α
Porosité « libre » (cf. § V.5.6.2)		$\Delta\theta$
Paramètre d'infiltration profonde (cf. § V.6). Valeur par défaut = 3		ζ
Epaisseur de la couche de sol		E_p
Volume d'eau maximal dans la première couche de sol		$V_{s,max}$
Quantité d'eau dans la première couche de sol (<i>variable</i>)		V_s
<i>Paramètres de l'événement pluvieux</i>		
Remplissage initial de la couche (une valeur de 0 signifie que le sol se trouve dans l'état où la porosité disponible est égale à $\Delta\theta$ et une valeur de 100% correspond au sol saturé)		
Période de récurrence		T

Tableau V-14 : Paramètres pour l'étude de sensibilité de l'infiltration.

V.5.13.2 Les mécanismes de production de base

Le premier mécanisme de base est donné par un ruissellement hortonien, apparaissant dans le cas de terrains relativement peu perméables. Examinons le cas suivant :

Porosité libre	Ks	Alpha	Epaisseur	« eau libre » initiale	Pluie
0,15	3 mm/h	1	0,15 m	0	T=25 ans

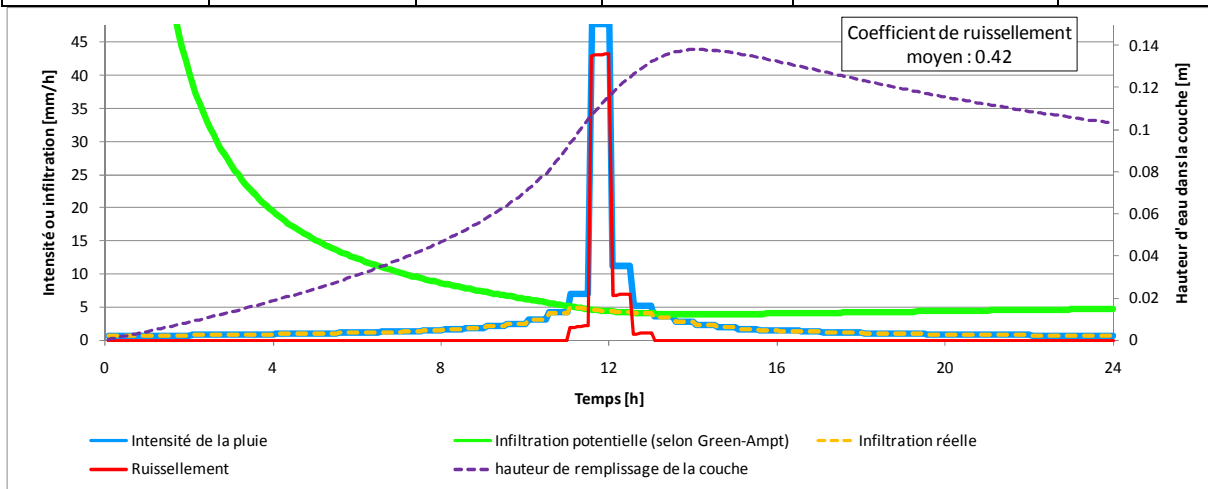


Figure V-42 : Cas d'infiltration avec ruissellement hortonien (excès d'infiltration).

Nous voyons tout d'abord que l'infiltration potentielle calculée par la loi de Green-Ampt est largement supérieure à l'intensité de la pluie. Durant cette période, la couche se remplit progressivement, sans jamais atteindre la saturation. Au moment du pic de pluie, l'intensité de cette dernière devient supérieure à la capacité d'infiltration. Il apparaît alors un ruissellement de type hortonien. La couche continue de se remplir, sans jamais atteindre la saturation, puis commence à se vider lorsque la percolation devient plus importante que la pluie.

Dans un tel cas, puisque la première couche de sol n'est jamais saturée, l'épaisseur de celle-ci ne joue pas de rôle direct. Son seul effet se fait sentir via le calcul de l'infiltration profonde, qui dépend du volume d'eau relatif dans la couche ($V_s/V_{s,max}$).

Voyons maintenant ce qui se passe si la couche inférieure est trois fois moins perméable (perméabilité identique pour la couche du dessus) :

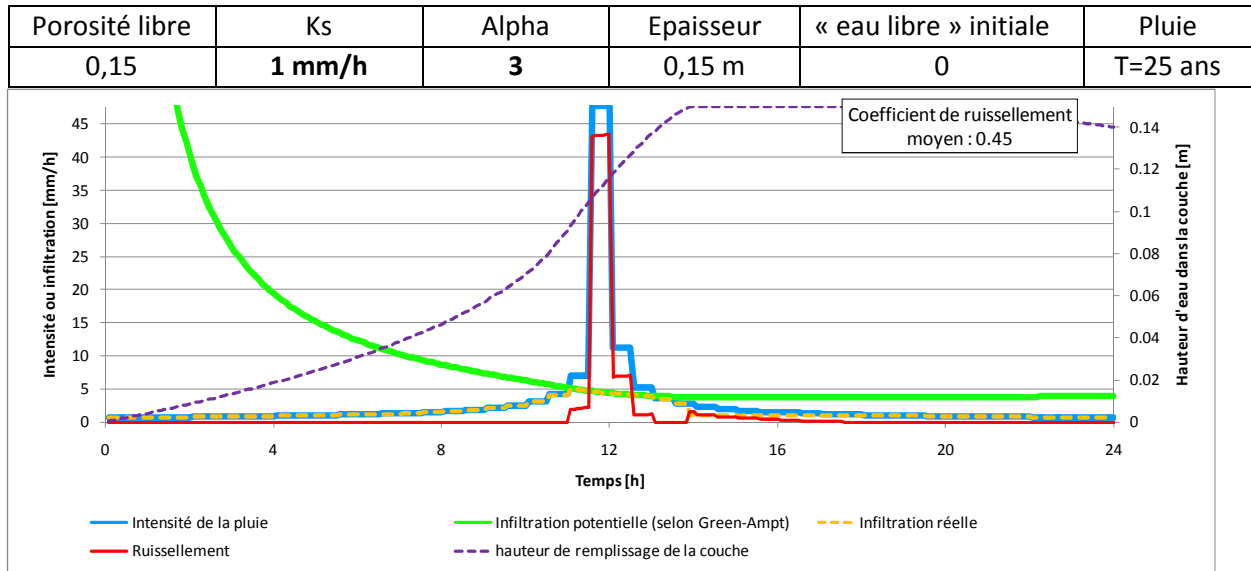


Figure V-43 : Apparition d'un ruissellement de Dunne (saturation par le bas).

Nous voyons dans ce cas qu'il y a saturation de la couche ($H=H_{max}$) après 13h30, ce qui provoque un ruissellement supplémentaire (Dunne runoff). Néanmoins, si l'épaisseur de la couche devient plus importante, la pluie n'est plus suffisante pour remplir la couche, et ce mode de production n'apparaît plus.

Les deux exemples précédents considèrent que l'humidité initiale est égale à θ_0 , ce qui, au niveau de la modélisation, correspond à un volume d'eau libre nul (voir chapitre V.5.6.2), et la hauteur du front d'infiltration (pour le calcul de l'infiltration par la loi de Green-Ampt) est donc nulle, ce qui explique l'infiltration potentielle importante en début de pluie. Si par contre l'humidité initiale est plus importante, cela correspondra à un front d'infiltration de hauteur non nulle initialement, et donc une infiltration potentielle déjà fortement réduite, comme le montre le cas ci-dessous :

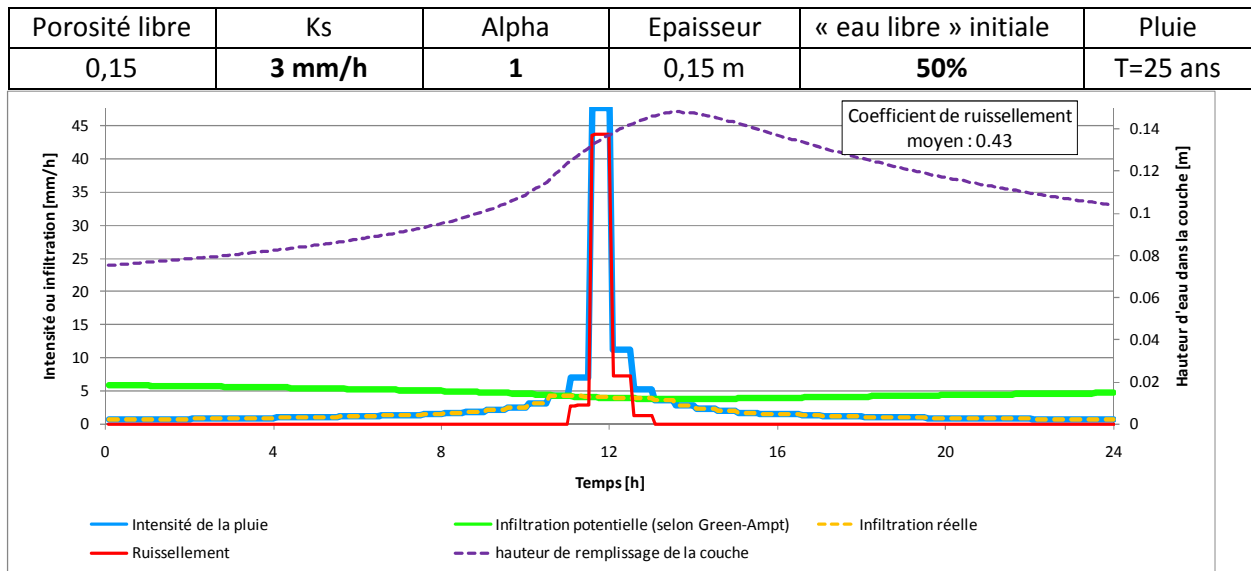


Figure V-44 : Impact du taux d'humidité initial.

Rappelons que le modèle d'infiltration à 1 variable n'est pas capable de prendre en compte une redistribution de l'eau dans la couche puisque que le taux d'humidité moyen et la hauteur du front d'humidité sont fixés par cette même variable, et peut par conséquent sous-estimer l'infiltration potentielle en début d'événement.

V.5.13.3 Analyse de sensibilité du modèle d'infiltration

Les cas individuels abordés précédemment permettent de bien comprendre le fonctionnement du modèle. Une analyse de sensibilité du coefficient de ruissellement est ensuite menée afin de déterminer l'influence des paramètres principaux.

Dans un premier temps, nous calculons le coefficient de ruissellement avec une perméabilité K variable et un rapport de perméabilité α variable

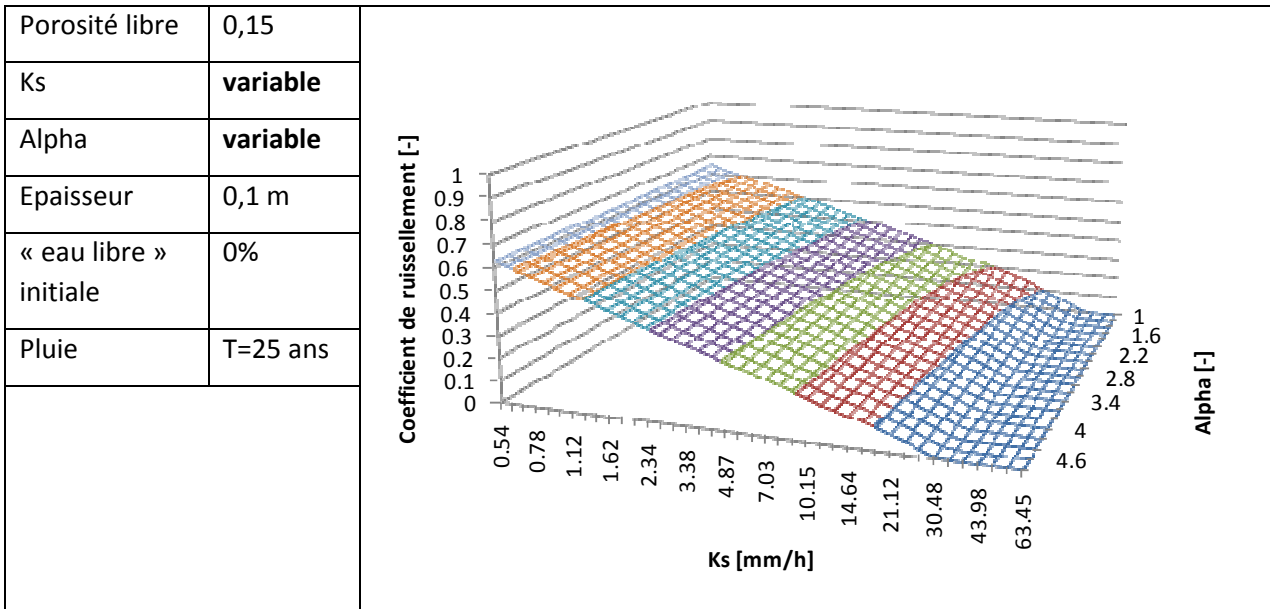


Figure V-45 : Sensibilité du coefficient de ruissellement en fonction de Ks et α (couche de 10cm).

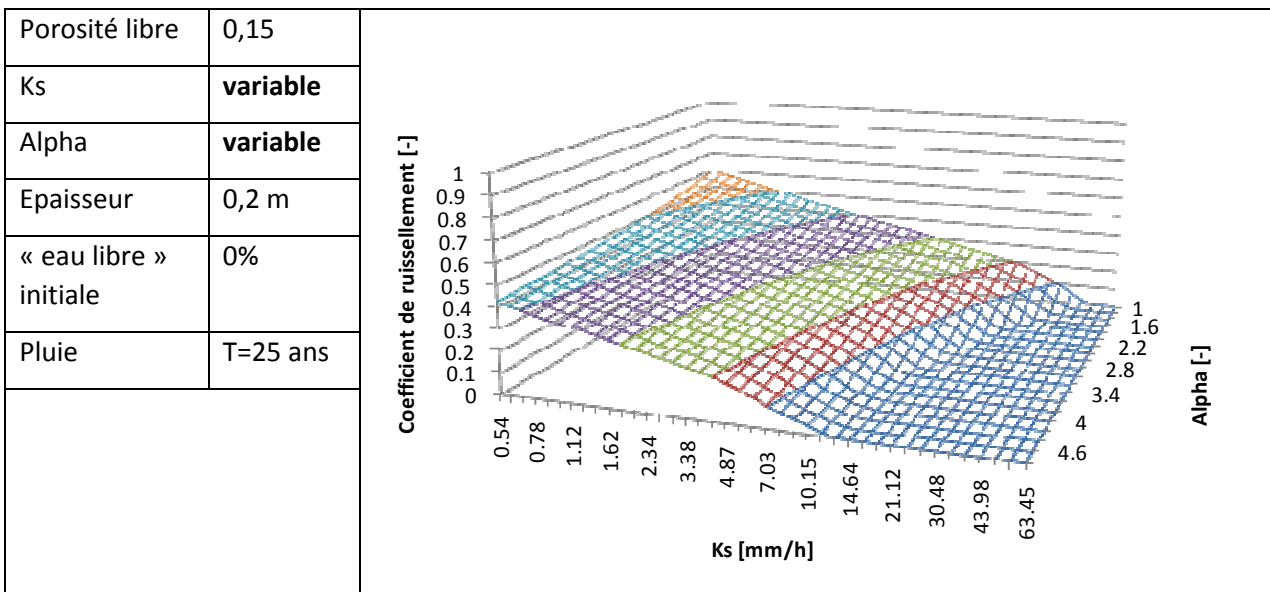


Figure V-46 : Sensibilité du coefficient de ruissellement en fonction de Ks et α (couche de 20cm).

Dans tous les cas, il apparait une influence prépondérante du coefficient de perméabilité.

Lorsque l'épaisseur de la couche est importante, il semble que, pour la pluie choisie, la valeur du coefficient alpha ait peu d'importance. En effet, dans ce cas, la couche est rapidement saturée. Dès lors, l'infiltration sera contrôlée par la capacité de la couche à se drainer (percolation vers les couches inférieures) et non pas par la perméabilité de la première couche.

Au contraire, dans le cas où la 1^{ère} couche de sol est plus épaisse, la couche n'atteint pas la saturation et l'infiltration est contrôlée par la perméabilité de la première couche (avec par conséquent une influence du paramètre alpha).

V.5.13.4 Effet de la classe de drainage

L'information sur la classe de drainage a permis un raffinement sur le choix des valeurs de perméabilité du sol (voir chapitre III.3.4.2). Ce chapitre a pour objectif de déterminer dans quelles proportions le coefficient de ruissellement peut être affecté par cette prise en compte. Dans la méthodologie proposée, le passage d'une classe de drainage à la classe supérieure (resp. inférieure) correspond à multiplier (resp. diviser) la perméabilité par un facteur 2.

Porosité libre	Ks	Alpha	Epaisseur	« eau libre » initiale	Pluie
0,15	variable	2	0,2 m	50%	T=25 ans

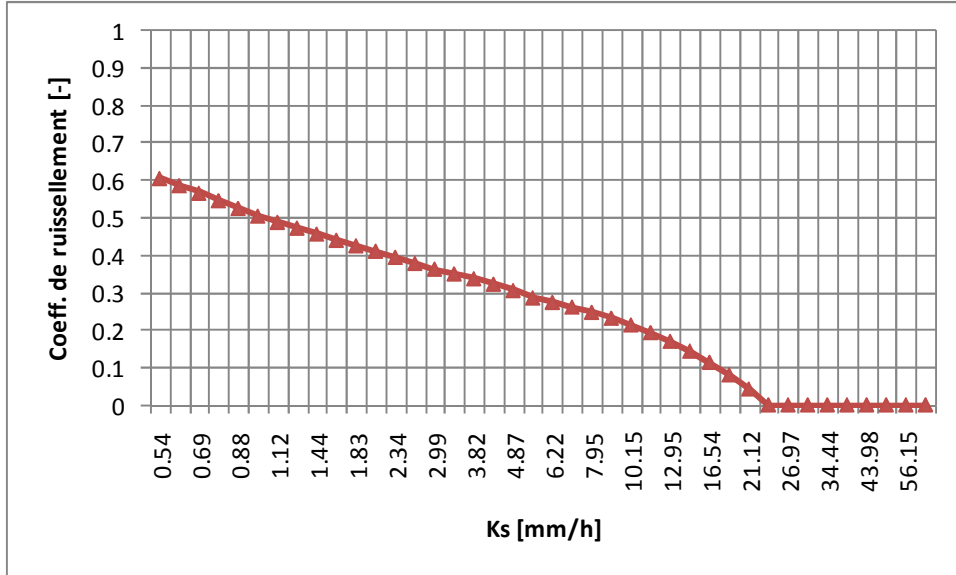


Figure V-47 : Coefficient de ruissellement en fonction de la perméabilité de base (pluie T=25 ans).

Pour cette pluie, le coefficient de ruissellement est diminué d'environ 0,1 lorsque la perméabilité est multipliée par 2, ce qui montre une sensibilité relativement importante par rapport à la perméabilité. Un calibrage du modèle reste donc indispensable pour pouvoir approcher suffisamment la réalité de terrain.

Notons également que, comme cela a déjà été expliqué au chapitre V.5.12.5, la distribution de la pluie peut également avoir une influence notable sur les résultats. Ainsi, dans le cas d'une pluie uniforme, la décroissance du coefficient de ruissellement en fonction de la perméabilité est nettement plus marquée (voir Figure V-48), et par conséquent les modifications de perméabilité liées à la classe de drainage auront une influence encore plus marquée sur les débits générés.

Porosité libre	Ks	Alpha	Epaisseur	« eau libre » initiale	Pluie
0,15	variable	2	0,2 m	50%	T=25 ans (uniforme 24h)

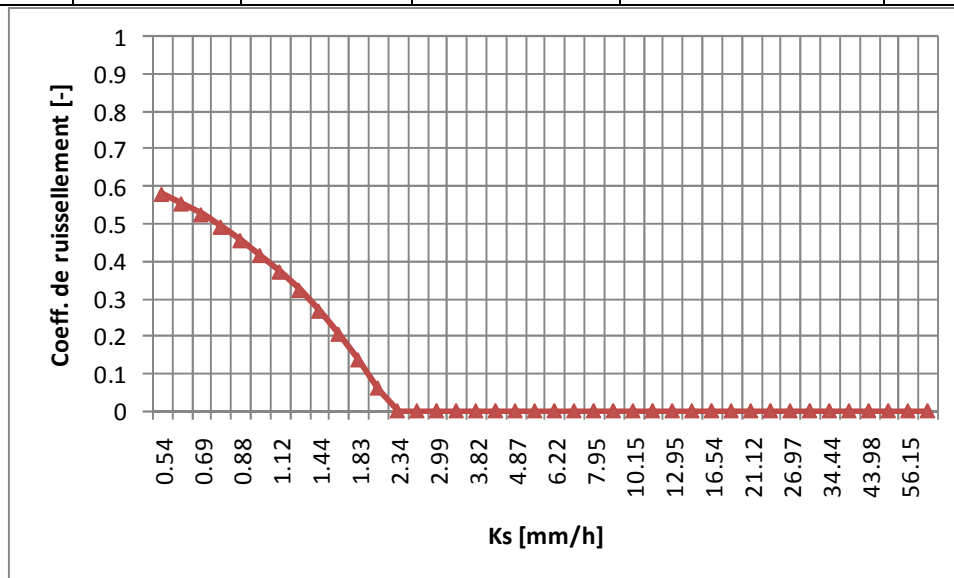


Figure V-48 : Coefficient de ruissellement en fonction de la perméabilité de base (pluie uniforme).

V.5.13.5 Conclusions sur le modèle d'infiltration proposé

Les résultats obtenus sur l'ensemble des tests réalisés permettent d'aboutir à plusieurs conclusions.

- Les paramètres influençant la production de ruissellement sont très nombreux, et l'influence de chacun d'eux peut difficilement être étudiée car elle dépend de chacun des autres paramètres en jeu. Ainsi, par exemple, l'influence de la perméabilité sur le coefficient de ruissellement sera très différente selon la pluie envisagée.
- Les cas présentés permettent néanmoins de fournir une idée de l'influence potentielle des différents paramètres sur le coefficient de ruissellement.
- Le modèle développé a le potentiel pour reproduire les différents mécanismes de production de ruissellement (Dunne et Horton) .
- Dans les applications, un calibrage du modèle reste indispensable étant donné les incertitudes sur les paramètres de base (voir § III.3.4) et la variabilité associée à celles-ci.
- L'effet du sous-sol, pris en compte via la caractéristique de drainage du sol, peut avoir une influence très importante.

V.6 Surfaces saturées et résurgence de l'eau

La résurgence de l'eau vers la surface est le processus inverse de l'infiltration. Lorsque la première couche de sol est complètement saturée, l'échange d'eau entre la surface et la couche hypodermique ne peut plus être calculé sur base des formules d'infiltration. En effet, le mécanisme d'échange entre les couches est complètement différent. Sous la pression, l'eau de la couche de sol peut remonter à la surface. Nous présentons ci-dessous plusieurs méthodologies pour prendre en compte cet effet.

V.6.1 Résurgence sans modélisation spécifique

La modélisation sous forme de couches dont le volume maximum est fixé (épaisseur*porosité) implique que tout excédant d'eau dans la couche doit être réattribué à une autre couche de manière à conserver le volume d'eau. Cette redirection se fait généralement vers une couche adjacente [183; 4]. Dans un tel

cas, l'exfiltration est modélisée implicitement par cet effet. Elle est alors contrôlée non pas par un calcul de flux vertical entre les couches, mais par l'excédent d'apports dans la maille.

Cette approche est souvent utilisée, car elle ne nécessite pas de modélisation spécifique de l'exfiltration. Cependant, elle est basée sur plusieurs hypothèses et simplifications qui peuvent s'avérer irréalistes dans certains cas. Premièrement, elle fait l'hypothèse que la perméabilité du sol est suffisante pour rediriger l'ensemble des apports excédentaires vers la surface, ce qui peut être assez éloigné de la réalité, en particulier lorsque les transferts horizontaux sont importants. Deuxièmement, elle ne permet pas de représenter l'augmentation de pression dans la couche qui est nécessaire à provoquer la résurgence de l'eau vers la surface.

V.6.2 Résurgence en fonction de la pression dans le sol

D'un point de vue physique, l'exfiltration est générée par un gradient de pression négatif du sol vers la surface. L'écoulement qui en résulte peut être modélisé grâce à une équation de type Richards ou Darcy (voir § IV.2). Dans le cas où la couche n'est pas discrétisée verticalement, l'application donne alors une loi du premier ordre liant le débit au différentiel de pression entre la surface et la maille [178]. L'utilisation de cette méthode nécessite évidemment la connaissance de la pression dans la couche de sol. Celle-ci peut être déterminée grâce à l'emploi de relations entre le volume et la pression dans la maille, comme décrit en détail au chapitre VI.2.2.

V.6.3 Résurgence topographique

Dans les deux méthodologies précédentes, la résurgence n'apparaît qu'une fois la couche de sol complètement saturée. Cela correspond à une vision dans laquelle l'entièreté de la maille possède des propriétés homogènes. En particulier, cela signifie que, lorsque la maille se sature, elle le fait simultanément sur l'ensemble de sa surface. Et dans ce cas, pour avoir une résurgence dans la maille, aussi faible soit-elle, il est nécessaire que la maille soit complètement remplie.

Or, à l'échelle caractéristique des mailles du modèle, les effets de microtopographie ont pour conséquence que l'exfiltration commence avant que l'ensemble de la maille soit saturé.



Figure V-49 : Effet de résurgence : (a) maille « plane » et (b) terrain « réel ». L'ajout d'un terme d'exfiltration est nécessaire pour représenter cet effet.

Afin de modéliser la résurgence à la surface, l'exfiltration est donc considérée comme un effet progressif à partir du moment où l'eau dans la couche remonte au-dessus d'un certain niveau. Cela se traduit par une fonction linéaire (5.46) du débit d'exfiltration en fonction du niveau de la nappe, ainsi qu'un taux de saturation de surface variable (voir chapitre V.6.4) dans les mailles qui sont le siège d'une telle résurgence (voir Figure V-50) :

$$Exfiltration = E_0 \frac{z_h - z_{exf}}{z_0 - z_{exf}} \quad (5.46)$$

où z_h [m] est l'altitude de l'eau dans la maille (couche hypodermique), z_{exf} [m] représente le niveau de l'eau (profondeur) à partir duquel commence l'exfiltration, E_0 [m/s] représente la valeur de l'exfiltration lorsque l'entièreté de la maille est tout juste saturée, et z_0 [m] le niveau pour lequel l'exfiltration est maximale.

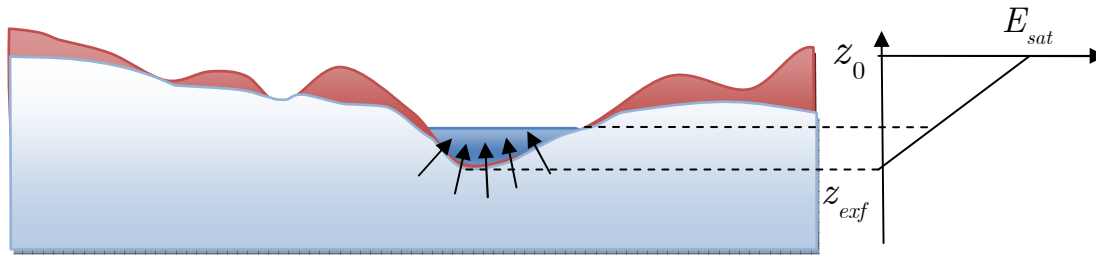


Figure V-50 : Représentation de l'exfiltration par une fonction linéaire du niveau d'eau dans la maille.

Ne pas prendre en compte cet effet peut avoir des conséquences importantes dans les modélisations à l'échelle de bassins versants. En effet, les effets topographiques provoquent une convergence des écoulements souterrains vers les thalwegs, avec pour conséquence une résurgence de l'eau vers la surface pour alimenter les rivières. Si le modèle n'est capable de générer une résurgence que lorsque le sol est saturé, il en résulte une saturation complète des mailles proches des axes de ruissellement. Lors des pluies, ces mailles ne sont plus capables d'absorber aucun apport, et l'entièreté de la pluie qu'elles reçoivent se retrouve directement à la rivière (sous-estimation importante de l'eau absorbée dans le sol).

V.6.4 Surface partiellement saturée

De même que la résurgence de l'eau vers la surface commence en réalité avant que l'ensemble de la maille soit complètement saturé, la fraction de maille imperméabilisée par saturation augmente progressivement (voir Figure V-51). De façon tout à fait similaire au concept utilisé pour la résurgence, nous proposons d'utiliser une variation linéaire de la surface imperméabilisée en fonction du niveau de l'eau :

$$s_{sat} = s_{sat,0} \frac{z_h - z_{exf}}{z_0 - z_{exf}} \quad (5.47)$$

où s_{sat} [-] est la fraction de maille imperméabilisée par saturation, z_h [m] est l'altitude de l'eau dans la maille (couche hypodermique), z_{sat} [m] représente le niveau de l'eau (profondeur) à partir duquel commence l'imperméabilisation de la surface, et $s_{sat,0}$ [-] représente la proportion de maille considérée imperméabilisée lorsque l'entièreté de la maille est tout juste saturée, et z_0 [m] le niveau pour lequel la saturation est maximale.

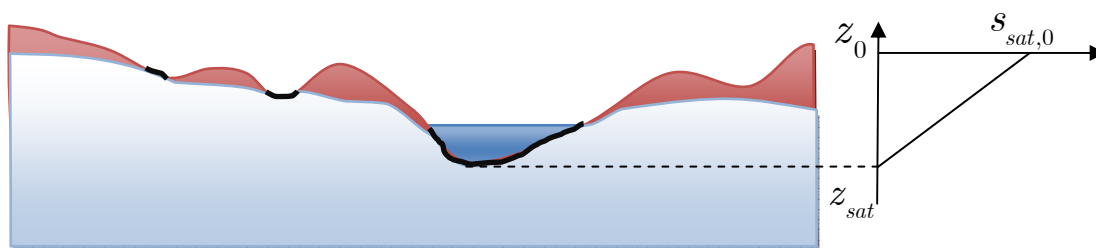
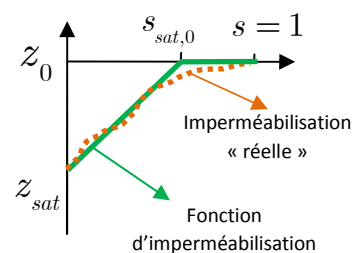


Figure V-51 : Représentation de la surface de sol saturée par une fonction linéaire du niveau d'eau dans la maille.

Bien que, à priori, il puisse sembler logique de prendre la valeur $s_{sat,0}=1$ (surface entièrement imperméabilisée lorsque la saturation est totale), une valeur inférieure peut également être choisie de manière à mieux paramétrer la fonction d'imperméabilisation (voir figure ci-contre).



V.7 Interaction avec les nappes

Il existe plusieurs possibilités pour calculer l'infiltration vers les couches plus profondes. La première consiste à modéliser l'infiltration de la même façon que pour la première couche de sol, c'est-à-dire via une loi d'infiltration physiquement basée de type Green-Ampt (front d'infiltration rectangulaire), voire même avec une modélisation verticale détaillée faisant appel aux équations physiques de l'écoulement dans le sol (Richards).

Néanmoins, une modélisation plus simple et requérant moins de ressources est souhaitable dans le modèle développé. En effet, la percolation vers les couches profondes n'agit qu'indirectement sur la production de ruissellement. Son influence ne se fait sentir que via la couche hypodermique qui agit comme un filtre passe-bas. Dès lors, une modélisation plus simple est suffisante pour le calcul de la percolation, contrairement au cas de l'infiltration à la surface où un modèle d'infiltration plus précis est nécessaire pour déterminer le ruissellement de surface.

V.7.1 Infiltration constante limitée

La seconde solution considère l'infiltration potentielle constante et égale à la perméabilité à saturation de la couche. Néanmoins, lorsque l'eau disponible dans la première couche de sol est limitée, la percolation est ralentie. L'infiltration vers les couches profondes sera donc limitée soit par la perméabilité dans la couche, soit par la perméabilité de la couche inférieure :

$$f_p = \min(f_{hyp}, f_{p,pot}) \quad (5.48)$$

avec f_{hyp} [m/s] la vitesse d'infiltration permise par la couche hypodermique et $f_{p,pot}$ [m/s] l'infiltration potentielle limitée par les couches de sol inférieures.

V.7.1.1 Limitation de l'infiltration par désaturation

Lorsque la couche hypodermique se désature, cela va naturellement réduire le taux de percolation vers les couches inférieures. Dès lors, l'infiltration potentielle est exprimée en fonction du taux de remplissage de la maille :

$$f_{hyp} = K_{hyp} \left(\frac{V_s}{V_{max}} \right)^\zeta \quad (5.49)$$

Afin de donner une valeur au paramètre ζ , nous allons faire l'hypothèse que cette infiltration est égale à la perméabilité du sol non saturé, qui peut s'exprimer par (voir § IV.2.2.1) :

$$f_{hyp} = K_{hyp} \left(\frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right)^n \quad (5.50)$$

Dans notre approche de modélisation, le volume maximal d'eau dans la couche est donné par

$$V_{max} = Ep * (\theta_{sat} - \theta_0) \quad (5.51)$$

où θ_0 est donné par la capacité au champ du sol (voir chapitre III.3.4.1) ou, à défaut, par un tiers de la porosité totale (voir (5.38)). L'équation (5.49) peut alors s'écrire

$$f_{hyp} = K_{hyp} \left(\frac{\theta - \theta_0}{\theta_{sat} - \theta_0} \right)^\zeta \quad (5.52)$$

La comparaison des formulations (5.52) et (5.50) permet la calibration de l'exposant ζ . Le Tableau V-15 fournit les paramètres correspondant pour les principales classes de textures de sol (voir chapitre III.3.2), dans le cas où θ_0 est pris égal soit à la valeur au champ, soit à un tiers de la porosité totale (voir chapitre V.5.6.2) :

La dernière ligne du Tableau V-15 donne la valeur du paramètre calibrée sur l'ensemble des classes de sol, ce qui permet d'utiliser un exposant unique et de ne pas multiplier les paramètres. La figure Figure V-52 montre la courbe correspondant au cas $\theta_0 = \theta_{sat}/3$ et $\zeta = 3$ (triangles oranges) superposée aux courbes des différents sols.

Nous voyons qu'elle permet globalement de représenter le comportement des sols.

Type de sol	Valeur de l'exposant	
	$\theta_0 = \theta_{FC}$	$\theta_0 = \theta_{sat} / 3$
Sand	4.5	1.51
Loamy Sand	4.51	1.74
Sandy Loam	4.16	2.29
Loam	4.13	3.16
Silt Loam	3.46	3.36
Sandy Clay Loam	2.86	2.61
Clay Loam	3.04	3.27
Silty Clay Loam	2.63	4.27
Sandy Clay	1.99	3.5
Silty clay	2.56	4.95
Clay	1.94	4.55
Sur l'ensemble	3.6	3

Tableau V-15 : Valeurs du paramètre ζ .

V.7.1.2 Equation finale pour la percolation

L'infiltration entre la couche hypodermique et les couches inférieures est donc au final donnée par

$$f_p = \min \left(K_{hyp} \left(\frac{V_s}{V_{max}} \right)^\zeta, K_{prof} \right) \quad (5.53)$$

L'infiltration vers la couche inférieure est également limitée par la place disponible dans la couche inférieure de la maille. Dans le cas où celle-ci est saturée, il est bien entendu que le transfert devient nul, et peut même s'inverser (remontée depuis la nappe aquifère vers la surface).

V.7.1.3 Capacité au champ par désaturation limitée

Nous pouvons voir de quelle manière évolue le taux d'humidité dans une couche de sol si elle se désature naturellement, suivant l'équation (5.50). La figure Figure V-53 montre cette évolution pour différentes textures de sol, dans le cas d'une couche d'épaisseur égale à 20 cm. Le taux d'humidité est rendu adimensionnel via une division par le taux d'humidité à la capacité au champ, définie comme le taux d'humidité sous une pression de -0,33 bar (voir chapitre III.3.4.1).

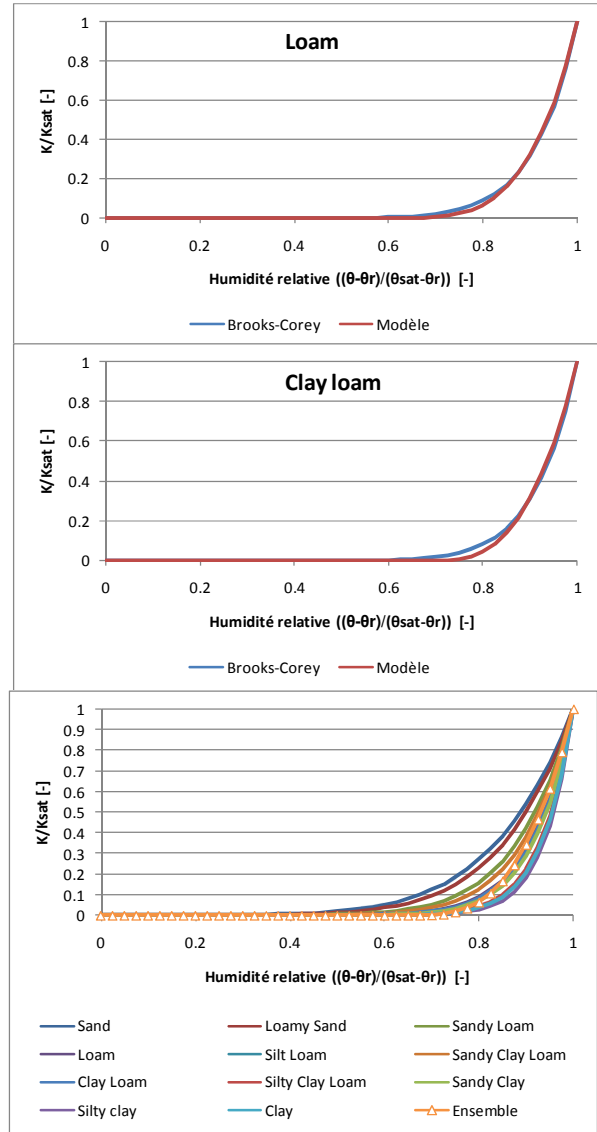


Figure V-52 : Relations entre perméabilité relative et humidité relative pour différentes classes texturales.

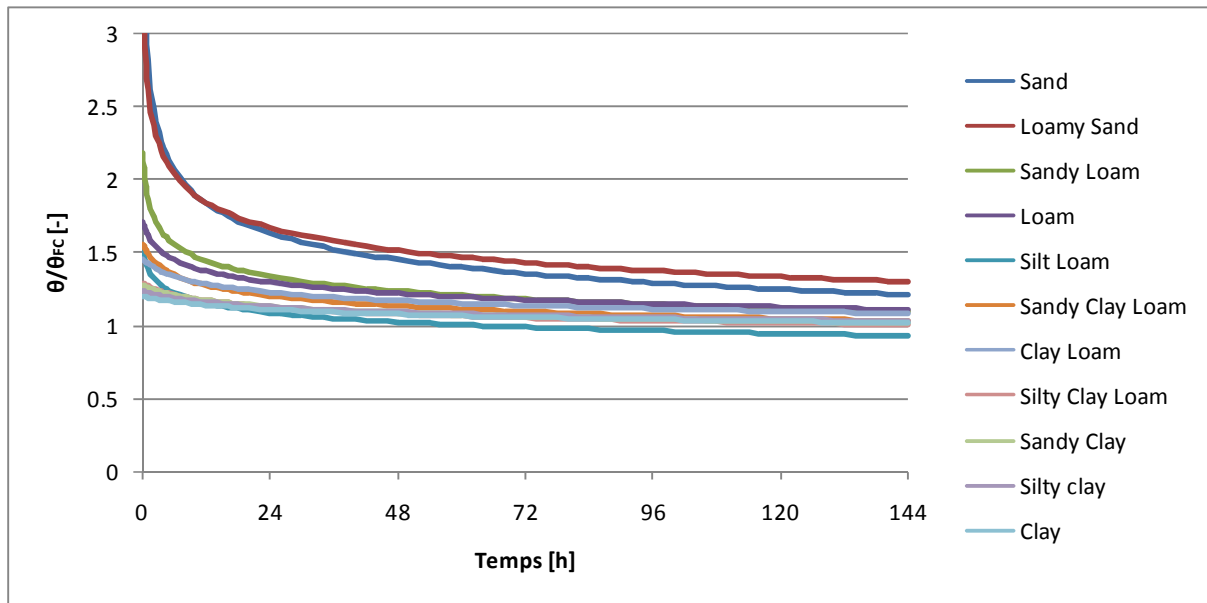


Figure V-53 : Evolution du taux d'humidité dans un sol (désaturation) par rapport à la capacité au champ.

Nous pouvons constater que pour la majorité des textures, l'humidité de la couche est assez proche de la capacité au champ après quelques 3-4 jours de désaturation. Ce résultat est tout à fait cohérent avec l'approche de la capacité au champ couramment rencontrée qui définit celle-ci comme l'humidité atteinte dans un sol en place soumis au drainage vertical libre (percolation), après 48h (voire 3 ou 4 jours selon les sources) de désaturation (état initialement à saturation). Bien qu'il existe naturellement bien d'autres phénomènes intervenant dans la désaturation du sol, et que celui-ci n'est en réalité pas constitué d'une couche au taux d'humidité homogène, les résultats ci-dessus permettent de s'assurer d'une cohérence minimale entre l'approche utilisée et la réalité de terrain.

V.7.2 Modélisation 3D du sous-sol

La troisième solution, sans aucun doute meilleure mais très coûteuse en terme de calcul et de données nécessaires, consiste à modéliser les couches inférieures de sol par un modèle 3D capable de simuler les écoulements de nappes dans le sol. Cette approche permet notamment de représenter des écoulements dans le sol dont la structure géologique peut être très complexe. Dans ce cas, le remplissage de la couche hypodermique va permettre de fournir la condition limite ad hoc au domaine de calcul sous-jacent.

La question de la modélisation de l'écoulement souterrain par différentes approches est abordée plus en détail au chapitre VI.5.

V.8 Conclusions

La modélisation des échanges verticaux est cruciale, puisqu'elle permet de répartir les apports entre des couches aux propriétés et à la dynamique fondamentalement différents. Dans ce chapitre, nous avons abordé l'ensemble des modes de transfert prépondérants, selon une logique descendante.

Pour commencer, nous avons introduit la question de la pluie, en regroupant les connaissances nécessaires pour intégrer cette composante dans le modèle. En particulier, nous avons abordé des problèmes tels que l'abattement de la pluie, la construction d'événements pluvieux extrêmes sur base des courbes IDF (une méthode de reconstruction de la pluie par blocs alternés incluant une pondération de la pluie par abattement variable par bloc a finalement été proposée pour générer une pluie moyenne sur le bassin), ou encore la désagrégation de séries temporelles journalières en séries horaires. Les méthodes utiles pour reconstruire une pluie de projet ont été abordées, en décrivant la manière de tenir compte des répartitions spatiales et temporelle de l'événement.

Concernant l'interception, les différentes méthodes existantes ont été revues. Il en ressort une préférence pour une prise en compte via un réservoir que la pluie doit combler avant de pouvoir atteindre le sol. Dans le cas de l'étude d'événements extrêmes, l'interception reste cependant peu importante et peut donc être négligée sans grandes conséquences sur les apports hydrologiques.

L'évapotranspiration constitue un terme important du bilan hydrologique, et constitue donc un élément incontournable de l'hydrologie, en particulier sur le long terme. L'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR) ont été distinguées, et des formules ont été proposées pour l'une comme pour l'autre. Pour l'ETP, une formule simple développée récemment par Oudin a été sélectionnée, tandis que pour l'ETR, plusieurs approches à la complexité croissante ont retenu notre attention (bilan simplifié, fonctions simples de rendement du sol, modélisation séparée de l'évaporation et de la transpiration).

La fonction de production du sol a été envisagée sous différents angles. Des approches directes des débits à l'exutoire, avec en particulier la méthode SCS-CN, ont été décrites. La méthode principalement abordée est toutefois le calcul du ruissellement en tant que complément de l'infiltration. Pour cette dernière, la méthode de Green-Ampt a été reprise et améliorée grâce à plusieurs modifications proposées. La première est l'emploi de fronts d'infiltrations multiples, ce qui permet de gérer une redistribution de l'eau infiltrée et modéliser des pluies ultérieures, sans pour autant nécessiter une discrétisation verticale complète. La seconde concerne l'impact de l'occupation du sol sur la loi d'infiltration. Une méthodologie originale a été mise en place pour sa prise en compte au niveau du modèle. Les développements ainsi réalisés permettent de répercuter l'effet de l'occupation du sol directement au niveau de la perméabilité, et ce de façon continue, ce qui permet d'éviter les discontinuités telles que celles résultant d'une approche de type SCS-CN. Une étude de sensibilité a été réalisée sur le modèle d'infiltration proposé. Elle a permis non seulement d'évaluer l'influence des paramètres en jeu, mais aussi de s'assurer que le modèle est apte à simuler les mécanismes principaux de création de ruissellement (ruissellement de Horton et ruissellement de Dunne). Elle a également permis de se rendre compte de la sensibilité très importante du modèle à la valeur de perméabilité utilisée, et l'impact non négligeable de l'adaptation de la perméabilité en fonction de la classe de drainage du sol selon la méthode proposée au chapitre III.3.4.2.

La percolation profonde vers les nappes a également été abordée, et plusieurs propositions ont été faites pour calculer ce terme, en tenant compte à la fois du potentiel d'infiltration de la couche inférieure, et des apports potentiellement limités de la couche supérieure.

Enfin, la résurgence de l'eau vers la surface a été étudiée dans le cadre d'une topographie avec macrorugosité, ce qui a abouti à une fonction de transfert augmentant linéairement en fonction du taux de remplissage de la couche hypodermique. Toujours de manière cohérente avec cette vision, une saturation variable et progressive de la surface a été prise en compte via une fonction de saturation également liée au taux de remplissage de la couche hypodermique.

VI TRANSFERTS LATÉRAUX

Ce chapitre étudie la modélisation des écoulements latéraux au sein des différentes couches conceptuelles du modèle. Le ruissellement est abordé en premier, avec l'étude des lois de frottement existantes et le développement de nouvelles équations adaptées à l'écoulement hydrologique sur macrorugosité.

Ensuite, l'écoulement hypodermique est étudié en considérant une couche partiellement saturée, ce qui amène au développement d'équations de transport spécifiques. Le modèle d'écoulement proposé peut alors être appliqué aussi bien à l'écoulement hypodermique rapide qu'à l'écoulement hypodermique lent.

Enfin, différentes possibilités de modélisation de l'écoulement latéral dans les nappes aquifères sont présentées de manière à choisir la plus adaptée pour le modèle développé.

VI.1 Ruissellement

Le ruissellement revêt une importance capitale dans la génération des crues, car il induit une propagation rapide de la pluie vers la rivière. Pourtant, la physique du ruissellement est souvent simplifiée à l'extrême dans de nombreux modèles, et il nous a paru utile d'orienter une partie des recherches de cette thèse sur la modélisation des écoulements de surface. En particulier, les lois de

frottement sont approfondies de manière à proposer une approche intégrant les effets de macrorugosité. Une loi de frottement généralisée intégrant les effets de macrorugosité (frottement au sein de la maille, relations Hauteur-Volume dans la maille et Hauteur-Section aux frontières) sest développée en exploitant les relations développées au chapitre IV.1.4.

VI.1.1 Ecoulement en fine lame

Ce chapitre a pour objectif de rappeler les équations de bases qui permettent de modéliser le ruissellement, sans pour autant s'étendre sur les développements sous-jacents qui peuvent être trouvés aisément dans la littérature²⁶.

Dans le cas d'une lame fluide considérée uniforme sur l'entièreté de la maille, les équations de Saint-Venant (Shallow Water Equations) s'écrivent comme suit [23].

Equation de continuité :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (uh)}{\partial x} + \frac{\partial (vh)}{\partial y} = T_{s,s} \quad (6.1)$$

où u [m/s] et v [m/s] sont les vitesses de l'eau selon les axes x et y , h [m] est la hauteur d'eau et $T_{s,s}$ [m/s] est le terme source de l'eau de surface (pluie, infiltration...).

Equation de quantité de mouvement :

$$\begin{aligned} \frac{\partial (uh)}{\partial t} + \frac{\partial (u^2h)}{\partial x} + \frac{\partial (vuh)}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial x} &= gh (S_{0x} - J_x) \\ \frac{\partial (vh)}{\partial t} + \frac{\partial (v^2h)}{\partial x} + \frac{\partial (vuh)}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial y} &= gh (S_{0y} - J_y) \end{aligned} \quad (6.2)$$

où S_{0i} [-] et J_i [-] sont respectivement la pente du terrain et la pente de frottement de l'écoulement dans la direction i ($i=x,y$), et g [m/s²] est l'accélération de la pesanteur.

VI.1.1.1 Equations simplifiées

Les conditions d'écoulement caractéristiques de l'hydrologie (hauteurs d'eau faibles par rapport aux longueurs d'écoulement caractéristiques...) permettent d'appliquer des simplifications aux équations générales de Saint-Venant (6.2). Comme rappelé dans l'article de Jain & Singh [89], plusieurs auteurs ont montré que l'approximation de l'onde diffusive est appropriée pour de nombreux cas d'intérêt pratique. Souvent, lorsqu'elles sont utilisées pour le calcul de l'écoulement de surface, les équations complètes et l'approximation de l'onde diffusive fournissent des résultats de même qualité. Les équations de l'onde diffusive sont obtenues à partir de (6.2) en négligeant les deux derniers termes du membre de gauche de (6.2). Il vient alors

$$\begin{aligned} \frac{\partial Z_{SL}}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} &= (S_{0x} - J_x) \\ \frac{\partial Z_{SL}}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y} &= (S_{0y} - J_y) \end{aligned} \quad (6.3)$$

où Z_{SL} [m] est l'altitude de surface libre. Dans le modèle diffusif, la pente de frottement est donc égale à la pente de surface libre. Le modèle cinématique, qui est lui aussi fréquemment utilisé dans les modèles hydrologiques, pousse les simplifications plus loin en supposant simplement que la pente de frottement est égale à la pente du terrain :

²⁶ Ces développements peuvent notamment être trouvées dans les notes de cours d'hydraulique telles que [121; 137; 138]

$$\begin{aligned} J_x &= S_{0x} \\ J_y &= S_{0y} \end{aligned} \quad (6.4)$$

Cette approche simplifiée est encore fréquemment utilisée dans les modèles hydrologiques actuels, car elle permet d'évaluer l'écoulement de surface avec un faible coût de calcul. Cependant, cette approche peut poser des problèmes, en particulier dans le cas de pentes nulles. Dans ce cas, le débit est nul également, et l'eau s'accumule indéfiniment sur la maille. Un problème similaire se pose dans le cas où la topographie forme une cuvette, même très petite, puisque l'eau qui s'accumule à l'intérieur ne peut plus s'en échapper. Ces problèmes sont généralement résolus en effectuant un pré-traitement de la topographie afin de combler les cuvettes et de veiller à ce que l'eau qui tombe sur chacune des mailles possède un chemin d'évacuation vers l'exutoire (voir chapitre VII.3.1.1). Cette solution pose évidemment le problème de modifier les données topographiques réelles. En outre, lorsque les hauteurs d'eau commencent à croître (par exemple dans des zones inondables), la simplification de l'onde cinématique sort de son domaine de validité. Le modèle de l'onde diffusive, bien que plus gourmande en temps de calcul, permet de passer outre ces restrictions, c'est pourquoi nous proposons de l'utiliser préférentiellement, comme cela a également été proposé par Archambeau [4].

VI.1.1.2 Modèles classiques et améliorations proposées

Les équations régissant le ruissellement (continuité et quantité de mouvement) doivent être complétées par des lois de frottement adaptées. En pratique, de nombreux modèles assimilent le ruissellement à un écoulement en fine lame uniformément réparti sur la surface de la maille, puis une loi de frottement (souvent la loi de Manning) est utilisée pour calculer les débits en fonction de la hauteur d'eau. Cette approche, bien qu'éloignée de la description physique du ruissellement, a souvent permis d'obtenir des résultats corrects, grâce au calibrage du coefficient de frottement.

La réalité physique de l'écoulement est cependant assez différente. Premièrement, les hauteurs d'eau qui se développent dans les écoulements hydrologiques restent très limitées, et leur ordre de grandeur avoisine généralement celui des rugosités du terrain. Par conséquent, l'écoulement se trouve clairement en-dehors des conditions pour lesquelles ont été développées les formules de frottement classiques (comme par exemple celle de Manning), et il semble dès lors judicieux d'utiliser une loi de frottement en macro-rugosité. Deuxièmement, le terrain est loin d'être un plan sur lequel ruisselle une fine lame d'eau. De la rugosité du terrain résultent plusieurs conséquences sur la modélisation de l'écoulement.

- Relation Hauteur-Volume : la relation entre l'eau stockée à la surface de la maille et la hauteur d'eau est plus complexe que dans le cas simple d'une maille plate totalement recouverte d'une lame d'eau uniforme (voir chapitre IV.1.1).
- Seuil d'écoulement de l'eau : étant donné que l'eau commence par s'accumuler dans les dépressions du terrain, ce n'est qu'au-delà d'un certain seuil que l'écoulement commence.
- Section de passage : l'écoulement ne se fait pas sur la largeur totale de la maille. Afin de rendre compte de ces modifications, nous proposons d'inclure une relation Hauteur-Section de passage. Ainsi, si les hauteurs d'eau restent faibles, la section de passage sera nulle. Au fur et à mesure que cette hauteur augmente, la section disponible augmentera.

VI.1.2 Lois de frottement

Afin de calculer les débits à travers les frontières des mailles, il est nécessaire de connaître la vitesse d'écoulement. Cela se fait via les lois de frottement, qui permettent de déterminer cette vitesse en fonction de la pente de frottement de l'écoulement ainsi que des propriétés du terrain

VI.1.2.1 Formulation générale à une dimension

Les formules de frottement permettent de relier la pente de frottement de l'écoulement à ses caractéristiques (hauteur d'eau et vitesse). Ces formules de frottement peuvent se présenter sous de

nombreuses formes. Plusieurs formulations sont présentées sous une forme générique, puis plusieurs lois de frottement plus spécifiques sont détaillées pour être appliquées dans le modèle hydrologique.

La première formulation proposée est donnée sous la forme générale

$$J = \gamma \frac{u^\beta}{h^\xi} \quad (6.5)$$

avec γ , β et ξ des paramètres positifs. Cette formulation couvre entre autres des lois telles que celle de Manning-Strickler (chapitre VI.1.2.3). Elle permet de faire le lien avec les travaux de P. Archambeau dans le domaine, puisqu'elle a été utilisée comme loi de frottement générique dans le cadre de développements réalisés dans sa thèse [4]. Cette formulation peut également s'écrire sous la forme

$$u = u_0 \left(\frac{h}{h_{10}} \right)^\alpha \quad (6.6)$$

Le parallèle entre les formules (6.5) et (6.6) peut être établi en choisissant

$$u_0 = \left(\frac{J}{\gamma} \right)^{\frac{1}{\beta}}, \quad h_{10} = 1, \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\xi}{\beta} \quad (6.7)$$

Cette première formulation n'est par contre pas capable de représenter des lois plus complexes telles que la loi de Bathurst (voir chapitre VI.1.2.4.) Ceci est facilement résolu en réécrivant (6.5) sous une forme plus générale :

$$J = \gamma \frac{u^\beta}{f(h)} \quad (6.8)$$

où $f(h)$ représente une fonction quelconque de h .

VI.1.2.2 Formulation générale à deux dimension

La généralisation des lois de frottement au bidimensionnel constitue une étape nécessaire pour son application au modèle mis en place. Les développements réalisés par Archambeau [4] ont montré que l'équation de quantité de mouvement peut être écrite, dans le cas bidimensionnel avec utilisation de la loi de frottement générique (6.5), sous la forme

$$u_i = \left(\frac{1}{\gamma} h^\xi \right)^{\frac{1}{2\beta}} \frac{\left(\sin \theta_i - \cos \theta_i \frac{\partial h}{\partial i} \right)^{\frac{1}{\beta}}}{\left[\left(\sin \theta_j - \cos \theta_j \frac{\partial h}{\partial j} \right)^{\frac{1}{\beta}} \left(\sin \theta_j - \cos \theta_j \frac{\partial h}{\partial j} \right)^{\frac{1}{\beta}} \right]^{\frac{1}{4}}} \quad (6.9)$$

où u_i [m/s] est la vitesse de l'écoulement dans la direction i ; γ , β et ξ sont les paramètres de la loi de frottement (voir chapitre VI.1.2.1); θ_i est la pente de sol dans la direction i . La convention de notation d'Einstein sur les indices répétés a été utilisée dans cette équation. Notons que l'extension des résultats dans le cas de la loi de frottement générique (6.8) est immédiate et peut s'obtenir en remplaçant h^ξ par $f(h)$ dans (6.9).

VI.1.2.3 Loi de Manning-Strickler

La loi de Manning, très couramment employée dans le calcul des écoulements en rivière, est également utilisée dans beaucoup de modèles hydrologiques. A deux dimensions, elle s'écrit [112; 55; 77] :

$$J_x = \frac{n^2}{h^{4/3}} u \sqrt{u^2 + v^2} \quad J_y = \frac{n^2}{h^{4/3}} v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (6.10)$$

Où n [$s/m^{1/3}$] est le coefficient de frottement de Strickler.

Les coefficients de frottement de la loi de Manning-Strickler sont alors adaptés pour pouvoir représenter les écoulements hydrologiques. Les coefficients de Strickler trouvés dans la littérature diffèrent suivant les auteurs.

Coefficient de Manning pour différents types de couverture du sol		n [$s/m^{1/3}$]		
		min	moyen/ suggéré	max
Source : (27)				
Habitat			0.02	
Bois (Feuillus)			0.6	
Bois (résineux)			0.8	
Prairie			0.25	
Cultures Sarclées			0.13	
Culture non sarclée			0.25	
Source : (28)				
Zones boisées			0.4	
Champs cultivés			0.35	
Pâturages			0.3	
Zones résidentielles			0.25	
Surfaces imperméables			0.02	
Source : (29)				
Asphalt or concrete		0.02		0.05
Shrubs and Forest litter		0.3		0.4
pasture		0.3		0.4
Dense turf		0.17		0.8
Dense grass, dense vegetation		0.17	0.3	0.48
Average grass cover		0.2		0.4
Poor grass cover on rough surface		0.2		0.3
Short prairie grass		0.1	0.15	0.2
Sparse vegetation		0.05		0.13
Sparse rangeland with debris	0% cover	0.09		0.34
	20% cover	0.05		0.25
Open ground with debris		0.1		0.2
Open ground, no debris		0.04		0.1
smooth, bare soil; some roughness		0.03	0.035	0.045

(suite du tableau à la page suivante)

²⁷ Ces valeurs sont basées sur les valeurs présentées dans l'étude de la Fusagx « Contribution à la gestion des petits et moyens cours d'eau » [34].

²⁸ Ross et al [153], cité par Archambeau dans [4].

²⁹ D'après le recoupement de plusieurs sources :

- WEPP user manual [176], d'après le manuel de CREAMS, [100];
- manuel théorique de SWAT [123], d'après Engman [50];
- manuel FLO-2D [126], d'après le manuel HEC-1 (1990) et le COE Technical Engineering and Design Guide n°19, avec adaptations.

Coefficient de Manning pour différents types de couverture du sol		n [s/m ^{1/3}]		
		min	moyen/ suggéré	max
Fallow fields		0.08	0.1	0.12
corn stalks, residue in place		0.05	0.1	0.13
Wheat straw, residue in place		0.06	0.15	0.25
grass, higher than flow depth	poor condition	0.04	0.05	0.06
	good condition	0.08		0.1
	dense condition	0.2		0.3
small grains (20% to maturity)	7- in rows with flow	0.13		0.3
	14 - in rows with flow	0.13		0.2
	rows across flow		0.3	
conventional tillage, no residue		0.06	0.09	0.12
conventional tillage, residence		0.16	0.19	0.22
Chisel plow, no residue		0.06	0.09	0.22
Chisel plow, residue		0.1	0.13	0.16
Fall disking, residue		0.3	0.4	0.5
no till	no residue	0.04	0.07	0.1
	20-40% residue cover	0.07		0.17
	60-100% residue cover	0.17		0.47

Figure VI-1 : Coefficients de Manning en fonction de l'occupation du sol.

Néanmoins, la formule de Manning a été développée pour des écoulements dont la profondeur est bien plus importante que la hauteur des rugosités. Dans les écoulements hydrologiques, cette hypothèse est loin d'être réalisée, car l'écoulement de ruissellement possède généralement des hauteurs d'eau assez faibles, de l'ordre de grandeur des rugosités du terrain. C'est pourquoi il est plus correct d'employer des lois spécifiquement adaptées aux conditions de macro-rugosité que rencontre l'écoulement.

VI.1.2.4 Lois de macrorugosité

La loi de Bathurst, qui a été développée spécifiquement pour les écoulements en macro-rugosité [8], s'écrit

$$u = \sqrt{ghJ} \left[5.62 * \log \frac{h}{D} + 4 \right] \quad (6.11)$$

où D [m] est la taille des aspérités du sol (pour un sol composé de graviers, ce paramètre correspond au diamètre des graviers). Nous pouvons également réécrire cette formulation sous la forme

$$u = \sqrt{hJ} 17.72 * \log \frac{5.15h}{D} \quad (6.12)$$

Cette formulation pose cependant un problème lorsque la profondeur de l'écoulement devient trop faible par rapport à la taille des aspérités. En effet, le logarithme devient alors négatif. Il faut en effet se rendre compte que la formule de Bathurst n'a pas été conçue pour des hauteurs si faibles.

Afin de répondre à cette méconnaissance de l'écoulement pour de telles hauteurs, une nouvelle formulation pour de faibles hauteurs a été présentée dans la thèse de Dubois [47]. Celle-ci a été développée sur base d'expériences en laboratoire. Un écoulement sur un plan rempli de calottes sphériques ou hémisphériques a été étudié, ce qui a permis d'aboutir à une formulation précise pour l'écoulement avec de faibles hauteurs d'eau. Dans ce modèle, la continuité entre la formule de Dubois (pour les hauteurs d'eau inférieures à la taille des aspérités D) et celle de Bathurst (pour des hauteurs supérieures à D) est assurée en décalant l'origine des hauteurs de la formule de Bathurst.

Les relations proposées par Dubois s'écrivent,

- pour $h \leq D$,

$$u = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (6.13)$$

$$A = \frac{0.345p^{0.545}\Omega}{8g\eta^3h} \quad B = \frac{3\left(3 + \frac{\Omega^2}{\eta^3}\right)v}{4gh^2} \quad C = -J \quad (6.14)$$

- pour $h \geq D$,

$$u = u_0 \frac{D}{h} + \sqrt{\frac{8gJ_0}{f}} (h - D + \Delta h)^{1/2} \left(1 - \frac{D}{h}\right) \quad (6.15)$$

avec
$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5,62 \log \frac{h - D + \Delta h}{D} + 3,13p^{-0,613} \quad (6.16)$$

$$\sqrt{gJ_0} \left(5,62 \log \frac{\Delta h}{D} + 3,13p^{-0,613}\right) \Delta h^{1/2} = u_0 \quad (6.17)$$

où u_0 [m/s] est donné par (6.13) et (6.14) évalués en $h=D$. Dans les relations ci-dessus, η et Ω sont des paramètres géométriques liés aux rugosités (calottes placées dans l'écoulement), g est l'accélération de la pesanteur, p est une densité de couverture et J_0 est la pente de frottement. Notons que la valeur du décalage de l'origine des hauteurs pour la loi de Bathurst, Δh , est calculée de manière itérative sur base de l'équation (6.17).

VI.1.2.5 Amélioration de la loi de Bathurst

Si les formulations développées par Dubois fournissent d'excellents résultats pour représenter l'écoulement dans le milieu expérimental, sa forme complexe et son besoin d'une résolution itérative la rend moins attractive pour un modèle à grande échelle. Nous proposons donc alternativement de modifier la formule de Bathurst pour la rendre compatible avec de faibles hauteurs d'eau, tout en restant proche de sa forme originale pour les hauteurs plus grandes.

$$u = \sqrt{hJ} 17.72 \log \left(\frac{5.15h}{D} + \frac{D}{D + ah} \right) \quad (6.18)$$

où a est une constante. L'analyse de l'argument du logarithme montre que la valeur de a doit être inférieure ou égale à 5,15 pour que le logarithme reste positif. De plus, la formule (6.18) sera d'autant plus proche de la formule originale que la valeur de a est élevée. Par conséquent, nous choisissons de prendre $a=5,15$. La Figure VI-2 illustre une comparaison des deux formules.

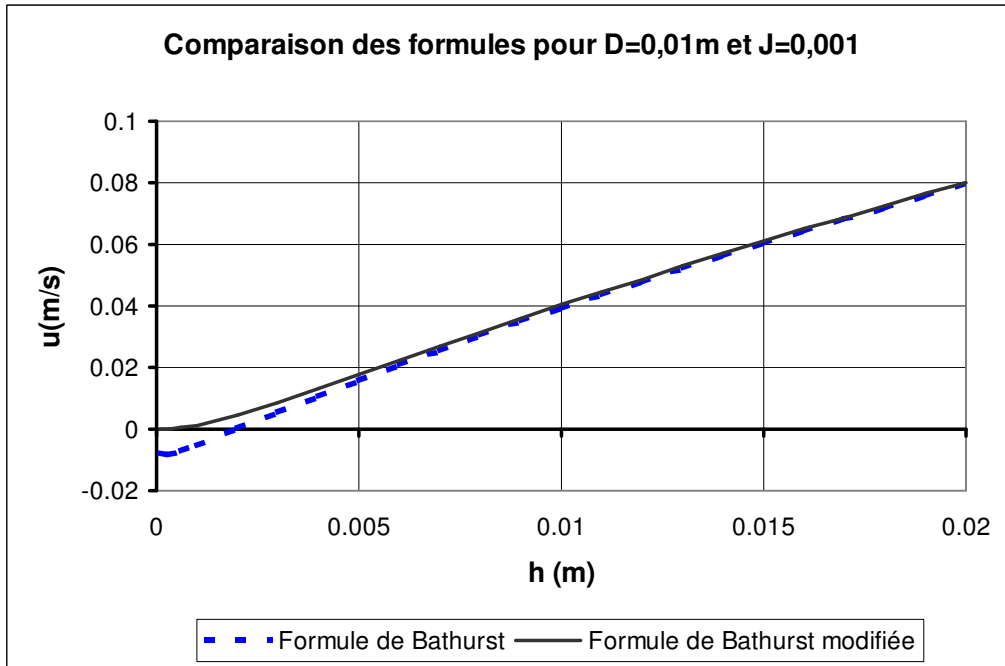


Figure VI-2: Comparaison de la formule originale de Bathurst et de la formule modifiée

Cette figure montre qu’au-delà de $h = D / 2$, les deux formules concordent bien. Ainsi, cette formulation modifiée peut être utilisée directement sans poser de problème lorsque les hauteurs d’eau sont faibles.

VI.1.3 Loi de frottement généralisée intégrant une microtopographie

Dans ce chapitre, nous proposons une approche originale pour le calcul du débit sur un terrain comportant une microtopographie. Ces développements font appel aux relations Hauteur-Volume et Hauteur-Section développées aux chapitres IV.1.4 et IV.1.5, et permettent de calculer aussi bien l’écoulement diffus que l’écoulement sous forme de ruisselets (voir chapitre IV.1.3.4).

VI.1.3.1 Equations généralisées de l’écoulement en surface

Nous avons vu que la surface peut être caractérisée par des relations reliant hauteur, volume d’eau sur la maille et section de passage pour l’eau. Dans le cas où celles-ci sont intégrées dans la modélisation de l’écoulement de surface, ce dernier ne peut plus être régi par les équations d’écoulement en fine lame (éq (6.1) et (6.3)). Nous proposons dès lors de généraliser les équations du ruissellement de manière à englober ces relations. En utilisant le modèle diffusif, ces équations sont donc réécrites.

Equation de continuité :

$$\frac{\partial h_{\acute{e}q}}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = T_{s,s} \quad (6.19)$$

où $h_{\acute{e}q}$ [m] est la hauteur équivalente (voir chapitre IV.1.6), q_i [m^2/s] est le débit spécifique dans la direction i ($i=x,y$), et $T_{s,s}$ le terme source. Les débits sont dans ce cas calculés en tenant compte de la microtopographie (voir chapitre VI.1.3). Les équations (6.19) et (6.1) sont identiques dans le cas où la maille est totalement plane.

Equation de quantité de mouvement (modèle diffusif) :

$$\begin{aligned} \frac{\partial Z_{SL}}{\partial x} &= \frac{\partial h}{\partial x} = (S_{0x} - J_x) \\ \frac{\partial Z_{SL}}{\partial y} &= \frac{\partial h}{\partial y} = (S_{0y} - J_y) \end{aligned} \quad (6.20)$$

où Z_{SL} [m] est l'altitude de surface libre, S_{0i} [-] et J_i [-] sont respectivement la pente du terrain et la pente de frottement de l'écoulement dans la direction i ($i=x,y$), et g [m/s²] est l'accélération de la pesanteur.

Dans l'équation du modèle diffusif, les équations de quantité de mouvement ne sont pas modifiées. Il convient cependant d'attirer l'attention sur le fait que la hauteur apparaissant dans l'équation (6.20) est bien la hauteur réelle de l'écoulement, et non pas la hauteur équivalente h_{eq} utilisée dans l'équation de continuité. Le lien entre ces deux inconnues est réalisé via les relations Hauteur-Volume caractéristiques de la microtopographie (voir chapitre IV.1.5).

Tayfur et al [172] ont étudié l'applicabilité des équations de St-Venant dans le cas du ruissellement sur des surfaces infiltrantes rugueuses. Les équations complètes ainsi que les formes simplifiées (modèle diffusif et cinématique) ont été comparés à des résultats expérimentaux. Les résultats leur permettent de conclure à l'applicabilité de ces équations pour le calcul des hydrogrammes à la sortie d'un plan incliné, mais ils mettent également en évidence qu'elles ne peuvent par contre être utilisées pour interpréter les caractéristiques locales de l'écoulement (effet local des rugosités).

Dans l'approche utilisée, nous avons donc choisi de conserver la forme de l'équation diffusive (6.3), et de développer des lois de frottement adaptées pour prendre en compte la macrorugosité. Le lecteur intéressé pourra trouver les développements des équations de continuité et de quantité de mouvement 2D complètes sur une microtopographie dans l'article de Defina [36] (ces développements sont réalisés par intégration des équations de Reynolds sur des surfaces représentatives au sein desquelles la microtopographie est caractérisée par des relations statistiques)³⁰.

VI.1.3.2 Calcul du débit

Dans le cadre de la résolution des équations par une méthode de Volumes Finis sur un grillage régulier (approche utilisée dans WOLFHYDRO), le calcul du débit qui traverse un bord est calculé par l'intégrale sur ce bord de la vitesse multipliée par la hauteur :

$$Q_i = \int_{\Omega} q(h') dx \quad (6.21)$$

où Q_i [m³/s] est le débit total selon la direction i traversant le bord de la maille, h [m] la hauteur d'eau locale et q [m²/s] le débit local sur une fraction du bord de longueur dx (voir Figure VI-3).

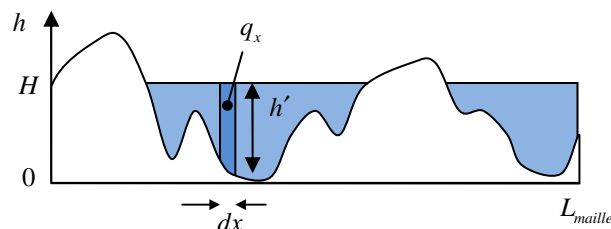


Figure VI-3 : Calcul du débit par intégration sur la largeur de la maille (avec microtopographie).

³⁰ Le calcul des frottements sur le fond reste cependant dans cette étude un point qui n'est pas abordé et qui constitue, d'après Defina, un sujet de recherche devant être approfondi par des recherches ultérieures. Les développements réalisés dans cette thèse sont donc tout à fait pertinents pour compléter son approche.

Afin d'éviter toute ambiguïté, la hauteur d'eau dans la maille, habituellement notée h en minuscule, est notée dans ce chapitre H en majuscule.

e terme de débit apparaissant dans cette équation dépend de manière générale de la pente de frottement et de la hauteur. La hauteur h , inconnue à priori, est quant à elle variable sur la largeur de la section. Le terme de pente de frottement, intervenant dans le calcul des lois de frottement, est considéré constant sur la frontière, et est déterminé sur base de la pente de frottement moyenne calculée par (6.20).

Nous avons vu que le calcul de (6.21) nécessite la connaissance de la hauteur d'eau le long du bord de la maille. Cette hauteur étant fort variable dans le cas d'une microtopographie, il n'est pas possible d'utiliser une hauteur moyenne sur toute la largeur. Par contre, l'hypothèse d'une surface libre plane dans la zone d'écoulement constitue une hypothèse de modélisation bien plus réaliste. Nous allons donc évaluer l'expression (6.21) en déduisant les hauteurs d'eau sur base de cette hypothèse. Cela revient à se baser sur les relations Hauteur-Section de passage déterminées sur l'hypothèse de la surface libre plane sur la maille, fournissant la relation entre la hauteur d'eau H sur la maille et la section de passage aux extrémités (voir chapitre IV.1.4).

En toute généralité, la section de passage dépend de l'altitude de surface libre. Notons simplement cette relation

$$\Omega = \Omega(z) \quad (6.22)$$

Dans le cas où $\frac{\partial^2 \Omega}{\partial z^2} > 0$, il peut être montré que l'expression (6.21) peut être réécrite

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^H q(H-z) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial z^2} dz + q(H) \left. \frac{\partial \Omega}{\partial z} \right|_{z=0} \quad \text{si } H \leq A \\ Q &= \int_0^H q(H-z) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial z^2} dz + q(H) \left. \frac{\partial \Omega}{\partial z} \right|_{z=0} + q(H-A) \left(L_{maille} - \left. \frac{\partial \Omega}{\partial z} \right|_{z=A} \right) \quad \text{si } H \geq A \end{aligned} \quad (6.23)$$

où A [m] est l'amplitude maximale des dépressions dans la maille (au-delà de cette valeur, la surface libre occupe l'entièreté de la largeur de la maille).

Afin de déterminer une formulation exploitable pour le calcul des débits, nous allons effectuer l'intégration analytique de la relation (6.23) sur base de relations particulière pour $q(H-z) = q(h')$ et $\Omega(z)$.

VI.1.3.2.1 Relations géométriques

Les relations Hauteur-Section utilisées pour le calcul du débit sont celles développées au chapitre IV.1.4.5. La relation Hauteur-Section s'écrit

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} + 1 \right)^n - 1 \quad (6.24)$$

Le chapitre IV.1.4.5 décrit plus amplement cette formule et donne l'expression des paramètres h_0 et Ω_0 en fonction des paramètres géométriques décrivant la microtopographie. Le paramètre n caractérise le type de relation utilisée (relation linéaire pour $n=1$).

VI.1.3.2.2 Lois de frottement locales

Afin de calculer les intégrales (6.23), une expression doit être choisie pour le débit local q . Différentes lois peuvent être combinées avec les relations Hauteur-Section définies précédemment pour calculer le débit spécifique en fonction de la hauteur.

a) Formule générique sous forme de puissance :

$$q = q_0 \left(\frac{h'}{h_{10}} \right)^\alpha \quad (6.25)$$

Cette formulation générique englobe par exemple la loi de frottement de Manning.

Si le débit est lié à la hauteur d'eau par cette formule, l'intégrale

$$Q_1 = \int_0^H q(H-z) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial z^2} dz, \quad (6.26)$$

nécessaire au calcul de (6.23), possède une solution analytique dans les cas particuliers où α ou $\frac{1}{n}$ est un nombre entier.

Cependant, le coefficient α est rarement un entier. Dès lors, si nous voulons obtenir une forme analytique simple utilisable en pratique, il est nécessaire de se limiter à des valeurs de $\frac{1}{n}$ entières.

Pour $n = \frac{1}{2}$, l'intégrale (6.26) est donnée par

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{2\Omega_0 q_0 H}{h_0^2 (1+\alpha)} \left(\frac{H}{h_0} \right)^\alpha = \frac{2\Omega_0 f_1(H)}{h_0^2 (1+\alpha)} \quad \text{si } H \leq A \\ Q_1 &= \frac{2\Omega_0 (f_1(H) - f_1(H-A))}{h_0^2 (1+\alpha)} \quad \text{si } H \geq A \end{aligned} \quad (6.27)$$

avec $f_1(x) = xq(x)$

où les paramètres Ω_0 et h_0 proviennent de la relation Hauteur-Section, et les paramètres α , q_0 et h_{10} sont caractéristiques de la loi de frottement.

Pour $n = \frac{1}{3}$, l'intégrale (6.26) est donnée par

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{6\Omega_0 q_0 H}{h_0^3 (1+\alpha)(2+\alpha)} \left(\frac{H}{h_0} \right)^\alpha (H + h_0(2+\alpha)) \\ &= \frac{6\Omega_0 (H + h_0(2+\alpha))}{h_0^3 (1+\alpha)(2+\alpha)} f_1(H) \quad \text{si } H \leq A \\ &\text{avec } f_1(H) = hq(h) \end{aligned} \quad (6.28)$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{6\Omega_0 (f_2(H, h_0) - f_2(H-A, h_0+A))}{h_0^3 (1+\alpha)(2+\alpha)} \quad \text{si } H \geq A \\ &\text{avec } f_2(x_1, x_2) = x_1 q(x_1) (x_1 + x_2 (2+\alpha)) \end{aligned}$$

b) Formule générique de type Bathurst :

La formule de Bathurst (voir chapitre VI.1.2.4) est ici utilisée sous la forme plus générale

$$q = q_0 \left(\frac{h}{h_{10}} \right)^\alpha \ln \left(\frac{h}{h_1} \right) \quad (6.29)$$

De même que précédemment, lorsque le paramètre ou $\frac{1}{n}$ est un nombre entier, il est possible de déterminer une solution analytique à l'intégrale (6.26).

Pour $n = \frac{1}{2}$, l'intégrale (6.26) est donnée par

$$Q_1 = \frac{2\Omega_D f(H)}{h_0^2 (1 + \alpha)} \text{ si } H \leq A$$

$$Q_1 = \frac{2\Omega_D (f(H) - f(H - A))}{h_0^2 (1 + \alpha)} \text{ si } H \geq A \quad (6.30)$$

avec $f(x) = q_0 x \left(\frac{x}{h_{f0}} \right)^\alpha \left(-\frac{1}{1 + \alpha} + \ln \frac{x}{h_1} \right)$

Pour $n = \frac{1}{3}$, l'intégrale (6.26) est donnée par

$$Q_1 = \frac{6\Omega_0 q_0}{h_0^3 (1 + \alpha)(2 + \alpha)} H \left(\frac{H}{h_{f0}} \right)^\alpha \left(-\frac{2\alpha + 3}{(1 + \alpha)(2 + \alpha)} - \frac{(2 + \alpha)}{(1 + \alpha)} h_0 + (H + h_0(2 + \alpha)) \ln \frac{H}{h_1} \right) \quad (6.31)$$

si $H \leq A$

Il est cependant nécessaire de corriger la formule de Bathurst pour les petites hauteurs afin de ne pas rendre de débits négatifs (ce problème est similaire à celui abordé au chapitre VI.1.2.5). La correction proposée consiste à prendre la formule (voir chapitre VI.1.2.5) :

$$q = q_0 \left(\frac{h'}{h_{f0}} \right)^\alpha \ln \left(\frac{h'}{h_1} + \frac{h_1}{h_1 + h'} \right) \quad (6.32)$$

Cependant, le problème de cette formulation est qu'elle ne permet pas une intégration analytique de (6.26). Afin de palier à ce problème, nous choisissons d'appliquer la modification directement sur le débit intégré. Lorsque la formule originale de Bathurst est intégrée, toutes les zones à faible hauteur contribuent à créer un débit négatif que nous allons devoir éliminer. Lorsque la hauteur d'eau devient très petite ($H \rightarrow 0$), le débit doit rester positif. Nous repartons de la formule (6.30) :

$$Q_1 = \frac{2\Omega_D q_0}{z_0^2 (1 + \alpha)} H \left(\frac{H}{h_0} \right)^\alpha \left(-\frac{1}{1 + \alpha} + \ln \frac{H}{h_1} \right) \quad (6.33)$$

Le terme dans la dernière parenthèse peut s'écrire

$$-\frac{1}{1 + \alpha} + \ln \frac{H}{h_1} = \ln \frac{H}{h_1^*} \quad (6.34)$$

où

$$h_1^* = h_1 \exp \left(\frac{1}{1 + \alpha} \right) \quad (6.35)$$

Afin que le débit (6.33) soit toujours positif, il est nécessaire d'assurer que l'argument du logarithme népérien soit toujours supérieur à l'unité, ce qui peut se faire en corrigeant la formulation de façon semblable à ce qui a été fait au chapitre VI.1.2.5 :

$$\ln \frac{H}{h_1^*} \Rightarrow \ln \left(\frac{H}{h_1^*} + \frac{h_1^*}{h_1^* + H} \right) \quad (6.36)$$

Le débit Q_1 s'écrit donc simplement

$$Q_1 = \frac{2\Omega_D}{z_0^2(1+\alpha)} H q_0 \left(\frac{H}{h_0} \right)^\alpha \ln \left(\frac{H}{h_1^*} + \frac{h_1^*}{h_1^* + H} \right) = \frac{2\Omega_D f(H)}{z_0^2(1+\alpha)} \text{ si } H \leq A$$

$$Q_1 = \frac{2\Omega_D (f(H) - f(H-A))}{z_0^2(1+\alpha)} \text{ si } H \geq A \quad (6.37)$$

$$\text{avec } f(x) = x q^*(x) \text{ et } q^*(x) = q(x, h_1^*) = q_0 \left(\frac{x}{h_0} \right)^\alpha \ln \left(\frac{x}{h_1^*} + \frac{h_1^*}{h_1^* + x} \right)$$

Le même type de correction peut également être appliqué lorsque $n = \frac{1}{3}$.

c) Formulation générale

En regroupant les résultats (6.27) et (6.37), il apparaît que, pour $n = \frac{1}{2}$, le débit (6.26) peut s'écrire sous la forme générale³¹

$$Q_1 = \frac{2\Omega_0 (Hq(H) - (H-A)q(H-A))}{z_0^2(1+\alpha)} \quad (6.38)$$

avec $q(H-A) = 0$ si $H \leq A$

VI.1.3.2.3 Débit total

Afin d'obtenir le débit total, nous devons ajouter les deux autres termes de (6.23) :

$$Q = \frac{2\Omega_0 (Hq(H) - (H-A)q(H-A))}{h_0^2(1+\alpha)} + L_{mi} q(H) + (L_m - L_A) q(H-A) \quad (6.39)$$

$$= \left[L_{mi} + \frac{2\Omega_0 H}{h_0^2(1+\alpha)} \right] q(H) + \left[L_m - L_A - \frac{2\Omega_0 (H-A)}{h_0^2(1+\alpha)} \right] q(H-A)$$

Où les paramètres L_{mi} et L_A sont caractéristiques des relations Hauteur-Section et ont été définies au chapitre IV.1.4.

En utilisant (4.29), cette relation peut s'écrire

$$Q = \left[1 + \frac{H}{h_0(1+\alpha)} \right] L_{mi} q(H) + \left[L_m - L_A - L_{mi} \frac{H-A}{h_0(1+\alpha)} \right] q(H-A) \quad (6.40)$$

ou

$$Q = \left[L_{mi} + \frac{L_A - L_{mi}}{1+\alpha} \frac{H}{A} \right] q(H) + \left[L_m - L_A - \frac{H-A}{A} \frac{L_A - L_{mi}}{(1+\alpha)} \right] q(H-A) \quad (6.41)$$

³¹ Dans le cas où la formule de Bathurst est utilisée, il est toutefois nécessaire d'utiliser le débit corrigé q^* défini dans l'équation (6.37).

La relation (6.41) peut être adimensionnalisée en la divisant par la largeur de maille :

$$q_{maille} = \left[l_{ini} + \frac{l_A - l_{ini}}{1 + \alpha} \frac{H}{A} \right] q(H) + \left[1 - l_A - \frac{H - A}{A} \frac{l_A - l_{ini}}{(1 + \alpha)} \right] q(H - A) \quad (6.42)$$

où l'on a posé $l_A = L_A / L_{maille}$, $l_{ini} = L_{ini} / L_{maille}$.

Cas particuliers :

- Si la topographie de la maille s'élargit de façon régulière en fonction de z de manière à avoir $l_A = 1$ et $l_{ini} = 0$, il vient

$$\begin{aligned} q_{maille} &= \frac{1}{1 + \alpha} \frac{H}{A} q(H) \text{ si } H \leq A \\ q_{maille} &= \frac{1}{1 + \alpha} \left[\frac{H}{A} q(H) - \frac{H - A}{A} q(H - A) \right] \text{ si } H \geq A \end{aligned} \quad (6.43)$$

- Dans le cas particulier d'un canal rectangulaire marqué, la relation $l_i = l_A$ est d'application. De plus, si le canal ne déborde pas ($H \leq A$), il vient comme attendu

$$q_{maille} = l_{ini} q(H) \quad (6.44)$$

- Lorsque $A \rightarrow 0$, (maille plate), nous pouvons vérifier que $q_{maille} \rightarrow q(H)$ en passant à la limite pour $A \rightarrow 0$ dans l'expression (6.42).

VI.1.3.3 Estimation des paramètres pour des écoulements en ruisselets

Afin d'estimer les paramètres nécessaires pour l'application du modèle développé au chapitre VI.1.3.1, nous proposons de nous servir de relations établies par différents auteurs dans le cadre d'étude des écoulements en ruisselets.

Gilley & al [64] ont mesuré la densité, les débits et la largeur de ruisselets pendant des tests de simulations de pluie menés sur 11 sites différents. Ils ont suggéré une densité d'environ 1 ruisselet/m, le débit étant le même dans chaque ruisselet. Ils ont alors développé l'équation de régression suivante permettant d'estimer la largeur du ruisselet, w [m] :

$$w_r = 1,13 Q_e^{0,303} \quad (6.45)$$

où Q_e [m³/s] est le débit s'écoulant par les ruisselets. Par ailleurs, Govers [65; 66] a montré que la vitesse moyenne dans ces ruisselets peut s'exprimer par la formule

$$v_r = 3,52 Q_e^{0,294} \quad (6.46)$$

Sur base de ces équation, nous allons chercher à déterminer les paramètres l_{ini} et l_A .

La relation (6.46) nous permet de déterminer la section de passage, soit

$$S = 0,284 Q_e^{0,706} \quad (6.47)$$

Il vient alors la relation

$$\frac{\partial h}{\partial Q_e} = \frac{\partial h}{\partial S} \frac{\partial S}{\partial Q_e} = \frac{1}{w} \frac{\partial S}{\partial Q_e} = \frac{0,2005 Q_e^{-0,294}}{1,13 Q_e^{0,303}} = 0,1775 Q_e^{-0,597} \quad (6.48)$$

L'intégration de cette relation nous permet de dégager la relation entre h et Q_e :

$$h = 0,4404 Q_e^{0,403} \quad (6.49)$$

En combinant les équation (6.45) et (6.49), nous obtenons la relation géométrique suivante :

$$h = 0,3744w^{1,33} \quad (6.50)$$

Considérons à présent une parcelle sur une largeur de 1m. En retenant la densité de 1 ruisseau/m, nous aurons donc 1 ruisseau, dont les propriétés géométrique sont données par (6.50).

Puisque nous travaillons avec une largeur d'un mètre, ces propriétés peuvent être mises en parallèle avec le profil défini au chapitre IV.1.4 (profil linéaire : $n=1/2$). Cependant, ce dernier est défini à partir de relations linéaires entre h et w . Afin de pouvoir trouver les paramètres équivalents, nous allons donc effectuer une régression linéaire sur la courbe (6.50).

Il reste à savoir sur quelle partie de la courbe cette régression va être effectuée. En effet, vu la forme de (6.50), il est clair que plus la portion de courbe étudiée sera petite, plus l'approximation linéaire aura une inclinaison faible par rapport à l'horizontal.

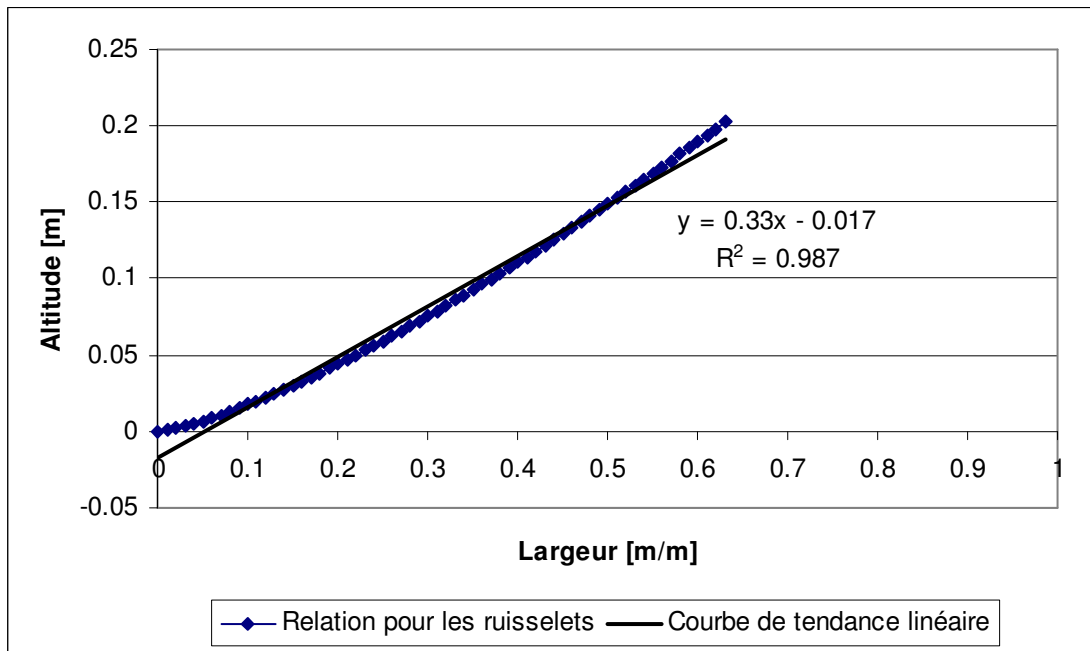


Figure VI-4 : Détermination d'une géométrie par défaut pour les ruisselets.

Nous nous fixons de calculer la régression pour la portion de la courbe (6.50) comprise entre $h=0$ et $h=20$ cm (Figure VI-4), cette dernière valeur correspondant à un ordre de grandeur courant pour les amplitudes des dénivellation de terrain prises en compte ici (voir chapitre IV.1.2). Nous obtenons alors

$$h = \frac{w}{3} - 0,017 \quad (6.51)$$

$$w = 3h + 0,051 \quad (6.52)$$

Les paramètres l_{ini} et l_A sont déduits directement de (6.52) en prenant respectivement $h=0$ et $h=A$. Nous obtenons alors

$$\begin{aligned} l_{ini} &= 0,051 \\ l_A &= 0,051 + 3A \quad (\leq 1) \end{aligned} \quad (6.53)$$

Sur base de la géométrie définie par ces paramètres, nous pouvons calculer les débits grâce à l'équation (6.42) et les comparer avec le débit calculé directement sur base des formules (6.45) et (6.46) correspondant aux écoulements en ruisselets.

Afin de pouvoir calculer les débits selon l'équation (6.42), il est nécessaire de choisir une loi de frottement local ($q(h)$). Nous choisissons d'utiliser une loi de la forme (6.12) (formule de Bathurst). Cette formule nécessite de fixer deux paramètres, à savoir le diamètre des rugosités du terrain d'une part, et la pente de frottement d'autre part. En considérant un écoulement uniforme, ce dernier paramètre peut être égalé à la pente de surface, qui peut être très variable. Nous choisissons dans un premier temps de prendre une valeur de 5%, ce qui correspond à une pente « de base » en hydrologie. Le diamètre des rugosités pour un écoulement en ruisseau correspond plus particulièrement aux cailloux et autres petits obstacles sur le trajet de l'eau et est donc de l'ordre du cm. La figure Figure VI-5 montre la comparaison des débits donnés par l'équation (6.42) sont alors comparés aux débits pour des ruisselets (formule (6.49)). Le choix d'un diamètre de 2,5cm nous permet d'obtenir une parfaite correspondance entre les deux méthodes.

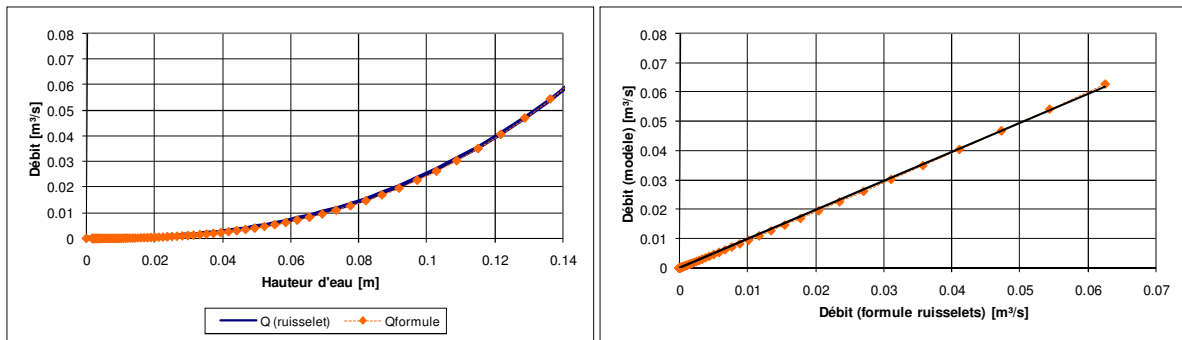


Figure VI-5 : Comparaison entre le débit donné par le modèle et la formulation empirique pour les débits en ruisselets.

Selon les paramètres choisis (pente et diamètre) les débits ne sont plus identiques mais restent cependant proportionnels (les points sont alignés sur une droite de pente différente de 1:1 dans la Figure VI-6b). L'apparition d'une constante de proportionnalité est logique, puisqu'elle traduit l'influence de la pente de surface sur le débit.

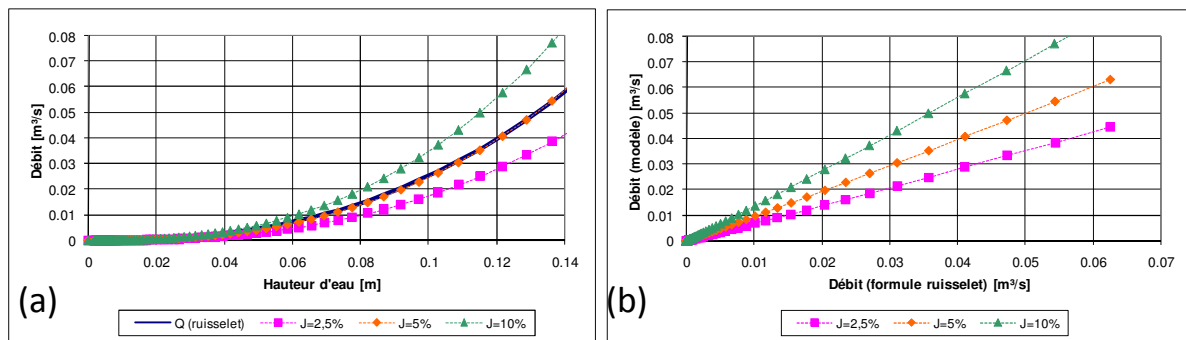


Figure VI-6 Influence de la pente sur les débits calculés.

Certains auteurs ont cependant observé en pratique une certaine indépendance de la vitesse par rapport à la pente de surface lorsque l'écoulement peut ajuster librement la géométrie de son lit (érosabilité suffisante) [122; 67]. Il semble qu'il n'y ait pas actuellement d'explication précise sur les raisons de cette indépendance, mais que ce phénomène pourrait être lié à une rugosité plus importante du lit lorsque la pente est plus forte (en raison d'un taux d'érosion plus élevé)[66]. Cet effet peut dès lors être pris en compte dans le choix du coefficient de frottement et ne doit donc pas se retrouver directement dans l'expression du débit.

L'ensemble des développements de ce chapitre nous ont donc permis de fournir des valeurs par défaut pour alimenter l'équation (6.42) de manière à représenter l'écoulement en ruisselets. Les paramètres l_{ini} et l_A sont évalués grâce aux formules (6.53). Les paramètres physiques du modèle (l'amplitude A et le diamètre de rugosité D) doivent être estimés en fonction des propriétés réelles du terrain. A défaut d'autres valeurs plus adaptées, les valeurs $A=0,2m$ et $D=0,025m$ sont proposées. Ces paramètres

peuvent bien entendu également faire partie des données à ajuster dans la phase de calibration du modèle.

Le long du chemin d'écoulement, les petits ruisselets vont converger et se regrouper en écoulements concentrés. Les paramètres nécessaires pour le calcul du débit selon la formule (6.42) peuvent alors différer de ceux établis pour un écoulement en petits ruisselets.

VI.1.3.4 Ecoulement concentré

La manière la plus simple pour estimer les paramètres dans le cas d'un écoulement concentré est de se placer dans la continuité de ce qui a été proposé pour l'écoulement en ruisselets dispersés, en adoptant la même méthode pour le choix des paramètres. Là où une information plus précise peut être déterminée (suite par exemple à une observation sur le site), les valeurs des paramètres peuvent alors aisément être modifiées maille par maille pour mieux correspondre à la réalité.

Dans les mailles dont le bassin versant est suffisamment grand, l'écoulement s'apparente généralement à un petit ruisseau dont les paramètres ne sont pas forcément connus, et dont les levés de section sont généralement inexistant. Or, dans le cas d'un ruisseau, l'écoulement est concentré en un seul endroit et la largeur d'écoulement ne dépend donc plus de la largeur de la maille. Les valeurs caractéristiques l_{ini} et l_A dépendent donc directement de la taille de maille utilisée. Autrement dit, il faut donc passer d'une modélisation répartie (par unité de largeur de maille) à une modélisation concentrée.

L'étude de l'évolution de ces paramètres n'a pas été réalisée dans le cadre de cette thèse. Néanmoins, nous proposons une piste de solution consistant à utiliser une fonction continue entre les paramètres pour le ruissellement diffus et pour le ruissellement concentré. Soit, pour le ruissellement diffus,

$$L_{dif,ini} = l_{dif,ini} dx \text{ et } L_{dif,A} = l_{dif,A} dx \quad (6.54)$$

Avec l_{ini} et l_A donnés par les relations (6.53) ; pour le ruissellement concentré, $L_{riv,ini}$, $L_{riv,A}$ et A sont déterminés en fonction du bassin versant (voir chapitre VII.3.1.6). Les paramètres effectifs pour une maille quelconque seraient alors écrits

$$\begin{aligned} L_{ini} &= \alpha L_{dif,ini} + (1 - \alpha) L_{riv,ini} \\ L_A &= \alpha L_{dif,A} + (1 - \alpha) L_{riv,A} \\ A &= \min(\alpha A_{dif} + (1 - \alpha) L_{riv,A}; A_{dif}) \end{aligned} \quad (6.55)$$

où α est une fonction continue permettant la transition entre les deux états, par exemple une fonction de type exponentielle :

$$\alpha = \exp(-\beta A) \quad (6.56)$$

Où $A [m^2]$ est le bassin versant propre de la maille et $\beta [-]$ est une constante.

Cette première approche reste à approfondir dans le cadre d'études ultérieures sur le sujet.

VI.2 Ecoulement hypodermique

Nous allons maintenant étudier les écoulements dans une couche de sol aux propriétés homogènes. Cette couche peut par exemple correspondre à la couche hypodermique rapide (voir chapitre IV.3.1.3) ou à la couche hypodermique lente (voir chapitre IV.3.1.4).

La couche est considérée comme ayant des propriétés homogènes sur toute sa hauteur. Elle est supposée pouvoir accumuler de l'eau dans le fond (saturation par le bas), suite à la présence d'une nappe ou d'un sol peu perméable. Nous distinguons dès lors deux parties dans la couche : la partie saturée, d'épaisseur $h_{s,}$ et la partie non saturée, d'épaisseur h_u (voir Figure VI-7).

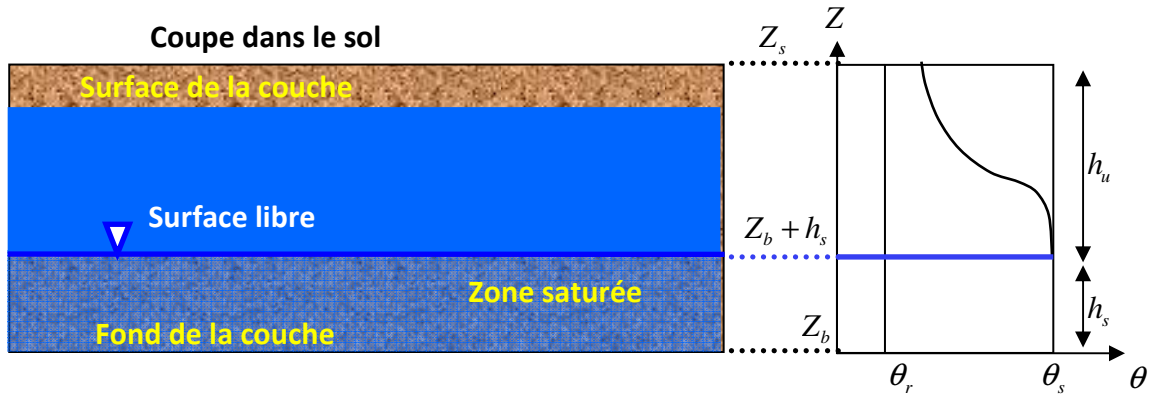


Figure VI-7 : Schéma conceptuel d'une couche de sol.

Dans un premier temps, les équations régissant les écoulements dans la couche de sol sont développées en considérant des axes de référence droits (l'axe x est horizontal et l'axe y est vertical). De plus, les axes principaux liés à la perméabilité du sol sont considérés alignés sur les axes de référence³².

Nous allons aborder l'écoulement dans la zone complètement saturée, pour ensuite aborder l'écoulement dans la zone non saturée. Rappelons que dans le cadre du modèle envisagé, l'objectif est d'aboutir à un modèle multicouches, chaque couche étant modélisée grâce à des équations intégrées sur la hauteur.

Le chapitre VI.2.1 est donc consacré à l'intégration sur la hauteur des équations régissant l'écoulement dans la partie saturée de la couche. Celle-ci est réalisée en considérant un profil de vitesses linéaires, ce qui permet de tenir compte de l'influence des débits verticaux au fond et à la surface de la zone saturée sur le profil de pression. Le cas de la couche totalement saturée est traité grâce à l'introduction d'une relation Volume-Pression représentative d'une compressibilité du sol (chapitre VI.2.2).

Les équations de l'écoulement dans la partie non saturée de la couche sont ensuite développées (chapitre VI.2.3). Ces équations font apparaître des termes de débits latéraux qui dépendent du profil d'humidité dans le sol. Ces termes sont alors développés selon deux cas particuliers.

Le premier cas ne fait pas d'hypothèse sur la forme du profil d'humidité, mais caractérise celui-ci via un coefficient de répartition particulier. Une équation additionnelle est ajoutée de manière à calculer l'évolution de ce « coefficient de répartition ». Le deuxième cas exploite les profils d'humidité rectangulaires déjà utilisés dans les modèles d'infiltration proposés au chapitre V.5 pour calculer le débit latéral. Ces profils étant définis par plusieurs inconnues, une équation de moment supplémentaire est proposée en complément de l'équation de continuité.

La zone saturée et la zone non saturée étant gérées séparément, le chapitre VI.2.6 est donc consacré aux échanges d'eau entre ces deux zones. Enfin, le chapitre XII.23.6 permet d'étendre les développements précédents dans le cas d'un milieu anisotrope.

VI.2.1 Ecoulement dans la zone saturée : développement des équations intégrées sur la hauteur

Puisque nous sommes dans un milieu saturé, nous allons appliquer la loi de Darcy qui régit l'écoulement dans un milieu poreux saturé :

$$\nabla q - T_{s,h} = 0 \quad (6.57)$$

³² De manière générale, la perméabilité du sol est une propriété directionnelle et s'exprime donc sous une forme matricielle possédant des termes croisés. Le chapitre VI.2.7 aborde cette question plus en profondeur.

où $T_{s,h}$ [s^{-1}] est un éventuel terme source en eau dans la zone saturée (par exemple l'absorption d'eau par les plantes. Rappelons que nous cherchons à obtenir un modèle intégré sur la hauteur. A cette fin, nous intégrons l'équation de Darcy sur l'épaisseur de la couche saturée. Les développements complets sont présentés à l'annexe XII.19. L'opération d'intégration nécessite la connaissance du profil de vitesses verticales dans la couche. La première approche possible consiste simplement à considérer que les vitesses verticales sont négligeables, ce qui permet d'aboutir à l'équation suivante, de type diffusif :

$$\Delta\theta \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} + \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \right]_{Z_b+h_s} \quad (6.58)$$

où $\Delta\theta$ [-] est la porosité libre dans la partie non saturée de la couche, $\overline{T_{s,h}}$ représente la valeur moyenne du terme source sur la couche considérée, K_x [m/s] est la perméabilité selon l'axe x , q_{tr} [m/s] est le débit transféré entre la couche saturée et la couche non saturée, et q_{inf} [m/s] est le débit à la frontière inférieure de la couche. Afin d'améliorer ce modèle, nous envisageons également l'utilisation d'un profil de vitesses linéaire. L'intégration de (6.57) (voir annexe XII.19) permet dans ce cas d'aboutir à l'équation suivante :

$$\Delta\theta \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \right]_{Z_b+h_s} + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h_s^2 (v_{inf} + 2v_{sup})}{K_z} \right] + \frac{h_s (v_{inf} + v_{sup})}{K_z} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right\} \quad (6.59)$$

où v_{sup} [m/s] et v_{inf} [m/s] sont les vitesses respectivement au dessus et en dessous de la couche, K_z est la perméabilité selon l'axe z ,

VI.2 Introduction d'une relation Volume-Pression pour la zone saturée

Si la hauteur de la zone saturée augmente jusqu'à atteindre la limite supérieure de la couche ($Z_b + h_s = Z_s$), alors on observe une résurgence de la nappe. La hauteur d'eau dans la couche ne peut donc plus varier et l'écoulement se met en pression. Le terme instationnaire de l'équation (6.59) disparaît alors, et il n'est plus possible de résoudre l'équation par une méthode explicite. Il est dans ce cas nécessaire de passer à une résolution implicite de l'équation de Darcy afin de déterminer le potentiel en chaque maille.

Afin de pouvoir conserver une méthode de résolution explicite, il est nécessaire de réintroduire un terme instationnaire dans l'équation lorsque la maille est saturée. Dans ce qui précède, le taux d'humidité de la maille à la saturation était une propriété constante du sol, ce qui traduit une indéformabilité du sol. Si l'on tient compte de la compressibilité du sol sous la pression, l'eau peut continuer à s'accumuler dans la maille, même lorsque le niveau de l'eau atteint la surface. La quantité d'eau ainsi que la pression dans la maille sont naturellement liées. De ce fait, lorsque le volume d'eau dans le sol est connu, il est possible d'en déduire la pression.

VI.2.2.1 Relation Volume-Pression linéaire

A la saturation, lorsque la pression de l'eau augmente, les bulles d'air encore présentes dans le sol sont comprimées, et l'espace disponible pour l'eau augmente très légèrement. Afin de tenir compte de cet effet, nous proposons d'utiliser la relation linéaire suivante :

$$\theta(p) = \theta_s + \varepsilon p \quad (6.60)$$

où θ_s [m] est le taux d'humidité à la saturation pour une pression nulle ; p [m] est la pression locale exercée par l'eau ; ε [-] est un coefficient de proportionnalité dépendant du type de sol.

Afin d'étudier l'effet de cette compressibilité sur le volume d'eau accumulable dans la couche étudiée, nous intégrons cette expression sur la hauteur. Nous nous plaçons ici dans l'hypothèse de vitesses verticales faibles, ce qui implique un potentiel ψ constant sur la hauteur et une distribution de pression linéaire. Notons que dans ce qui suit, V_s représente un volume d'eau par unité de surface.

$$\begin{aligned} V_s &= \int_0^{h_s} \theta_s + \varepsilon(p_s + z') dz' \\ &= \theta_s h_s + \varepsilon h_s \left(p_s + \frac{h_s}{2} \right) \end{aligned} \quad (6.61)$$

où p_s [m] est la pression au dessus de la lame d'eau et $z' = z - Z_b$.

Deux situations peuvent se présenter.

- a) La couche n'est pas remplie. Dans ce cas, la pression est nulle à la surface ($p_s=0$), le potentiel est dans ce cas égal à $Z_b + h_s$. L'équation (6.61) devient

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\varepsilon}{2} h_s^2 + \theta_s h_s \\ \Rightarrow h_s &= \frac{-\theta_s + \sqrt{\theta_s^2 + 2\varepsilon V_s}}{\varepsilon} \\ \Rightarrow \psi_s &= Z_b + \frac{-\theta_s + \sqrt{\theta_s^2 + 2\varepsilon V_s}}{\varepsilon} \end{aligned} \quad (6.62)$$

- b) La couche est remplie. La hauteur d'eau dans la couche est égale à son épaisseur ($e_h=Z_s - Z_b$), soit $h_s=e_h$. De plus, la pression à la surface de la couche est égale à $\psi_s - Z_s$. Dans ce cas, il vient

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\varepsilon}{2} e_h^2 + e_h (\theta_s + \varepsilon(\psi_s - Z_s)) \\ \Rightarrow \psi_s - Z_s &= \frac{1}{\varepsilon} \left(\frac{V_s}{e_h} - \frac{\varepsilon}{2} e_h - \theta_s \right) \\ \Rightarrow \psi_s &= Z_s - \frac{e_h}{2} + \frac{1}{\varepsilon} \left(\frac{V_s}{e_h} - \theta_s \right) \end{aligned} \quad (6.63)$$

VI.2.2.2 Relation linéaire partielle

En pratique, l'intérêt de tenir compte d'une certaine compressibilité est essentiellement numérique. L'objectif est en effet de conserver un terme instationnaire dans l'équation afin de pouvoir conserver un schéma de résolution explicite. Afin de simplifier les équations tout en conservant cet objectif, il est possible de ne pas tenir compte de la compression variable sur toute la couche, mais simplement de prendre l'hypothèse que la compression est uniforme sur la couche et dépend uniquement de la pression à la surface :

$$\theta = \theta_s + \varepsilon p_s \quad (6.64)$$

$$V_s = (\theta_s + \varepsilon p_s) h \quad (6.65)$$

Dans ce cas, il vient

$$\psi_s = Z_b + \frac{V_s}{\theta_s} \quad (6.66)$$

lorsque la couche n'est pas remplie, et

$$\psi_s = Z_s + \frac{1}{\varepsilon} \left(\frac{V_s}{e_h} - \theta_s \right) \quad (6.67)$$

lorsque la couche est remplie. Cette approche revient à ne tenir compte d'un effet de compressibilité qu'à partir du moment où la couche est remplie.

VI.2.2.3 Stabilité du système avec la relation Volume-Pression

L'introduction d'une relation volume-pression pour la résolution de l'écoulement dans la partie saturée de la couche hypodermique permet d'utiliser un schéma de résolution explicite. Cependant, nous allons montrer que lorsque le niveau de la zone saturée atteint la surface, le critère de stabilité pour la résolution numérique explicite de l'équation devient d'autant plus restrictif que la relation entre le volume et la pression $\psi(V)$ possède une dérivée importante.

Par souci de clarté, dans la suite de ce paragraphe, nous laissons tomber les indices s qui indiquent que l'on se trouve dans la partie saturée de la couche hypodermique. Nous utilisons donc les notations V, h, ψ au lieu de V_s, h_s, ψ_s . De même, la perméabilité et le taux d'humidité à la saturation, K_s et θ_s , sont notés K et θ dans la suite de ce chapitre. L'équation (6.58) qui régit l'écoulement peut s'écrire en fonction de l'inconnue conservative V :

$$\frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left[Kh(V) \frac{\partial \psi(V)}{\partial x} \right] = TS \quad (6.68)$$

où TS [m/s] regroupe tous les termes sources (termes sources internes et débits aux frontières).

Afin d'effectuer l'analyse de stabilité, cette équation est mise sous sa forme quasi-linéaire et les termes source ne sont pas pris en compte (voir annexe XII.9 pour plus de détails sur l'analyse de stabilité). L'équation à analyser devient

$$\Rightarrow \frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \psi}{\partial V} \right) \frac{\partial V}{\partial x} - \left(Kh \frac{\partial \psi}{\partial V} \right) \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} = 0 \quad (6.69)$$

De plus, si la relation (6.60) est utilisée pour la porosité, il vient

$$\begin{aligned} h \frac{\partial \psi}{\partial V} &= \frac{(\psi - Z_b)}{\sqrt{\theta^2 + 2\varepsilon V}} = \frac{(\psi - Z_b)}{\varepsilon(\psi - Z_b) + \theta} \quad \text{si } h \leq e_s \\ h \frac{\partial \psi}{\partial V} &= \frac{e_s}{\varepsilon e_s} = \frac{1}{\varepsilon} \quad \text{si } h = e_s \end{aligned} \quad (6.70)$$

Afin de simplifier l'écriture de (6.69), il est utile de poser

$$f = \begin{cases} K \frac{(\psi - Z_b)}{\varepsilon(\psi - Z_b) + \theta} & \text{si } \psi \leq Z_s \\ K \frac{1}{\varepsilon} & \text{si } \psi \geq Z_s \end{cases} \quad (6.71)$$

qui peut aussi s'écrire sous la forme plus compacte

$$f = \frac{K(\psi - Z_b)}{\varepsilon(\psi - Z_b) + \theta H_{Z_b + e_h - \psi}} \quad (6.72)$$

où H_x est la fonction de Heaviside qui vaut 0 si $x < 0$ et 1 si $x > 0$.

Par contre, en utilisant (6.64) pour la porosité, les relations obtenues sont légèrement différentes :

$$\begin{aligned} h \frac{\partial \psi}{\partial V} &= \frac{(\psi - Z_b)}{\theta} \quad \text{si } h \leq e_h \\ h \frac{\partial \psi}{\partial V} &= \frac{e_h}{\varepsilon e_h} = \frac{1}{\varepsilon} \quad \text{si } h = e_h \end{aligned} \quad (6.73)$$

Et dans ce cas la fonction f est définie par

$$f = \begin{cases} K \frac{(\psi - Z_b)}{\theta} & \text{si } \psi \leq Z_s \\ K \frac{1}{\varepsilon} & \text{si } \psi \geq Z_s \end{cases} \quad (6.74)$$

Dès lors, l'équation (6.69) peut s'écrire sous la forme

$$\Rightarrow \frac{\partial V}{\partial t} + c_0 \frac{\partial V}{\partial x} - \mu \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} = 0 \quad (6.75)$$

avec $c_0 = -\frac{\partial f}{\partial x}$ and $\mu = f$.

Pour une équation de la forme (6.75), le critère de stabilité s'écrit simplement (voir annexe XII.9) :

$$\Delta t < \frac{\Delta x^2}{c_0 \Delta x + 2\mu} \quad (6.76)$$

En choisissant par exemple un décentrement amont pour $c_0 = -\frac{\partial f}{\partial x}$, on peut réécrire le critère

$$\Delta t < \frac{\Delta x^2}{-\frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + 2f} = \frac{\Delta x^2}{-\frac{f_i - f_{i-1}}{\Delta x} \Delta x + 2f_i} = \frac{\Delta x^2}{f_{i-1} + f_i} \leq \frac{\Delta x^2}{2 \max(f_{i-1}, f_i)} \quad (6.77)$$

Comme ce critère est évalué sur tout le maillage, il revient au même d'écrire simplement

$$\Delta t < \frac{\Delta x^2}{2f_i}, \forall i \in \text{maillage} \quad (6.78)$$

L'assemblage des équations (6.72) et (6.78), permet d'obtenir la forme finale du critère de stabilité :

$$\Delta t < \frac{\varepsilon(\psi - Z_b) + \theta H_{Z_b + e_h - \psi}}{2K(\psi - Z_b)} \Delta x^2 \quad (6.79)$$

C'est lorsque la nappe est sous pression que le critère devient le plus restrictif. Dans ce cas, le pas de temps est limité par

$$\Delta t < \frac{\varepsilon}{2K} \Delta x^2 \quad (6.80)$$

avec des valeurs du coefficient ε généralement très faibles. Cela signifie que plus le sol est considéré comme rigide, plus le critère de stabilité sera restrictif. A la limite, pour un sol incompressible ($\varepsilon=0$), le pas de temps devient nul, ce qui signifie qu'un schéma explicite de résolution ne peut être utilisé. A l'opposé, moins le sol sera rigide, et plus le schéma de résolution sera stable. Il est donc intéressant pour la stabilité de le choisir ε le plus grand possible, mais il doit néanmoins être en accord avec la physique du sol. En pratique, à défaut d'autres données plus précises, nous suggérons de ne pas dépasser la valeur $\varepsilon=0,01$.

VI.2.3 Equations de l'écoulement dans la zone non saturée

Parmi les modèles d'écoulement dans le sol, il en existe peu qui permettent de modéliser l'écoulement latéral en milieu non saturé de manière simplifiée. Généralement, seuls les modèles résolvant l'équation de Richards de manière totalement tridimensionnelle permettent de tenir compte d'un écoulement latéral dans la zone non-saturée du sol. La plupart du temps, les modèles négligent cette composante de l'écoulement latéral et utilisent uniquement une discrétisation 1D verticale dans la zone non saturée. Cependant, d'après Kumar [67; 105], cette composante peut être significative et la négliger peut dans certains cas engendrer des erreurs dans l'estimation des débits. Dès lors, il semble intéressant d'inclure le transport de la zone non saturée dans la couche hypodermique.

Dans l'esprit de développement d'un modèle multicouche, il est exclu de discrétiser cette zone à l'aide d'une approche 3D complète. Le transport dans la zone non saturée va donc être modélisée à l'aide d'équations intégrées sur la hauteur afin d'être en cohérence avec l'ensemble du modèle qui utilise une telle approche. Cette intégration sur la hauteur a bien sûr un coût. En effet, l'information sur la distribution de l'humidité dans la couche n'est pas conservée lors de l'opération d'intégration, l'unique renseignement restant sur le profil étant l'humidité moyenne dans la couche. Or, cette information est loin d'être suffisante étant donné la complexité des équations intervenant dans l'écoulement en zone non saturée.

Afin de parer à ce problème, un enrichissement du modèle intégré sur la hauteur est nécessaire. Cela peut se faire en décrivant le profil d'humidité de manière plus précise à l'aide d'une ou plusieurs inconnues supplémentaires dont l'évolution est déterminée grâce à des équations additionnelles. Des méthodes semblables, utilisant des équations de moment, ont déjà été appliquées avec succès dans d'autres domaines, par exemple dans les écoulements à surface libre [169; 42] et dans le transport par suspension [71; 99]. La difficulté principale tient dans la définition a priori d'une forme de profil d'humidité capable de représenter correctement les profils réels mais qui ne soit déterminée que par un nombre limité d'inconnues, en l'occurrence le taux d'humidité moyen et un paramètre additionnel.

VI.2.3.1 Equation de continuité dans la zone non saturée

Avant de revenir plus en détail sur les profils à utiliser pour le calcul des débits horizontaux, nous allons examiner ce que devient l'équation de continuité dans la zone non saturée. L'équation de continuité non intégrée s'écrit (voir chapitre IV.2.3) :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla q = T_{s,u} \quad (6.81)$$

De la même manière que pour la zone saturée, une intégration complète de l'équation de continuité sur l'épaisseur de la couche est réalisée (voir annexe XII.21), ce qui permet d'aboutir à l'équation suivante :

$$\frac{\partial V_u}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,u}} + q_{tr,tot} - q_{sup} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} q_{u,x} dz \quad (6.82)$$

Pour pouvoir calculer l'évolution du volume d'eau, il est nécessaire de connaître, outre les débits aux frontières supérieure et inférieure et le terme source, les débits horizontaux apparaissant dans la couche.

VI.2.3.2 Calcul direct du débit latéral dans le cas du front d'infiltration rectangulaire

L'approche précédente a fait appel à l'utilisation d'un potentiel particulier pour transformer l'équation (6.94) de manière à la rendre intégrable. Nous proposons ensuite une autre approche, basée sur une séparation du domaine d'intégration en plusieurs parties. Dans le cas du front d'infiltration rectangulaire uniforme se situe dans la discontinuité à l'interface entre la partie saturée et la partie non saturée. En effet, celles-ci prises indépendamment ont chacune des propriétés uniformes et permettent une intégration aisée de l'équation (6.94). Au niveau de l'interface, afin d'éviter le problème de la discontinuité, nous étalons l'interface sur une hauteur ε , ce qui permet de la rendre continue. Le passage à la limite pour $\varepsilon \rightarrow 0$ nous permettra alors de retomber sur le cas du front d'infiltration rectangulaire. Afin de simplifier les équations, nous considérons l'axe x horizontal.

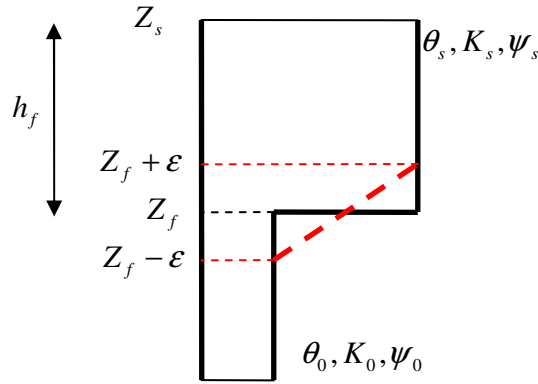


Figure VI-8 : Calcul du débit horizontal dans le cas d'un front rectangulaire par passage à la limite.

$$\begin{aligned}
 Q &= \int_{Z_i}^{Z_s} q dz = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left(\int_{Z_i}^{Z_f - \varepsilon} q dz + \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} q dz + \int_{Z_f + \varepsilon}^{Z_s} q dz \right) \\
 &= \underbrace{- \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left(K_0 \int_{Z_i}^{Z_f - \varepsilon} \frac{\partial \psi}{\partial x} dz \right)}_{I_1} - \underbrace{\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} K \frac{\partial \psi}{\partial x} dz}_{I_2} - \underbrace{\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left(K_{sat} \int_{Z_f + \varepsilon}^{Z_s} \frac{\partial \psi}{\partial x} dz \right)}_{I_3}
 \end{aligned} \tag{6.83}$$

Développons les différents termes :

$$\begin{aligned}
 I_1 &= K_0 \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{Z_i}^{Z_f - \varepsilon} \frac{\partial \psi}{\partial x} dz \\
 &= K_0 \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_f - \varepsilon} \psi dz - \psi_{Z_f - \varepsilon} \frac{\partial (Z_f - \varepsilon)}{\partial x} + \psi_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] \\
 &= K_0 \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_f} \psi_0 dz - \psi_{0,f} \frac{\partial Z_f}{\partial x} + \psi_{0,i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] \\
 &= K_0 \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_f} \psi_0 dz - K_0 \psi_{0,f} \frac{\partial Z_f}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{6.84}$$

Et, de même,

$$\begin{aligned}
 I_3 &= K_s \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{Z_f + \varepsilon}^{Z_s} \frac{\partial \psi}{\partial x} dz \\
 &= K_s \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f + \varepsilon}^{Z_s} \psi dz - \psi_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \psi_{Z_f - \varepsilon} \frac{\partial (Z_f + \varepsilon)}{\partial x} \right] \\
 &= K_s \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} \psi_{sat} dz - \underbrace{\psi_{sat,s} \frac{\partial Z_s}{\partial x}}_0 + \psi_{sat,f} \frac{\partial Z_f}{\partial x} \right] \\
 &= K_s \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} \psi_{sat} dz + K_{sat} \psi_{sat,f} \frac{\partial Z_f}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{6.85}$$

$$\begin{aligned}
 I_2 &= \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} K \frac{\partial \psi}{\partial x} dz = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \frac{\partial K \psi}{\partial x} - \psi \frac{\partial K}{\partial x} dz \\
 &= \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[\underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} K \psi dz}_{\rightarrow 0} - K_{sat} \psi_{sat,f} \frac{\partial (Z_f + \varepsilon)}{\partial x} + K_{ns} \psi_{ns,f} \frac{\partial (Z_f - \varepsilon)}{\partial x} - \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \psi \frac{\partial K}{\partial x} dz \right] \\
 &= \frac{\partial Z_f}{\partial x} (-K_{sat} \psi_{sat,f} + K_{ns} \psi_{ns,f}) + \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[- \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \psi \frac{\partial K}{\partial x} dz \right]
 \end{aligned} \tag{6.86}$$

En insérant les équations (6.84), (6.85) et (6.86) dans (6.83), nous obtenons

$$Q = -K_0 \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_f} \psi_0 dz - \frac{\partial}{\partial x} K_{sat} \int_{Z_f}^{Z_s} \psi_{sat} dz + \underbrace{\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[\int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \psi \frac{\partial K}{\partial x} dz \right]}_{I_4} \tag{6.87}$$

Dans le cas où ψ_0 est constant selon l'axe x, il vient alors

$$Q = (K_{sat} \psi_{sat} - K_0 \psi_0) \frac{\partial Z_f}{\partial x} + \underbrace{\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \left[\int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \psi \frac{\partial K}{\partial x} dz \right]}_{I_4} \tag{6.88}$$

L'intégrale I_4 ne peut cependant être développée qu'en fixant la relation entre ψ et K . A titre d'exemple, utilisons la relation de Brooks-Correy (chapitre IV.2.2.1). Nous avons dans ce cas

$$\psi = \psi_b \left(\frac{K}{K_s} \right)^{\frac{-1}{\lambda n}} = \psi_b \left(\frac{K}{K_s} \right)^\beta \tag{6.89}$$

où il a été posé $\beta = \frac{-1}{\lambda n}$

L'intégrale I_4 s'écrit alors

$$\begin{aligned}
 I_4 &= \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\psi}{K_s^\beta} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} K^\beta \frac{\partial K}{\partial x} dz Q = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\psi}{K_s^\beta (\beta + 1)} \int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} \frac{\partial K^{\beta+1}}{\partial x} dz \\
 &= \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\psi}{K_s^\beta (\beta + 1)} \left[\frac{\partial}{\partial x} \underbrace{\int_{Z_f - \varepsilon}^{Z_f + \varepsilon} K^{\beta+1} dz}_{\rightarrow 0} - (K_s^{\beta+1} - K_0^{\beta+1}) \frac{\partial Z_f}{\partial x} \right] \\
 &= - \frac{\psi K_s}{(\beta + 1)} \left[1 - \left(\frac{K_0}{K_s} \right)^{\beta+1} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} \\
 &= - \frac{\psi K_s}{(\beta + 1)} \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{6.90}$$

En mettant l'équation (6.90) dans (6.88), il vient alors

$$Q = (K_{sat} \psi_{sat} - K_0 \psi_0) \frac{\partial Z_f}{\partial x} - \frac{\psi K_s}{(\beta + 1)} \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} \tag{6.91}$$

En utilisant en outre la relation (6.90), il vient

$$\begin{aligned}
 Q &= (K_{sat} \psi_{sat} - K_0 \psi_0) \frac{\partial Z_f}{\partial x} - \frac{\psi_b K_s}{(\beta + 1)} \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} \\
 &= K_s \psi_b \left[1 - \left(\frac{K_0}{K_s} \right)^{\beta+1} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} - \frac{\psi_b K_s}{(\beta + 1)} \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} \\
 &= K_s \psi_b \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x} \frac{\beta + 1 - 1}{\beta + 1} \\
 &= \frac{K_s \psi_b}{1 - \lambda n} \left[1 - S_0^{3+\frac{1}{\lambda}} \right] \frac{\partial Z_f}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{6.92}$$

Nous constatons que cette approche permet d'aboutir au même résultat que le débit calculé via l'utilisation du potentiel ϕ (voir chapitre VI.2.3.2). Ce résultat est logique puisque les deux développements sont basés sur l'utilisation de la relation de Brooks-Corey entre K et ψ (§ IV.2.2.1).

VI.2.3.3 Introduction d'un potentiel pour le calcul du débit latéral

Les débits horizontaux apparaissant dans l'équation (6.82) peuvent être calculés par

$$Q_{u,x} = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} q_{u,x} dz = - \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} K_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} dz \tag{6.93}$$

A l'instar de l'équation de continuité, il est nécessaire de faire sortir l'opérateur de dérivation à l'extérieur de l'intégrale pour calculer le débit (6.93). Cependant, l'application du théorème de Leibniz (voir annexe XII.1) ne peut se faire directement sur (6.93) à cause du coefficient de perméabilité K qui se trouve hors de l'opérateur de dérivation. Afin de remédier à ce problème, nous allons utiliser un autre potentiel (« matric flux potential ») défini par

$$\phi = \int_{-\infty}^{\psi} K(\psi) d\psi \tag{6.94}$$

Cette intégrale peut être résolue analytiquement pour certaines lois de propriétés des sols. Ainsi, en choisissant les relations de Brooks-Corey (chapitre IV.2.2.1), il vient [154]

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_b \left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^{1-\lambda n} = \frac{K\psi}{1-\lambda n} \\ &= \begin{cases} \phi_b S^{n-\lambda} & \text{si } \psi < \psi_b \\ \phi_b + K_{sat} (\psi - \psi_b) & \text{si } \psi \geq \psi_b \end{cases}\end{aligned}\quad (6.95)$$

où $\phi_b = K_s \psi_b / (1 - \lambda n)$ et $S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ humidité relative du sol [-]. Utilisant en outre la relation

$$n = 3 + \frac{2}{\lambda} \quad (6.96)$$

qui relie les paramètres de Brooks-Corey (voir chapitre IV.2.2.1), nous obtenons

$$\phi = \begin{cases} \phi_b S^{3+\lambda} & \text{si } \psi < \psi_b \\ \phi_b + K_{sat} (\psi - \psi_b) & \text{si } \psi \geq \psi_b \end{cases} \quad (6.97)$$

Si la perméabilité saturée K_s est différente selon les directions, le potentiel peut être particularisé suivant x et z :

$$\phi_x = \int_{-\infty}^{\psi} K_x(\psi) d\psi = \begin{cases} \phi_{b,x} S^{3+\lambda} & \text{si } \psi < \psi_{b,x} \\ \phi_{b,x} + K_{s,x} (\psi - \psi_{b,x}) & \text{si } \psi \geq \psi_{b,x} \end{cases} \quad (6.98)$$

$$\phi_z = \int_{-\infty}^{\psi} K_z(\psi) d\psi = \begin{cases} \phi_{e,z} S^{3+\lambda} & \text{si } \psi < \psi_{e,z} \\ \phi_{e,z} + K_{s,z} (\psi - \psi_{e,z}) & \text{si } \psi \geq \psi_{e,z} \end{cases} \quad (6.99)$$

Ces potentiels sont reliés par la relation évidente

$$\frac{\phi_x}{K_{s,x}} = \frac{\phi_z}{K_{s,z}} \quad (6.100)$$

L'utilisation du potentiel ϕ permet de linéariser le terme de succion dans le calcul des débits :

$$q_x = -K_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} = -\frac{\partial \phi_x}{\partial x} \quad (6.101)$$

$$q_z = -K_z \frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\frac{\partial \phi_z}{\partial z} - K_z \quad (6.102)$$

Ainsi, le potentiel ϕ_x est utilisé pour le calcul des débits horizontaux, tandis que pour les débits verticaux, il s'agit du potentiel ϕ_z . Afin d'alléger les notations, nous laissons tomber l'indice x pour les potentiels se rapportant aux débits horizontaux : $\phi_x \rightarrow \phi$ et $\phi_{e,x} \rightarrow \phi_e$

Le débit horizontal total de la couche (6.93) est donné par

$$Q_{u,x} = - \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz \quad (6.103)$$

et nous pouvons maintenant appliquer le théorème de Leibniz (voir annexe XII.1) sur (6.103) :

$$Q_{u,x} = -\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \phi dz + \phi_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - \phi_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial x} \quad (6.104)$$

Afin de calculer le débit horizontal, nous devons donc connaître la distribution de l'humidité dans la couche.

VI.2.4 Zone non saturée avec profils quelconques

Dans le cas où le profil d'humidité est quelconque, le débit horizontal ne peut plus être calculé directement. Il est dans ce cas nécessaire de faire une hypothèse sur la forme du profil pour pouvoir intégrer les termes de l'équation (6.104). Dans les autres domaines où sont utilisés des profils enrichis (par exemple dans les écoulements à surface libre ou le transport sédimentaire), il est souvent possible d'utiliser de simples profils linéaires qui fournissent une approximation raisonnable des profils effectifs. Cependant, l'observation des profils d'humidité réels dans les sols montre une variabilité énorme qui ne peut être représentée par de simples profils linéaires. Une approche originale a donc été spécialement développée.

VI.2.4.1 Calcul du débit latéral : introduction d'un coefficient de répartition

Puisque le profil d'humidité dans la couche ne peut être déterminé, nous allons tenter de nous passer de cette connaissance en évitant de fixer une forme de profil bien déterminée. L'idée ici est de caractériser le profil d'humidité par un coefficient de répartition qui donne des indications sur la manière dont l'eau est répartie à l'intérieur de la couche, et plus précisément sur la capacité du sol humide à transférer l'eau horizontalement. En d'autres mots, la connaissance de ce coefficient et du taux d'humidité moyen doit suffire au calcul du débit horizontal, sans devoir connaître pour autant la répartition exacte de l'eau au sein de la couche.

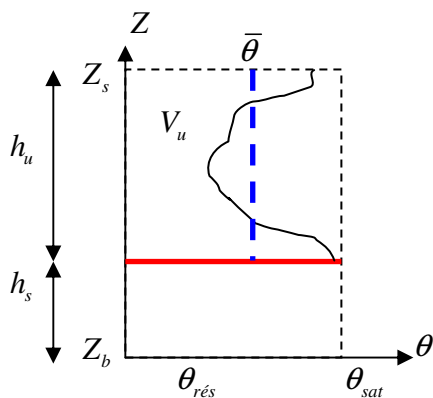


Figure VI-9 : Profil d'humidité quelconque dans la couche.

Supposons une couche de sol dont la zone insaturée occupe une hauteur h_u , dans laquelle se trouve un volume d'eau V_u . Le taux d'humidité moyen de cette couche est donné par

$$\bar{\theta} = \frac{V_u}{h_u} \quad (6.105)$$

Nous proposons pour caractériser le profil d'utiliser le coefficient de répartition suivant :

$$R = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \phi dz$$

où ϕ est le potentiel qui a été défini par (6.97). En effet, grâce à cette définition, nous pouvons déterminer le débit (6.104) à l'aide du coefficient de répartition,

$$Q_x = \frac{\partial R}{\partial x} - \phi_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \phi_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial x} \quad (6.107)$$

Ainsi, il est possible de calculer le débit horizontal Q_x sans connaître la distribution exacte de l'eau dans la couche non-saturée si le coefficient R et les potentiels (ou, de façon équivalente, les taux d'humidité) aux extrémités de la couche sont connus.

Etant donné la définition du coefficient R , il est clair que pour une même quantité d'eau, celui-ci sera plus important si l'eau sature au maximum le sol sur une hauteur plus faible que dans le cas où l'eau est répartie équitablement sur toute la hauteur de la couche. Ce coefficient sera donc maximal pour la répartition suivante :

$$\theta = \theta_{sat} \text{ sur une hauteur } h_1 = \bar{S}h_u, \text{ où } \bar{S} = \frac{\bar{\theta} - \theta_r}{\theta_s - \theta_r};$$

- $\theta = \theta_{res}$ sur le reste de la couche.

Définissons également la variable adimensionnelle

$$r = \frac{R}{a} \quad (6.108)$$

où le coefficient a est déterminé de manière à avoir un coefficient r maximal égal à 1. Il vient alors

$$1 = \frac{1}{a} \int_0^{h_u} \phi_{répartition \max} dz = \frac{1}{a} \left[\int_0^{h_i} \underbrace{\phi_{sat}}_{\phi_e} dz + \int_{h_{sat}}^{h_u} \underbrace{\phi_{res}}_0 dz \right] = \frac{1}{a} \phi_e \bar{S} h_u \quad (6.109)$$

$$\Rightarrow \frac{1}{a} = \frac{1}{\phi_e \bar{S} h_u}$$

$$\Rightarrow r = \frac{1}{\phi_e \bar{S} h_u} \int_0^{h_u} \phi dz \quad (6.110)$$

Notons que pour tout profil d'humidité, il est possible de trouver le profil uniforme (c'est-à-dire qui a un taux d'humidité constant sur une certaine hauteur et qui est égal au taux d'humidité résiduel sur le reste de la couche) qui possède le même coefficient de répartition. Pour un profil uniforme, le coefficient r prend la valeur

$$r_{unif} = \frac{1}{\phi_e \bar{S} h_u} \int_0^{h_u \frac{\bar{S}}{S_{unif}}} \phi_{unif} dz$$

$$= \frac{\phi_{unif}}{\phi_e S_{unif}} = \frac{\phi_e S_{unif}^{3+\frac{1}{\lambda}}}{\phi_e S_{unif}}$$

$$\Rightarrow r_{unif} = S_{unif}^{2+\frac{1}{\lambda}} \quad (6.111)$$

où $S_{unif} = \frac{\theta_{unif} - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$. Nous obtenons donc une relation univoque et explicite entre le coefficient R et le taux d'humidité du profil uniforme correspondant. Dès lors nous pouvons faire correspondre un profil uniforme équivalent à tout profil quelconque dont le coefficient de répartition et le taux d'humidité moyen sont connus.

VI.2.4.2 Evolution du Coefficient de Répartition

Maintenant que nous avons défini le coefficient de répartition, il est indispensable de pouvoir évaluer son évolution au cours du temps. En effet, puisque l'objectif en utilisant un tel coefficient est de se passer de la connaissance profil d'humidité, nous devons trouver un autre moyen de le déterminer. A cette fin, nous écrivons une équation de transport pour le coefficient de répartition. Pour plus de clarté, nous effectuons ici les développements à 2D, mais l'extension à 3D est immédiate, les termes selon l'axe y étant similaires à ceux selon l'axe x . Nous partons de l'équation locale de continuité (équation de Richards, voir chapitre IV.2.3), que nous écrivons en fonction du potentiel ϕ :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\partial K_z}{\partial z} + T_{s,u} \quad (6.112)$$

où $T_{s,u}$ [s^{-1}] est un terme source du milieu non saturé (extraction racinaire...)

Par ailleurs,

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\phi_e S^{3+\gamma_\lambda} \right) = \phi_e \left(3 + \gamma_\lambda \right) S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\phi_e \left(3 + \gamma_\lambda \right) S^{2+\gamma_\lambda}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (6.113)$$

Il vient alors

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial t} &= \frac{\phi_e \left(3 + \gamma_\lambda \right) S^{2+\gamma_\lambda}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_z}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 K_z}{\partial z^2} + T_s \right] \\ &= \frac{\phi_e \left(3 + \gamma_\lambda \right)}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \left[S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) + T_{s,u} \right] \end{aligned} \quad (6.114)$$

Nous pouvons maintenant intégrer cette relation sur la hauteur. Pour cela, nous cherchons les intégrales des différents termes de droite. L'intégrale du premier terme entre les crochets est donnée par

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} dz \quad (6.115)$$

Afin de pouvoir développer cette intégrale, nous nous plaçons dans l'hypothèse que

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} dz = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial}{\partial x} \left(S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) dz, \quad (6.116)$$

ce qui revient à supposer que, en moyenne sur la hauteur, la variation de $S^{2+\gamma_\lambda}$ selon x est relativement faible. Le terme (6.115) peut alors être développé par la règle de Leibniz :

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial}{\partial x} \left(S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \left[S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial x} \quad (6.117)$$

L'intégrale

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz \quad (6.118)$$

ne peut cependant être évaluée directement si l'on ne connaît pas le profil d'humidité. Afin de résoudre ce problème, nous introduisons un coefficient d'inégale répartition ω tel que

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz = \omega S_{unif}^{2+\gamma_\lambda} \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz \quad (6.119)$$

où S_{unif} [-] est le taux d'humidité du profil uniforme correspondant défini précédemment. Utilisant en outre les relation (6.103) et (6.111), il vient

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} dz = - \frac{\partial}{\partial x} (\omega r Q_{u,x}) \quad (6.120)$$

Le coefficient ω constitue un « coefficient d'inégale répartition » qui varie en fonction de la répartition de l'humidité sur la couche et vaut 1 pour un profil uniforme.

L'intégration sur la hauteur du deuxième terme dans les crochets de (6.114) aboutit à

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) dz \quad (6.121)$$

Nous pouvons développer ce terme grâce à une intégration par parties :

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) dz = \left[S^{2+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) \right]_{Z_s} - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) \right]_{Z_b+h_s} \quad (6.122)$$

$$- (2 + \gamma_\lambda) \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{1+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) dz$$

Le terme de droite

$$- (2 + \gamma_\lambda) \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{1+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) dz = (2 + \gamma_\lambda) \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{1+\gamma_\lambda} q_z dz \triangleq h_u T_{s,R} \quad (6.123)$$

représente l'évolution interne du coefficient R, c'est-à-dire les variations de ce coefficient dues aux débits verticaux sur l'épaisseur de la couche non saturée.

En incluant (6.117) et (6.122) dans (6.114), et en remarquant que

$$\left[S^{2+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) \right]_{Z_s} - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} = - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_s} q_{\text{sup}} \quad (6.124)$$

$$\left[S^{2+\gamma_\lambda} \left(\frac{\partial \phi_z}{\partial z} + K_z \right) \right]_{Z_b+h_s} - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h)}{\partial x} = - \left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_b+h_s} q_{\text{tr}} \quad (6.125)$$

où q_{sup} [m/s] et q_{tr} [m/s] sont les débits par unité de largeur traversant respectivement la frontière supérieure et la frontière inférieure (du bas vers le haut); et que l'intégrale sur la hauteur du terme de gauche de (6.114) est quant à elle donnée par

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial \phi}{\partial t} dz = \frac{\partial}{\partial t} \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \phi dz + [\phi]_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial t}, \quad (6.126)$$

il vient

$$\frac{\partial R}{\partial t} = - [\phi]_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial t} + \frac{\phi_e \left(3 + \gamma_\lambda \right)}{\theta_{\text{sat}} - \theta_{\text{res}}} \left[- \left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_s} q_{z,s} + \left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_b+h_s} q_{z,i} - \frac{\partial}{\partial x} (\omega r Q_x) + h_u T_{s,R} + h_u \overline{T_{s,u}} \right] \quad (6.127)$$

L'équation (6.127), qui décrit l'évolution du coefficient de répartition R , fait apparaître plusieurs termes qui peuvent être interprétés de la façon suivante.

- Le terme $- [\phi]_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial t}$ représente l'évolution de R lorsque la frontière inférieure évolue.
- Le terme $-\frac{\partial}{\partial x} (\omega r Q_x)$ relate les variations de R liées aux flux horizontaux
- Les termes $- \left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_s} q_{\text{sup}}$ et $\left[S^{2+\gamma_\lambda} \right]_{Z_b+h_s} q_{\text{tr}}$ tiennent compte des débits échangés au niveau des frontières supérieure et inférieure

- Le terme $h_u T_{s,R} = \left(2 + \frac{\gamma}{\lambda}\right) \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{1+\frac{\gamma}{\lambda}} q_z dz$ est un terme source lié aux variations de R résultant de débits verticaux internes à la couche
- Le terme $h_u \overline{T_{s,u}} = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} S^{2+\frac{\gamma}{\lambda}} T_{s,u} dz$ intervient pour tenir compte d'un terme source éventuel, tel que par exemple l'effet des plantes.

Puisque nous ne connaissons pas la distribution exacte de l'humidité dans la couche, il n'est pas possible de calculer exactement la valeur du terme source $h_u S_R$. Néanmoins, un raisonnement plus physique permet de mettre au point une méthode pour évaluer ce terme. En effet, les débits verticaux à l'intérieur de la couche sont régis par les différentiels de potentiel verticaux, et tendent à amener le système vers une configuration d'équilibre. Dès lors, cela peut se traduire en utilisant un terme source qui tend vers la configuration à l'équilibre, définie par une valeur de $\bar{\theta}_{\dot{e}q}$ et de $r_{\dot{e}q}$. Nous pouvons par exemple adopter pour le terme source $h_u T_{s,R}$ une forme simple telle que

$$h_u T_{s,R} = \mp \alpha h_u \left| r - r_{\dot{e}q} \right|^\beta \quad (6.128)$$

où α et β sont des paramètres à déterminer sur base d'une étude de l'évolution spontanée d'un profil quelconque vers un profil d'équilibre. Les valeurs de $\bar{\theta}_{\dot{e}q}$ et de $r_{\dot{e}q}$ caractérisant le profil à l'équilibre sont discutées plus loin.

Intéressons-nous maintenant au terme $-\left[S^{2+\frac{\gamma}{\lambda}} \right]_{Z_b+h_s} q_{tr}$, qui rend compte de l'effet des débits entre la zone saturée et la zone non-saturée. Ces débits sont toujours accompagnés par des débits verticaux à l'intérieur de la couche, qui vont tendre à ajuster le profil d'humidité en fonction de la condition limite à la base. Dès lors, les effets de ce terme peuvent être inclus dans le terme source plus global (6.128). Par contre, le terme $-\left[S^{2+\frac{\gamma}{\lambda}} \right]_{Z_s} q_{sup}$, qui rend compte de l'effet du débit entrant par le dessus (infiltration), va perturber l'équilibre. Pour le calcul de ce terme, il faut alors connaître le taux d'humidité à la surface.

La méthode qui vient d'être décrite permet donc de modéliser l'écoulement dans la zone saturée à l'aide d'une inconnue supplémentaire dont l'évolution est décrite par une équation additionnelle. Notons que ce modèle nécessite la connaissance du taux d'humidité en surface pour le calcul de l'évolution du coefficient R . Il doit donc être combiné avec un modèle d'infiltration qui fournit cette donnée. Ce modèle implique l'utilisation d'une inconnue supplémentaire (R ou r) différente des inconnues utilisées dans les modèles d'infiltration décrits au paragraphe précédent, ce qui augmente le nombre d'inconnues nécessaires dans le modèle combinant infiltration et écoulement dans la couche hypodermique.

VI.2.4.3 Configuration à l'équilibre

Le taux d'humidité dans un profil à l'équilibre est caractérisé par des débits nuls. Par conséquent, le potentiel doit être constant sur la hauteur, et la hauteur de succion en un point de la zone non saturée est donc égale à l'altitude de ce point par rapport à la limite inférieure de la zone plus la hauteur de succion à cette limite :

$$\psi = \psi_i - (z - Z_i) \quad (6.129)$$

L'humidité relative moyenne de la zone insaturée dans une configuration d'équilibre peut être calculée par

$$\bar{S}_{\acute{e}q} = \frac{1}{e} \int_{Z_i+h_s}^{Z_i} S_{\acute{e}q} dz \quad (6.130)$$

où e [m] est l'épaisseur de la couche de sol considérée. La formule de Brooks-Corey nous permet d'exprimer le taux d'humidité en fonction du potentiel :

$$\begin{cases} S = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda & \psi < \psi_b \\ S = 1 & \psi > \psi_b \end{cases} \quad (6.131)$$

Nous devons alors distinguer deux cas :

- a) $\psi_i < \psi_b$ (le fond de la couche considérée n'est pas saturé)

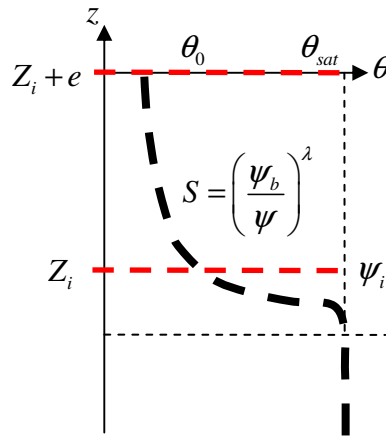


Figure VI-10 : Profil d'humidité à l'équilibre dans une couche non saturée à la base.

Le taux d'humidité moyen de la couche vaut alors

$$\begin{aligned} \bar{S}_{\acute{e}q} &= \frac{1}{e} \int_{Z_i}^{Z_i+e} S_{\acute{e}q} dz = \frac{1}{e} \int_{Z_i}^{Z_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\psi_i + (z - Z_i)} \right)^\lambda dz = \frac{1}{e} \int_{\psi_i}^{\psi_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\zeta} \right)^\lambda dz \\ &= \frac{(-\psi_b)^\lambda}{\lambda - 1} \left[\frac{1}{(-\psi_i)^{\lambda-1}} - \frac{1}{(-\psi_i - e)^{\lambda-1}} \right] \end{aligned} \quad (6.132)$$

Le coefficient de répartition (voir chapitre VI.2.4.1) peut également être calculé pour le profil à l'équilibre :

$$\begin{aligned} R_{\acute{e}q} &= \int_{Z_i}^{Z_i+e} \phi_{\acute{e}q} dz = \phi_e \int_{Z_i}^{Z_i} \left(\frac{\psi_b}{\psi_{\acute{e}q}} \right)^{3\lambda+1} dz = \phi_e \int_{\psi_i}^{\psi_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\zeta} \right)^{3\lambda+1} d\zeta \\ &= \phi_e \frac{(-\psi_b)^{3\lambda+1}}{3\lambda} \left[\frac{1}{(-\psi_i)^{3\lambda}} - \frac{1}{(-\psi_i - e)^{3\lambda}} \right] \end{aligned}$$

- b) $\psi_i > \psi_b$ (le fond de la couche considérée est saturé)

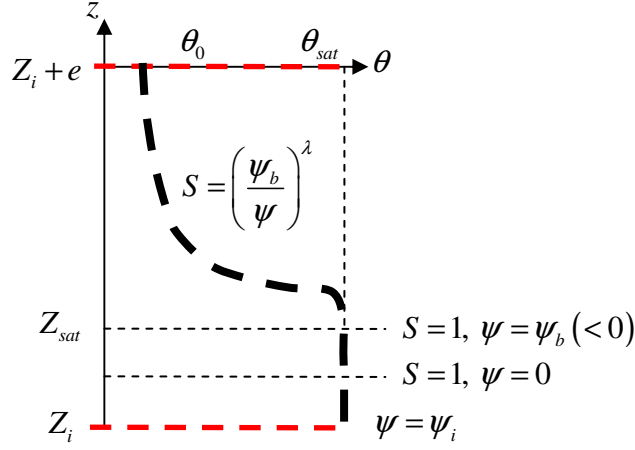


Figure VI-11 : Profil d'humidité à l'équilibre dans une couche saturée à la base.

En exploitant la relation (6.131), le taux d'humidité moyen (6.130) devient

$$\begin{aligned}
 \bar{S}_{\acute{e}q} &= \frac{1}{e} \int_{Z_i}^{Z_{sat}} 1 dz + \frac{1}{e} \int_{Z_{sat}}^{Z_i+e} S_{\acute{e}q} dz \\
 &= \frac{1}{e} (Z_{sat} - Z_i) + \frac{1}{e} \int_{Z_{sat}}^{Z_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\psi_i + (z - Z_i)} \right)^\lambda dz \\
 &= \frac{1}{e} (\psi_i - \psi_b) + \frac{1}{e} \int_{\psi_b}^{\psi_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\zeta} \right)^\lambda dz \\
 &= \frac{1}{e} (\psi_i - \psi_b) + \frac{1}{e} \frac{(-\psi_b)^\lambda}{\lambda - 1} \left[\frac{1}{(-\psi_b)^{\lambda-1}} - \frac{1}{(-\psi_i - e)^{\lambda-1}} \right] \\
 &= \frac{1}{e} (\psi_i - \psi_b) + \frac{1}{e} \frac{(-\psi_b)}{\lambda - 1} \left[1 - \left(\frac{\psi_b}{\psi_i + e} \right)^{\lambda-1} \right]
 \end{aligned} \tag{6.133}$$

Le coefficient de répartition (voir chapitre VI.2.4.1) peut également être calculé pour le profil à l'équilibre :

$$\begin{aligned}
 R_{\acute{e}q} &= \int_{Z_i}^{Z_i+e} \phi_{\acute{e}q} dz \\
 &= \int_{Z_i}^{Z_{sat}} \phi_e + K_{sat} (\psi_{\acute{e}q} - \psi_b) dz + \phi_e \int_{Z_{sat}}^{Z_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\psi_{\acute{e}q}} \right)^{\lambda n-1} dz \\
 &= \int_{\psi_i-\psi_b}^0 \phi_e + K_{sat} \xi d\xi + \phi_e \int_{\psi_b}^{\psi_i+e} \left(\frac{\psi_b}{\zeta} \right)^{3\lambda+1} d\zeta \\
 &= \phi_e (\psi_i - \psi_b) - \frac{K_{sat}}{2} (\psi_i - \psi_b)^2 + \phi_e \frac{(-\psi_b)^{3\lambda+1}}{3\lambda} \left[\frac{1}{(-\psi_b)^{3\lambda}} - \frac{1}{(-\psi_i - e)^{3\lambda}} \right] \\
 &= \phi_e (\psi_i - \psi_b) - \frac{K_{sat}}{2} (\psi_i - \psi_b)^2 + \phi_e \frac{(-\psi_b)}{3\lambda} \left[1 - \left(\frac{\psi_b}{\psi_i + e} \right)^{3\lambda} \right]
 \end{aligned}$$

Les développements réalisés ci-dessus permettent donc de calculer les valeurs du taux d'humidité moyen et du coefficient de répartition dans le cas de profils à l'équilibre en fonction de l'épaisseur de la couche considérée et du potentiel (positif ou négatif) à la limite inférieure de la couche.

VI.2.5 Zone non saturée avec profils rectangulaires

Cette deuxième approche est basée sur la constatation suivante. La perméabilité du sol décroît fortement dès que le taux d'humidité s'éloigne un peu des conditions de saturation, c'est donc principalement lors des phases où le sol est proche de la saturation, c'est-à-dire lors des pluies, que le débit horizontal sera significatif dans la zone non saturée. Or, nous avons vu qu'il est possible d'approcher correctement le front d'infiltration par un profil rectangulaire. Nous allons donc utiliser un tel profil pour calculer les débits horizontaux. Afin de ne pas multiplier les inconnues supplémentaires, nous choisissons d'utiliser les mêmes inconnues pour calculer le transfert horizontal que pour l'infiltration (voir chapitre V.5).

Nous allons dans un premier temps calculer les débits latéraux dans le cas de ces profils d'humidité rectangulaires (chapitre VI.2.5.1). Ensuite, nous proposerons une méthode pour déterminer l'évolution de ces profils d'humidité grâce à des équations additionnelles (chapitre VI.2.5.2).

VI.2.5.1 Calcul du débit

Comme annoncé, les débits vont être calculés pour des profils rectangulaires correspondant à ceux définis dans le chapitre sur l'infiltration (chapitre V.5). Nous avons ici utilisé le modèle d'infiltration à deux inconnues (voir chapitre V.5.7) et à trois inconnues (voir chapitre V.5.8).

VI.2.5.1.1 Cas du modèle avec deux inconnues

Afin de conserver une cohérence entre le modèle d'infiltration (chapitre V.5) et le calcul des écoulements latéraux, nous proposons d'utiliser la même distribution de l'humidité dans la couche. Le premier cas étudié est donc celui du modèle à deux inconnues (chapitre V.5.6).

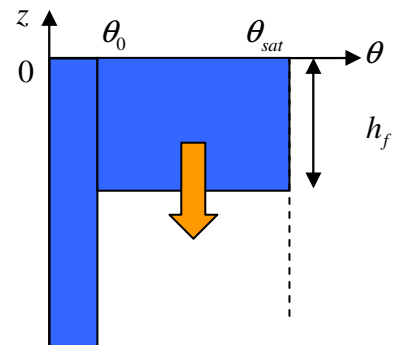


Figure VI-12 : Distribution de l'humidité dans la couche dans le modèle d'infiltration à deux inconnues.

Nous allons tout d'abord calculer le débit horizontal sur base de l'équation (6.104). Nous avons pour cela besoin d'évaluer l'expression

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \phi dz \quad (6.134)$$

en fonction du profil d'humidité dans la couche.

Pour le profil rectangulaire simple du modèle d'infiltration à deux inconnues ci-dessus, cette intégrale fournit directement

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \phi dz = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s-h_f} \phi dz + \int_{Z_s-h_f}^{Z_s} \phi dz = \phi_b \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \quad (6.135)$$

Et le débit peut donc s'écrire

$$Q_x = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_{x,e} \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \right) + \phi_{x,e} \left[\left\{ \begin{matrix} 1 \\ S_0^{3+1/\lambda} \end{matrix} \right\} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] \quad (6.136)$$

où la valeur 1 ou $S_0^{3+1/\lambda}$ entre accolades dépend de la saturation ou non de la surface ($h_f > 0$ ou $h_f = 0$). Le terme S_{inf} représente la perméabilité relative au niveau de la frontière. Or, il existe à cette endroit une discontinuité du taux d'humidité (taux d'humidité θ_0 au-dessus de la frontière et θ_{sat} en-dessous de la frontière (zone saturée)³³). De manière à rester cohérent avec le calcul des débits dans la zone saturée (où la frontière est considérée saturée), nous utilisons donc également à la frontière le taux d'humidité à saturation ($\theta_{inf} = \theta_{sat}$ et $S_{inf} = 1$), sauf s'il n'existe pas de zone saturée, auquel cas nous utilisons le taux d'humidité θ_0 à la place ($\theta_{inf} = \theta_0$ et $S_{inf}^{3+1/\lambda} = S_0^{3+1/\lambda}$).

L'équation (A.184) peut être allégée en posant $h_{eq_n} = (h_u - h_f)S_0^{3+n/\lambda} + h_f$ (notons que $h_{eq_n} = h_f$ si la perméabilité de la zone non saturée est négligeable) :

$$Q_x = -\frac{\partial \phi_{x,e} h_{eq_n}}{\partial x} + \phi_{x,e} \left[\left\{ \frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right\} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - S_{inf}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] \quad (6.137)$$

Dans le cas d'une couche d'épaisseur constante et parallèle aux axes, le débit devient simplement

$$\begin{aligned} Q_{u,x} &= -\frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_b \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \right) \\ &= \phi_b \left(1 - S_0^{3+1/\lambda} \right) \frac{\partial Z_f}{\partial x} \end{aligned} \quad (6.138)$$

VI.2.5.1.2 Cas du modèle à trois inconnues

Regarder ce que deviennent les débits horizontaux dans le cas du modèle à trois inconnues (voir chapitre V.5.8). Grâce à un développement similaire à celui utilisé pour aboutir à (6.136), le débit (6.104) particularisé au modèle à trois inconnues peut, quant à lui, être évalué par la formule suivante :

$$Q_{u,x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_b \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f S_1^{3+1/\lambda} \right] \right) + \phi_b \left[S_{inf}^{3+1/\lambda} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial x} - S_1^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_s}{\partial x} \right] \quad (6.139)$$

où le terme S_{inf} a la même signification que dans l'équation (6.136), et S_l représente le taux d'humidité du front d'infiltration (variable dans le modèle à trois inconnues). Notons que s'il n'y a pas de front d'infiltration, il convient de prendre $S_l = 0$.

VI.2.5.2 Evolution du profil : équations additionnelles

Comme nous l'avons vu dans le chapitre sur l'infiltration, le profil d'humidité peut être défini à l'aide d'un nombre plus ou moins grand de variables. Selon le modèle choisi, il faudra donc adjoindre plus ou moins d'équations additionnelles afin de pouvoir déterminer l'évolution des inconnues supplémentaires.

VI.2.5.2.1 Développement d'une équation de moment

Afin d'obtenir une équation supplémentaire pour le calcul des inconnues, nous repartons de l'équation locale de continuité

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = T_{s,u} \quad (6.140)$$

³³ Dans le cas où il n'existe pas de zone saturée dans le fond de la couche, le taux d'humidité est dans ce cas simplement égal à θ_0 .

Cette équation est intégrée sur la hauteur après multiplication par une fonction de pondération $F [-]$, de manière similaire à Dewals [55].

Nous choisissons ici d'utiliser la fonction de forme :

$$F = \zeta = Z_s - z \quad (6.141)$$

Notons que les développements pour la fonction $F=z$ ont également été réalisés et peuvent être trouvés dans [95].

L'équation de moment suivante est donc obtenue :

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \zeta \frac{\partial \theta}{\partial t} dz + \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \zeta \frac{\partial q_z}{\partial z} dz + \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \zeta \frac{\partial q_x}{\partial x} dz = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \zeta T_s dz \quad (6.142)$$

Cette équation peut être développée et nous obtenons successivement

$$\frac{\partial h_u \overline{\zeta \theta}}{\partial t} + \frac{\partial h_u \overline{\zeta q_x}}{\partial x} + \frac{\partial h_u \overline{\zeta q_z}}{\partial z} = h_u \overline{\zeta T_{s,u}} \quad (6.143)$$

$$\int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \zeta \theta}{\partial t} dz + \int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \zeta q_x}{\partial x} dz + \int_{Z_i}^{Z_s} \left(\frac{\partial \zeta q_z}{\partial z} - q_z \right) dz = \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta T_{s,u} dz \quad (6.144)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h_u \overline{\zeta \theta}}{\partial t} + [\zeta \theta]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial t} + \frac{\partial h_u \overline{\zeta q_x}}{\partial x} - [\zeta q_x]_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} \\ + [\zeta q_x]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + [\zeta q_z]_{Z_i}^{Z_s} - h_u \overline{q_z} dz = h_u \overline{T_{s,u}} \end{aligned} \quad (6.145)$$

où la notation $\overline{[\bullet]}$ représente la moyenne de $[\bullet]$ sur la couche. En notant que, de manière similaire à (6.124) et (6.125), les relations suivantes sont d'application :

$$[\zeta q_z]_{Z_s} = [\zeta q_x]_{Z_s} = 0 \quad (6.146)$$

$$\text{et } [\zeta q_z]_{Z_i} - [\zeta q_x]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} = \zeta_{Z_i} q_{tr}, \quad (6.147)$$

où q_{tr} [m/s] est le débit par unité de largeur traversant la frontière inférieure (du bas vers le haut), l'équation de moment peut alors s'écrire :

$$\begin{aligned} \frac{\partial h_u \overline{\zeta \theta}}{\partial t} &= -\zeta_{Z_i} \theta_{Z_i} \frac{\partial h_s}{\partial t} - \frac{\partial h_u \overline{\zeta q_x}}{\partial x} + \zeta_{Z_i} q_{tr} + h_u \overline{q_z} + h_u \overline{T_{s,u}} \\ &= h_u q_{tr,tot} - \frac{\partial h_u \overline{\zeta q_x}}{\partial x} + h_u \overline{q_z} + h_u \overline{T_{s,u}} \end{aligned} \quad (6.148)$$

Les différents termes intervenant dans cette équation peuvent facilement être interprétés.

Dans le terme de gauche apparaît notre inconnue supplémentaire, le moment du profil d'humidité

$$M_u = h_u \overline{\zeta \theta} = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \zeta \theta dz \quad (6.149)$$

Notons que cette inconnue supplémentaire peut être reliée aux autres inconnues utilisées pour calculer l'infiltration. Le moment du profil d'humidité ne constitue donc pas une équation supplémentaire par

rapport à celles utilisées dans les modèles d'infiltration, et ce contrairement au coefficient de répartition dont nous avons parlé précédemment.

Les terme du membre de droite de (6.148) permettent de calculer l'évolution du moment M_u au cours du temps :

- le terme $-\frac{\partial h_u z q_x}{\partial x}$ donne la modification du moment liée aux débits horizontaux ;
- le termes et $\zeta_{z_i} q_{tr,tot}$ est liés aux échanges de débits à la frontière inférieure ;
- le terme $h_u q_z$ donne l'évolution interne du moment (due aux débits à l'intérieur de la couche) ;
- le terme $h_u T_{s,u}$ représente la modification du moment par les apports extérieurs (par exemple extraction d'eau par les plantes).

VI.2.5.2.2 Equation de moment pour le modèle à 2 inconnues

L'équation de moment (6.148) a été établie en toute généralité pour la partie non saturée de la couche hypodermique. Nous allons maintenant la particulariser pour le modèle à deux inconnues décrit précédemment.

VI.2.5.2.2.1 Moment du profil

Comme nous l'avons annoncé, les paramètres du profil d'humidité (θ_0 et h_f) peuvent être liées aux inconnues V_u et M_u . pour chaque couple de valeurs de V_u et M_u , on doit pouvoir déterminer le profil d'humidité correspondant.

Soit le profil suivant, défini par ses deux paramètres θ_0 et h_f . Le volume d'eau est donné par:

$$V_u = h_u \theta_0 + h_f (\theta_s - \theta_0)$$

Le moment du profil d'humidité peut également être calculé :

$$M_u = \int_{z_0+h_s}^{z_s} \zeta \theta dz = \frac{h_u}{2} h_u \theta_0 + \frac{h_f}{2} h_f (\theta_s - \theta_0) \quad (6.151)$$

En recombinaut les équations (6.150) et (6.151), nous pouvons exprimer les paramètres θ_0 et h_f en fonction des inconnues V et M :

$$\theta_0 = \frac{2M_u \theta_s - V_u^2}{2M_u \theta_s + h_u^2 \theta_s - 2V_u h_u} \quad (6.152)$$

$$h_f = \frac{V_u - h_u \theta_0}{\theta_s - \theta_0} \quad (6.153)$$

Le moment sera maximal si θ_0 est maximal (et donc que h_f est nul) :

$$M'_{u,max} = \frac{h_u}{2} V_u \quad (6.154)$$

Au contraire, le moment est minimal si θ_0 est minimal, c'est-à-dire égale au taux d'humidité résiduel θ_{res} :

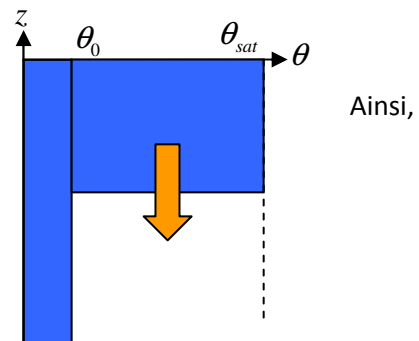


Figure VI-13 : Front d'infiltration rectangulaire 150)

$$\begin{aligned}
 h_{f,\min} &= \frac{V_u - h_u \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \\
 M'_{u,\min} &= \frac{h_u \theta_r (h_u \theta_s - 2V_u) + V_u^2}{2(\theta_s - \theta_r)}
 \end{aligned} \tag{6.155}$$

VI.2.5.2.2.2 Echanges de moment par les débits horizontaux

Nous allons maintenant développer le terme de transfert de moment selon x :

$$\begin{aligned}
 \overline{h_u z q_x} &= - \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \frac{\partial \phi}{\partial x} dz = - \int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \zeta \phi}{\partial x} dz \\
 &= - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \phi dz + [\zeta \phi]_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - [\zeta \phi]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \\
 &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{Z_u+h_s}^{Z_s-h_f} \zeta \phi dz + \int_{Z_s-h_f}^{Z_s} \zeta \phi dz \right) - \zeta_{Z_i} \phi_{x,b} S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \\
 &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_{x,b} \left[\frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + \frac{h_f^2}{2} \right] \right) - h_u \phi_{x,b} S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{6.156}$$

où le terme S_{inf} est défini de la même façon que dans l'équation (6.136).

En utilisant la notation simplifiée

$$M_{e_n} = \frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+n/\lambda} + \frac{h_f^2}{2}, \tag{6.157}$$

L'équation (6.156) s'écrit

$$\overline{h_u \zeta q_x} = - \frac{\partial (\phi_{x,e} M_{e_1})}{\partial x} - h_u \phi_{x,e} S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \tag{6.158}$$

VI.2.5.2.2.3 Echanges de moment par les débits verticaux

L'évolution interne du moment peut être calculée par

$$\overline{h_u q_Z} = \int_{Z_u+h_s}^{Z_s} q_Z dz \tag{6.159}$$

Dans l'approche choisie (front d'infiltration rectangulaire), le débit est considéré constant sur toute la hauteur du front, et est égal à l'infiltration à la surface. Outre le débit qui s'infiltrer par le dessus, la couche non saturée peut échanger de l'eau par le bas de la couche. Cette échange traduit par une modification de la valeur de θ_0 . L'expression (6.159), qui traduit cette évolution en terme de moment, peut s'écrire

$$\overline{h_u q_Z} = -h_f q_{\text{sup}} + \frac{h_u + h_f}{2} q_{\text{tr,tot}} \tag{6.160}$$

En remettant les expressions (6.149) , (6.156) et (6.160) dans (6.148), l'équation de moment particularisée pour le modèle à deux inconnues est obtenue :

$$\frac{\partial M_u}{\partial t} = \zeta_{Z_i} q_{tr,tot} - \frac{\partial}{\partial x} \left\{ -\frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_{x,b} \left[\frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + \frac{h_f^2}{2} \right] \right) - h_u \phi_{x,b} S_{inf}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right\} - h_f q_{sup} + \frac{h_u + h_f}{2} q_{tr,tot} + h_u \overline{T_{s,u}} \quad (6.161)$$

VI.2.5.2.3 Equation de moment pour le modèle à 3 inconnues

La méthode ci-dessus avec équations de moment est basée sur le modèle d'infiltration à deux inconnues. Il peut être intéressant d'utiliser un modèle plus détaillé comme celui à trois inconnues. En particulier, une meilleure connaissance du taux d'humidité réel du front peut contribuer à une meilleure évaluation des flux horizontaux. Cependant, l'ajout des deux équations supplémentaires pour déterminer les inconnues entraînerait un surcoût de calcul trop important. Afin d'éviter ce problème, il est possible de raisonner sur la physique du phénomène pour décrire l'évolution du profil.

Les débits horizontaux sont donnés par l'équation (6.139). Il reste maintenant à voir de quelle manière évolue le profil d'humidité en fonction des débits de la couche. Par rapport aux débits verticaux, l'évolution du profil a déjà été décrite au chapitre V.5.8. Pour rappel, lorsque le débit est suffisant, le front rectangulaire progresse à partir de la surface. Lorsque la pluie diminue suffisamment, la front se désature en gardant un profil rectangulaire. Le problème est maintenant de savoir quel est l'effet des transferts horizontaux. Les débits transférés peuvent toujours être calculés via la formule (6.104). Dans le cas présent, outre le volume d'eau V_u qui est régit par l'équation de continuité, deux inconnues peuvent varier : θ_0 et θ_1 (notons que la hauteur du front, h_f , est dépendante des trois autres inconnues). La question est de savoir comment ces inconnues vont varier, ou, en d'autres mots, comment le profil d'humidité va évoluer en fonction des débits horizontaux.

Pour répondre à cette question, il faut tout d'abord se rappeler que les débits les plus importants ont lieu dans les zones le plus proches de la saturation (perméabilité maximale). Dès lors, les débits horizontaux se propagent principalement dans toute la zone du front, et par conséquent, c'est prioritairement en faisant varier θ_1 que nous allons modifier le profil.

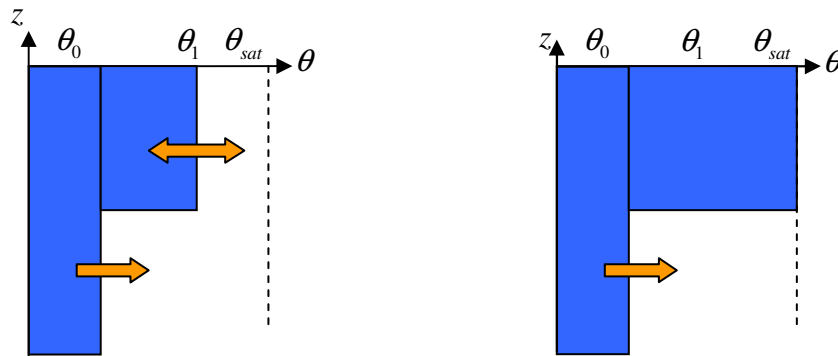


Figure VI-14 : Modification du profil d'humidité par les apports.

Si le débit entrant est plus important que le débit sortant, le front finit par se saturer ($\theta_1 = \theta_{sat}$). A partir de ce moment, les débits horizontaux sont répartis sur toute la partie non saturée, et cela se traduit en pratique par l'évolution de θ_0 .

En résumé, selon les différentes situations, l'évolution se fera comme suit.

- Dans le cas où le débit entrant est supérieur au débit sortant (accumulation d'eau dans la maille) :
 - o si le front n'est pas saturé ($\theta_1 < \theta_{sat}$), θ_1 est augmenté (les autres paramètres restant constants) ;
 - o si le front est saturé ($\theta_1 = \theta_{sat}$), θ_0 on augmente.
- Dans le cas où le débit sortant est supérieur au débit entrant (la maille se vide) :
 - o si le front n'est pas vide ($\theta_1 > \theta_0$, $h_f > 0$) alors on diminue θ_1 est diminué ;
 - o si le front est vide, θ_0 est diminué.

Ces hypothèses sur la manière dont évoluent les profils d'humidité permettent donc de se passer d'équations supplémentaires.

VI.2.6 Transferts entre la zone saturée et la zone non-saturée

Dans les différentes équations apparaissant dans les chapitres qui précèdent, le débit entre la zone saturée et la partie non saturée de la couche apparaît à plusieurs reprises. Si le profil d'humidité exact dans la couche hypodermique était connu, ce débit pourrait être calculé aisément par l'équation de Richards (IV.2.3) appliquée localement au niveau de la frontière entre ces deux zones. Cependant, dans notre modèle, la description exacte de l'humidité dans la couche est remplacée par une approximation rectangulaire. Il n'est donc plus possible de calculer le débit en question de cette façon.

Par contre, nous savons que ces débits tendent à amener le système vers une configuration d'équilibre. Le profil d'humidité, représenté par un taux d'humidité moyen θ_0 , va donc évoluer vers un profil d'équilibre, dont le taux d'humidité moyen peut être évalué grâce à l'équation (6.132).

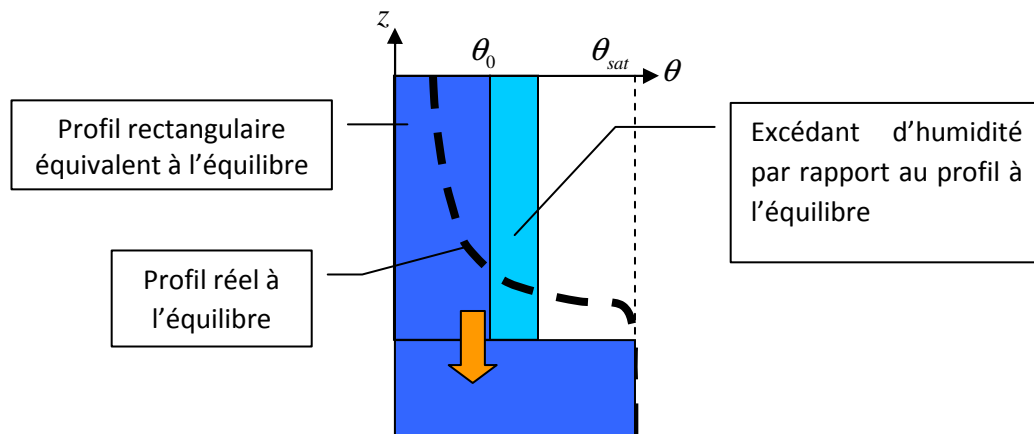


Figure VI-15 : Profil à l'équilibre et profil rectangulaire initial équivalent.

Les zones saturée et non saturée de la couche hypodermique vont échanger de l'eau tant que l'équilibre n'est pas atteint. Le profil d'humidité dans la couche non saturée évolue jusqu'à atteindre le profil d'équilibre. Dès lors, de manière semblable à ce qui a été proposé pour le calcul de l'évolution du coefficient de répartition (chapitre VI.2.4.2), le débit entre les deux couches est calculé par une fonction dépendant de la différence entre le volume d'eau dans la couche et le volume d'eau pour une configuration d'équilibre, comme par exemple

$$q_{tr} = \mp \alpha \left| \theta_0 - \theta_{\text{eq}} \right|^\beta \quad (6.162)$$

Les paramètres de cette loi d'échange doivent être déterminés afin de représenter au mieux les débits réels. Une première approche permettant d'évaluer ces paramètres est présentée dans l'annexe XII.17.

Notons qu'une telle interaction avec la couche inférieure ne peut être employée avec le modèle original de Green-Ampt, où le taux d'humidité θ_0 est fixe.

VI.2.7 Extension des équations en milieu anisotrope avec axes inclinés

Les équations précédentes ont été développées pour un milieu homogène et dans un système d'axes de références verticaux et horizontaux. Ces équations ont également été généralisées dans le cas d'un milieu anisotrope, et dans un système d'axes quelconques. Les développements et résultats sont présentés dans l'annexe XII.23.

VI.3 Ecoulement hypodermique rapide

Ce chapitre est destiné à particulariser les résultats du chapitre VI.2 au cas de l'écoulement hypodermique rapide ayant lieu dans les premiers décimètres de sol (voir chapitre IV.3.1.3). Bien qu'exploitant des équations intégrées sur la hauteur, le modèle décrit précédemment conserve une certaine complexité. Du fait de la séparation de la couche en une partie saturée et une partie non saturée. Plusieurs simplifications additionnelles du modèle peuvent être apportées afin de proposer des méthodologies de calcul moins gourmandes en temps de calcul. Ces simplifications sont proposées pour le modèle d'infiltration à une variable (correspondant au modèle d'infiltration de Green-Ampt) et à deux variables (voir chapitre V.5.7). La prise en compte d'une macroporosité dans la couche superficielle de sol est ensuite abordée au chapitre VI.3.3.

VI.3.1 Modèle à une variable simplifié

Le modèle le plus simple propose l'utilisation d'une variable unique pour définir l'état de la couche. Il n'existe donc plus aucune notion de répartition au sein de la couche. Le problème dans ce cas est de concilier la représentation du front d'infiltration (front d'humidité progressant par le dessus de la

couche) avec l'eau s'accumulant dans le fond de la couche. L'approche proposée consiste à considérer que l'eau se trouve dans le front d'infiltration pour le calcul de celle-ci, et qu'elle se trouve dans le fond de la couche pour le calcul des débits horizontaux (couche saturée). Dans ce cas, l'écoulement latéral est uniquement pris en compte dans la zone saturée.

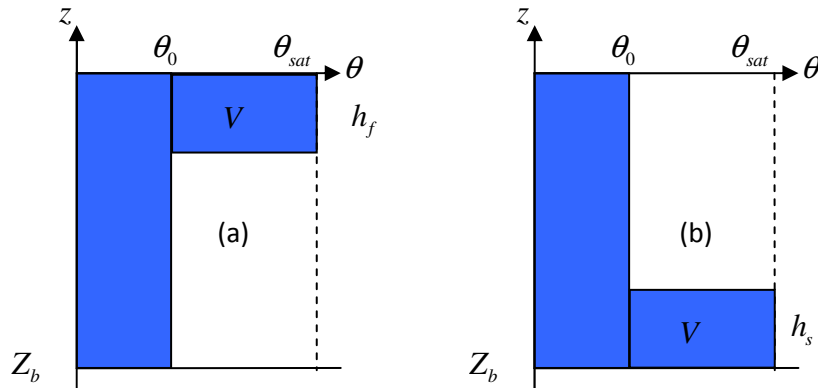


Figure VI-16 : Prise en compte de l'humidité dans la couche dans le modèle à une inconnue.

VI.3.2 Modèle à deux variables simplifié

En ajoutant une variable supplémentaire, cela nous permet de calculer indépendamment le front d'infiltration et l'eau dans le fond de la couche (Figure VI-17).

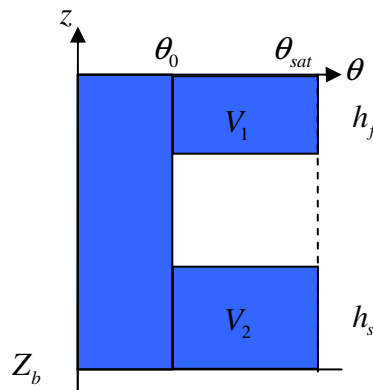


Figure VI-17 : Prise en compte de l'humidité dans la couche dans le modèle à deux inconnues.

Le calcul de l'infiltration peut donc se faire comme précédemment, sur base de la hauteur du front d'humidité. Le fait d'avoir une deuxième variable nous permet par contre de modéliser une dessaturation du front, comme présenté dans le modèle d'infiltration à deux inconnues. Cependant, l'eau n'est pas redistribuée de façon homogène sur le reste de la couche comme dans le chapitre V.5.6, mais rejoint directement le fond de la couche (voir Figure VI-18)

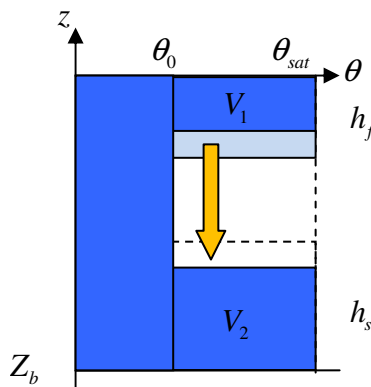


Figure VI-18 : Redistribution de l'humidité dans la couche dans le modèle à deux inconnues.

A priori, le calcul des échanges latéraux pourrait être calculé en cumulant les composantes provenant du front d'infiltration et de l'eau dans le fond de la couche. Cette approche peut néanmoins poser des difficultés lors de la saturation de la maille. En effet, lorsque le front d'infiltration rejoint le bas de la couche, les deux zones se confondent. Il se pose alors la question des hauteurs d'eau à utiliser pour le calcul des échanges latéraux avec les mailles adjacentes, qui ne sont pas forcément saturées (voir Figure VI-19).

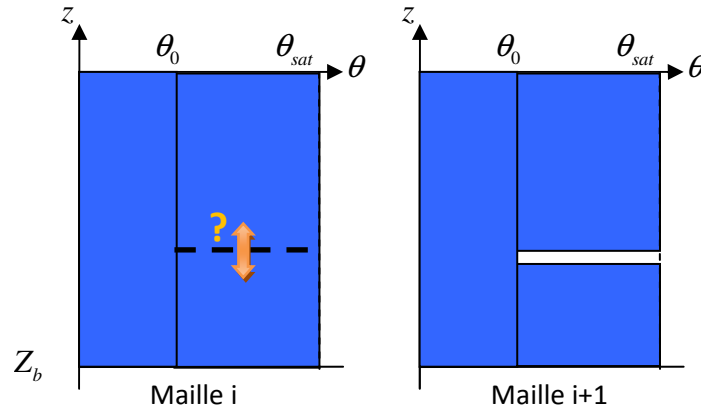


Figure VI-19 : Problème de la surface libre lors de la saturation de la couche (modèle à deux inconnues).

Afin d'éviter ce problème, nous proposons de calculer les débits horizontaux sur base d'une hauteur cumulée ($h_f + h_s$). Ainsi, même lorsque la répartition de l'eau entre les couches est fort différente (Figure VI-19), ce mode de calcul ne pose pas de problème.

VI.3.3 Macroporosité

Lorsque la macroporosité n'est pas discrétisée explicitement, l'approche la plus couramment rencontrée consiste à adapter les valeurs de perméabilité effective du modèle par rapport à l'infiltration. Ainsi, le modèle WEPP {USDA, 1995 #218} utilise le Tableau VI-1 donnant le rapport entre la perméabilité effective (avec macropores) et la perméabilité de base.

Abundance	Pore Size		
	Medium	Coarse	Very Coarse
Few	Small	Moderate	Moderately Large
Common	Moderate	Moderately Large	Large
Many	Moderately Large	Large	Very Large

Tableau VI-1: Classes d'influence des macropores en fonction de l'abondance et de la taille

Input \bar{K}_{ec}, \bar{K}_b	Bio-pore Influence	Ratio for \bar{K}_{ec}, \bar{K}_b Increase
Very Low $<0.5 \text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$	Moderate	12
	Large	15
	Very Large	18
Low $0.5-1 \text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$	Moderate	9
	Large	12
	Very Large	15
Moderately Low $1-2 \text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$	Moderate	6
	Large	9
	Very Large	12
Moderate $2-3 \text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$	Moderate	3
	Large	6
	Very Large	9
Moderately High $3-5 \text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$	Moderate	2
	Large	2.5
	Very Large	3

Tableau VI-2: Rapport entre la perméabilité effective et la perméabilité de base en fonction des macropores

Néanmoins, cette approche nécessite une connaissance précise de la distribution des pores dans le sol, ce qui est inimaginable à l'échelle d'un bassin versant. L'effet de la macroporosité ne sera donc pas modélisé explicitement. Notons toutefois que

- du point de vue de des transferts verticaux, l'effet de l'activité biologique est déjà prise partiellement en compte indirectement via les classes d'occupation du sol du sol ;
- pour les transferts horizontaux, le coefficient d'anisotropie permet de couvrir l'augmentation de la perméabilité latérale effective ;
- l'ajustement complémentaire réalisé lors du calibrage du modèle permet de compenser l'éventuel effet de ces macropores.

Notons également l'existence d'autres approches assez complexes consistant à séparer le sol en milieux de porosité et ou perméabilité très différentes de manière à représenter à la fois la matrice de sol et les macropores au sein de celle-ci [155; 161; 163; 61]. Ces modèles, bien plus complexes et requérant une modélisation complexe coûteuse en temps de calcul, ne sont toutefois pas abordés dans le cadre de cette thèse.

VI.4 Ecoulement hypodermique lent

L'écoulement hypodermique lent prend place dans le sol lorsque l'eau rencontre une couche de perméabilité très faible. Il peut alors se former une nappe perchée temporaire provoquant un écoulement latéral. Une telle configuration des sols n'est cependant pas toujours existante, et l'écoulement hypodermique lent est parfois inexistant en tant que tel. Contrairement à l'écoulement hypodermique rapide qui a lieu dans les premiers décimètres de sol, l'écoulement hypodermique lent n'est pas soumis de façon aussi importante à l'écoulement en macropores apparaissant près de la surface suite à l'activité de la faune (vers de terre...) et de la flore (racines). De plus, les couches de sol où ont lieu ces écoulements étant situées plus profondément, elles sont moins influencées par l'occupation du sol. En dehors de ces différences, les mécanismes d'écoulement sont sensiblement les mêmes que pour la zone d'écoulement hypodermique rapide. Dès lors, la modélisation de cette couche pourra a priori être tout à fait similaire (mais avec des paramètres différents).

Néanmoins, la modélisation de cette couche nécessite un effort de calcul supplémentaire, ainsi que des données suffisantes sur les couches de sol. Cette couche ne sera donc pas prise explicitement en compte lorsque sa modélisation n'est pas possible (par manque de données) ou n'est pas souhaitable (réduction du temps de calcul, configuration du sol ne permettant pas cet écoulement).

Alternativement, cette couche peut être modélisée directement par une approche 3D, au même titre que les nappes, via la résolution des équations de Richards (voir chapitre IV.2.4), lorsque le modélisateur souhaite étudier de façon plus précise les écoulements ayant lieu dans le sol. Dans ce cas, la couche hypodermique lente peut être modélisée de façon unifiée avec les écoulements plus profonds (un seul domaine de modélisation souterrain englobant les différents écoulements qui s'y déroulent).

VI.5 Ecoulement dans les nappes

L'écoulement dans les nappes est une composante lente de la génération d'apports à la rivière. En fonction des objectifs et du fonctionnement du modèle, elle peut être représentée de plusieurs façons fondamentalement différentes. Les approches les plus courantes sont décrites brièvement, pour finalement aboutir au choix d'une méthode pour le modèle hydrologique mis en place.

VI.5.1 Distribution d'un écoulement de base

La première approche, la plus simple est fondée sur l'observation des débits en rivière en période d'étiage. A ce moment, les apports des nappes peuvent être mesurés puisqu'ils sont égaux aux débits dans les rivières. Il apparaît alors que la diminution des apports de base suit une loi décroissante. La

forme la plus courante est une exponentielle décroissante, correspondant à une équation linéarisée de Dupuit-Boussinesq [171] :

$$Q_b = \exp(-\alpha t) \quad (6.163)$$

où Q_b [m³/s] est le débit de base de la rivière, α [m⁻¹] un coefficient de tarissement et t [s] le temps. Cette formule peut également s'écrire

$$Q_b = \alpha S_{nappes} \quad (6.164)$$

où S_{nappes} [m³] est le stock d'eau dans les nappes. L'évolution du stock d'eau dans les nappes est dans ce cas déterminée sur base d'une équation de bilan. Des variantes peuvent être trouvées dans la littérature pour le calcul du débit de base. Ainsi, la formule (6.164) peut s'écrire sous une forme plus générale

$$Q_b = \alpha S_{nappes}^p \quad (6.165)$$

avec p [-] un paramètre constant (Liu *et al* [112] utilisent la valeur $p=2$), voire même une fonction dépendant de S_{nappes} .

D'autres formes de l'équation de récession sont décrites et discutées par Tallaksen dans [171].

Dans le cas d'une approche distribuée, les apports calculés via l'équation (6.164) peuvent être redistribués sur l'ensemble du réseau de rivières, par exemple en fonction du bassin versant propre de chaque maille de rivière. Cette méthode de modélisation a l'avantage d'être très peu coûteuse en terme de temps de calcul, et elle ne requiert que très peu de données pour être mise en place (en pratique, seul le coefficient de récession doit être déterminé). En revanche, elle ne donne aucune information sur le niveau des nappes dans le bassin, et ne permet donc pas la modélisation de l'interaction entre les nappes et les écoulements dans la couche hypodermique et en surface.

VI.5.2 Discrétisation complète

A l'autre extrême, la modélisation de l'écoulement dans le sol peut être étudié par une discrétisation 3D complète [19; 45; 75]. Cette approche est idéale pour analyser les processus d'écoulement dans le sol en prenant en compte la géologie complète du milieu (présence de différentes formations géologies, alternance de couches d'écoulement aux propriétés très variées...). Néanmoins, l'application de cette méthode de calcul est bien plus gourmande en calcul, et nécessite de nombreuses données sur la géologie du sol.

VI.5.3 Modélisation par une couche avec équations intégrées sur la hauteur

Une méthode intermédiaire entre la modélisation complète et la représentation par un réservoir unique a été mise en place dans le cadre de ce modèle. Il s'agit de modéliser les nappes de la même manière que les autres couches de sol (hypothèse d'un sol homogène et d'un écoulement quasi-horizontal).

Cette méthode a été testée sur le bassin de la Berwinne, et s'est révélée relativement efficace malgré les simplifications importantes qui la sous-tendent. En particulier, il est apparu que :

- la composante de base de l'écoulement a pu être modélisée sur l'entièreté du bassin (chapitre IX.1) ;
- la convergence des écoulements au sein de cette couche fait naturellement apparaître, via une résurgence de l'eau, le réseau de rivières dans les thalwegs. Celui-ci varie en fonction des saisons et du niveau des nappes. En période d'étiage, l'extension du réseau qui se met en place naturellement via ces nappes correspond relativement bien aux rivières « permanentes » identifiées sur le bassin (voir chapitre IX.1.2) ;
- la présence des nappes fait apparaître près des rivières des zones proches de la saturation, qui créent des apports rapides dans les rivières lors des pluies.

VI.5.4 Choix d'une méthode de modélisation des nappes

La question de la modélisation des nappes n'a que brièvement été abordée ici. Les objectifs principaux dans le cadre de cette thèse consistaient principalement en la génération d'un écoulement de base et en une modélisation simple du niveau des nappes pour pouvoir représenter les interactions avec le processus d'écoulement en surface et dans la couche hypodermique, en particulier la saturation du sol par le bas (saturation de Dunne, aires contributives variables).

Dès lors, le modèle simple de la couche homogène avec équations intégrées sur la hauteur était le plus adapté et a été utilisé. Néanmoins, il sera utile, dans le cadre de recherches ultérieures, d'approfondir cette question de manière à mieux comprendre les processus d'écoulement en jeu et s'assurer que les équations mises en place sont aptes à les représenter.

En particulier, l'interaction entre les nappes et la rivière, qui n'a pas été abordé dans cette thèse, pourra faire l'objet de recherches spécifiques. Plusieurs recherches spécifiques sur la modélisation de cette interaction peuvent être trouvées dans la littérature [19; 70; 87] et constituent un point de départ pour l'intégration future de ce processus dans le modèle WOLPHYDRO.

Il est également utile de mentionner ici une méthode développée par Sloan [164], consistant à utiliser une équation unidimensionnelle pour représenter l'écoulement des nappes dans un bassin entier. Cette approche, à mi-chemin entre la discrétisation 2D et le simple réservoir, pourrait également constituer un compromis intéressant pour le modèle hydrologique développé.

VI.6 Conclusions du chapitre

Dans un modèle spatialement distribué, les méthodes de modélisation des transferts latéraux conditionnent toute la dynamique de transfert des apports jusqu'à la rivière. Une prise en compte adéquate est donc nécessaire pour profiter au maximum des avantages procurés par la discrétisation spatiale explicite du bassin en mailles de calcul. Chaque couche ayant sa dynamique propre, les approches utilisées seront logiquement fort différentes, et ont été envisagées successivement dans ce chapitre, depuis le ruissellement en surface jusqu'à l'écoulement dans les nappes.

A la surface, alors que les approches classiques envisagent un écoulement en fine lame uniformément réparti sur la maille, nous nous sommes tournés vers une modélisation adaptée à la présence d'une macrorugosité sur la maille. Les relations Hauteur-Section développées au chapitre IV.1.4 ont été exploitées pour développer une loi de frottement généralisée s'adaptant ainsi à la description physique du terrain. La formulation du débit, basée sur l'hypothèse d'un écoulement diffus ou sous forme de ruisseau, a été trouvée par intégration sur la section de passage d'une loi de macrorugosité appliquée localement à l'écoulement. Le paramétrage des relations Hauteur-Sections a ensuite été mis en relation avec les lois expérimentales d'écoulement en ruisseau de manière à fournir des paramètres par défaut pour l'application de la loi proposée. En outre, une méthode d'évolution de ces paramètres en fonction du bassin versant propre de la maille a été suggérée, aboutissant ainsi à une transition graduelle entre l'écoulement diffus en tête de bassin et l'écoulement concentré en rivière. Ces développements porteurs n'ont cependant pas pu être mis en place dans le cadre des applications traitées dans cette thèse, et feront donc utilement l'objet de recherches et applications ultérieures.

Au niveau des couches de sol, les équations régissant l'écoulement ont été établies en considérant une séparation entre la partie saturée de la couche (sous pression), et la partie non saturée (en dépression). Dans la zone saturée, une approche originale a été mise en place pour prendre en compte non pas une distribution de pression hydrostatique, mais une distribution linéaire dépendant directement des débits échangés à la surface et dans le bas de la couche. Une relation entre le volume et la pression a en outre été introduite de manière à permettre conserver les mêmes équations lorsque la couche est

complètement remplie. Cette approche est similaire à la fente de Preissmann (chapitre VII.2.1), mais est ici appliquée à l'écoulement dans le sol.

L'écoulement dans la zone non saturée est extrêmement complexe à cause, d'une part, de la méconnaissance de la forme du profil d'humidité résultant de l'intégration sur la hauteur de la couche, et d'autre part, à cause de la forte non-linéarité du comportement des sols (perméabilité). Plusieurs méthodes de calcul des débits latéraux dans cette zone ont été proposés. La première approche définit un coefficient de répartition particulier permettant un calcul aisé des débits, mais requérant une équation de transport supplémentaire relativement complexe pour calculer son évolution. La seconde méthode est basée sur des formes de profils simplifiées identiques à celles utilisées pour l'infiltration (profils rectangulaires), et détermine l'évolution de ces profils grâce à une équation de moment additionnelle.

Les équations ainsi développées pour le calcul des écoulements latéraux dans le sol, initialement développées pour une couche homogène dans un système d'axes de référence horizontaux et verticaux, ont été étendues dans le cas d'une couche anisotrope référencée dans un système d'axes inclinés.

Une version simplifiée des développements précédents a également été proposée de manière à modéliser la couche hypodermique sans séparation explicite des zones saturée et non saturée, moyennant quelques considérations supplémentaires sur la représentation de l'eau dans la couche.

Enfin, la question de la modélisation des nappes a été brièvement abordée et un modèle simple de couche homogène avec équations intégrées a été retenu. L'intégration d'un modèle plus complet dans le modèle hydrologique reste néanmoins à approfondir dans le cadre de recherches ultérieures.

VII ECOULEMENT DANS LES AXES CONCENTRÉS

La dynamique des écoulements dans les axes de concentration (ruisseaux et rivières) diffère sensiblement des écoulements diffus que l'on retrouve plus en amont. Le chapitre VII.1 présente les équations hydrodynamiques 1D utilisées pour la modélisation des écoulements dans les rivières. Il faut par ailleurs noter que les axes concentrés sont souvent caractérisés par la présence de nombreux ouvrages hydrauliques au fil de l'eau qui interfèrent avec l'écoulement et doivent donc être inclus dans le réseau de rivières, particulièrement dans les zones urbaines où des conduites, pertuis, voutements et autres ouvrages sont fréquemment rencontrés. Leur modélisation est donc abordée en détail dans le chapitre VII.2.

Dans les modélisations hydrologiques, les chemins de ruissellement se concentrent en fonction du modèle numérique de terrain, générant un réseau de rivières dont le tracé peut différer sensiblement du tracé réel. De plus, certains bras peuvent exister dans le réseau généré et non pas dans le réseau réel, ou inversement. La combinaison du réseau généré sur base du MNT avec des données de sections plus précises, étudiée dans le chapitre VII.3, est donc une étape clé dans la préparation des simulations hydrauliques pour la propagation des apports en rivière.

VII.1 Modélisation hydrodynamique 1D

La propagation des écoulements dans le réseau de rivières est réalisé via la résolution des équations de Saint-Venant à une dimension. Le développement de ces équations et leur implémentation dans le cadre du système de modélisation WOLF (voir § II.3) a fait l'objet de plusieurs thèses au sein du HACH [136; 4; 42; 53]. Nous reprenons ici les résultats principaux afin de permettre au lecteur de bien comprendre la modélisation des rivières utilisée dans les développements présentés plus loin.

Les équations de Saint Venant sont basés sur les deux principes fondamentaux de l'hydraulique, la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement. En formulation conservative, ces équations peuvent s'écrire [4] :

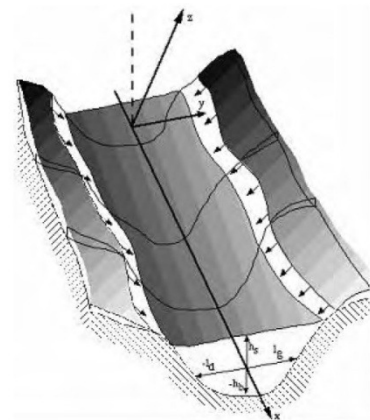
$$\begin{aligned} \frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q_L \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho_\Omega \frac{Q^2}{\Omega} + gp_\Omega \right) &- g\Omega \sin \theta + gp_x - uq_L + g\Omega J \end{aligned} \quad (7.1)$$

avec

$$\begin{aligned} p_\Omega(h) &= \cos \theta \int_{-h_f}^{h_f} (h-z)l(x,z)dz \\ p_x(h) &= \cos \theta \left[\int_{-h_f}^{h_f} (h-z) \frac{\partial l(x,z)}{\partial x} dz + (h+h_f)l \Big|_{z=-h_f} \frac{\partial -h_f}{\partial x} \right] \\ l &= l_g + l_d \end{aligned} \quad (7.2)$$

et où :

- Ω [m²/s] est la section de passage (section mouillée) de l'écoulement, Q [m³/s] le débit dans le sens de l'axe principal, θ [m] est l'angle de la pente de fond, g [m/s²] l'accélération de la pesanteur ;
- $g\Omega J$ représente, en un terme globalisé, les contributions de frottements sur les parois et de la dissipation visqueuse ;
- $\rho_\Omega = \frac{\Omega}{q^2} \int_\Omega u^2 d\Omega$ avec $q = \int_\Omega u d\Omega$ caractérise l'inégale répartition de vitesse sur la section.



est

La discrétisation spatiale des équations est effectuée grâce à une méthode Volumes Finis. Le décentrement des flux est réalisé sur base d'une technique originale de *flux-vector splitting* développée pour WOLF. Les flux sont séparés en fonction du sens du courant, avec une reconstruction amont ou aval des deux parties du terme convectif choisie en fonction d'une analyse de stabilité. La discrétisation temporelle des équations suit un schéma explicite de Runge Kutta, ou peut si nécessaire être résolue par un algorithme implicite. Le traitement des confluences est basé sur les multiplicateurs de Lagrange et permet de modéliser en une fois de grands réseaux de rivières [4]. Dans ces équations, les apports hydrologiques sont traités comme des apports latéraux (termes sources). Les équations des écoulements hydrologiques et en rivière sont donc découplées.

De plus amples détails sur les équations utilisées et les méthodes de résolution peuvent être trouvées dans [136; 4; 42; 53].

VII.2 Modélisation des ouvrages hydrauliques

La modélisation des ouvrages hydrauliques doit être abordée de manière particulière dans les simulations 1D du réseau de rivières. Dans une approche unifiée de la résolution 1D des écoulements en rivière, les ouvrages positionnés au fil de l'eau peuvent être modélisés directement via l'application de relations Hauteur-Section particulières. Pour les sections ouvertes (Figure VII-1a), cette démarche ne présente aucune difficulté. Mais pour les conduites fermées (conduites circulaires, pertuis) (Figure VII-1b), il apparaît une difficulté dès que le niveau de l'eau atteint le dessus de la section.

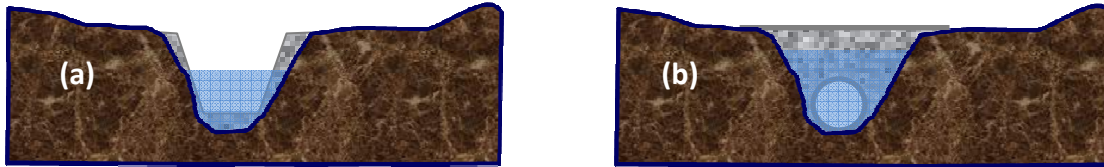


Figure VII-1 : Exemples d'ouvrages (a) à surface libre et (b) en charge.

La question de ces écoulements en charge va être abordée de façon plus approfondie, avec une modélisation adaptée aux types d'écoulements rencontrés en hydrologie. En outre, un chapitre est consacré à l'implémentation des pertes de charges à l'entrée et à la sortie des ouvrages. Par ailleurs, l'insertion des ouvrages dans le réseau 1D va nécessiter une interpolation particulière des sections de rivière situées de part et d'autre de ces ouvrages. Cette question est donc abordée au chapitre VII.2.3.

VII.2.1 Modélisation des ouvrages en charge

Dans les écoulements de rivière, il est très fréquent que les ouvrages le long de l'eau (pertuis, conduites) se mettent en charge. Il apparaît alors ce que l'on appelle un écoulement mixte, caractérisés par la présence simultanée dans un même événement hydrodynamique d'un écoulement à surface libre et d'un écoulement en charge.

Il existe plusieurs familles de méthodes pour simuler les écoulements mixtes. Dans la première, les parties de l'écoulement en charge et celles à surface libre sont résolues séparément grâce à des systèmes d'équations et des schémas numériques différents. Les interfaces de transition sont traitées comme des conditions aux limites internes et mobiles.

Dans la deuxième famille de méthode, dite « Rigid Water Column Approach », chacune des phases (eau/air) est traitée différemment sur base d'équations spécifiques [110]. Cependant, sa complexité et sa spécificité la rendent inapplicable à l'échelle d'un réseau.

Enfin, la troisième famille de méthode, dite de la fente de Preissmann [140; 28], permet de calculer de manière identique les écoulements à surface libre et les écoulements en charge sur base des seules équations relatives aux écoulements à surface libre.

La méthode de Preissmann permet donc de gérer simultanément les écoulements en charge et à surface libre en utilisant un set d'équations unique. Elle est fondée sur la similarité entre les formes quasi-linéaire des équations décrivant un écoulement en charge et un écoulement à surface libre dans les variables primitives (Ω, Q) [94]:

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + (cel^2 - u^2) \frac{\partial \Omega}{\partial x} + 2u \frac{\partial Q}{\partial x} = g\Omega(i - J) \quad (7.3)$$

$$\text{Avec } cel^2 = \begin{cases} a^2 = \Omega \frac{\partial p}{\partial(\rho\Omega)} & \text{pour un écoulement en charge} \\ c^2 = \frac{g\Omega}{\left. \frac{\partial \Omega}{\partial Z} \right|_{x \text{ cst}}} & \text{pour un écoulement à surface libre} \end{cases}$$

où Ω [m²] est la section transversale, Q [m³/s] est le débit, u [m/s] est la vitesse moyenne sur la section, g [m/s²] est l'accélération de gravité, i [-] est la pente de fond, J [-] est un terme global pour le frottement de fond et les effets de viscosité. Par définition, cel [m/s] est la célérité de l'onde de pression, qui est différente selon que l'écoulement est en charge ou à surface libre. En ajoutant une fente de largeur T_f [m] au sommet de la section (figure 1), il apparait un écoulement artificiellement à surface libre dont la célérité s'écrit $c^2 = \frac{g\Omega}{T_f}$. Dès lors,

$$T_f = \frac{g\Omega}{a^2} \rightarrow c^2 = a^2 \quad (7.4)$$

Les écoulements en charge peuvent donc être correctement décrits par les équations à condition d'ajouter une fente de largeur T_f au sommet de la section fermée. L'augmentation de section liée à cette fente correspond physiquement à l'excédent de volume accumulable dans la section suite à la compressibilité du fluide et/ou la dilatation de la conduite sous l'augmentation de pression. La méthode de Preissmann revient donc à étendre de manière linéaire la courbe Hauteur-Section pour des hauteurs supérieures à la couronne de la conduite.

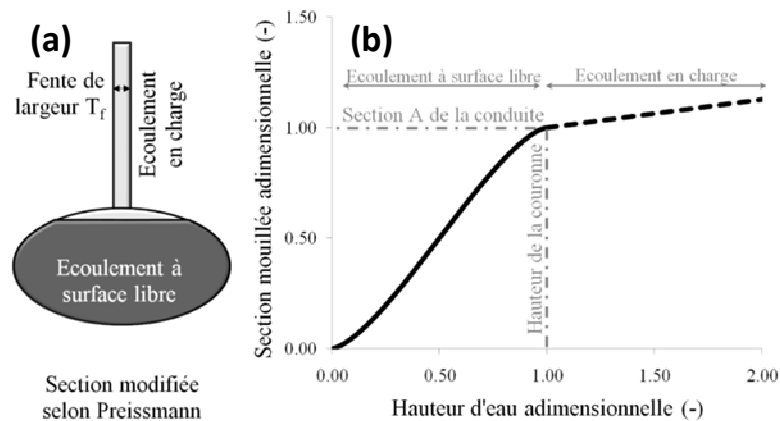


Figure VII-2 : Deux représentations de la fente de Preissmann [94]. (a) Représentation de la géométrie modélisée. (b) Relation Hauteur d'eau – Section mouillée.

Bien qu'initialement destiné à modéliser les écoulements sous une charge positive, le concept de la fente de Preissmann a également été étendu aux écoulements à pression sub-atmosphérique par Kerger [94] grâce à un concept de fente négative.

Les équations résolues dans le module 1D de WOLF permettent donc de modéliser en toute rigueur les écoulements en charge grâce à cet artifice, y compris les phénomènes hautement instationnaires (par exemple lorsque la conduite est le siège d'un coup de bélier) ou à pression sub-atmosphérique.

Dans l'application stricte de la méthode de Preissman, les largeurs de fentes (représentatives de la compression du fluide en charge et/ou de la dilatation de la conduite) sont tellement faibles qu'elles impliquent l'utilisation d'un pas de temps extrêmement réduit³⁴, incompatible avec les temps caractéristiques des études hydrologiques. Or, dans le cas de ces dernières, l'objectif de cette fente n'est pas de capturer les ondes de pression rapides qui transitent dans les conduites, mais uniquement de permettre la modélisation d'un écoulement en charge.

Dès lors, il peut être utile d'utiliser une largeur de fente bien plus importante. Mais dans ce cas, celle-ci perd son sens physique précédemment décrit, et il convient d'étudier l'impact du choix de la fente sur le calcul des écoulements. Dans les écoulements hydrologiques (où les modifications de débit sont quasi-stationnaires en comparaison des temps de propagation des ondes dans les conduites), la modification de la largeur de la fente peut avoir deux impacts :

- une augmentation de l'eau étant stockée dans la fente. La capacité d'accumulation d'eau dans la fente étant de plusieurs ordres inférieure aux volumes caractéristiques des problèmes étudiés, l'effet de stockage dans la fente est tout à fait négligeable ;
- une augmentation de la section de passage, avec pour conséquence une modification de la vitesse de l'écoulement, et donc du frottement dans la conduite.

La Figure VII-3 et la Figure VII-4 montrent l'impact du choix de la largeur de fente sur la ligne d'eau et la ligne de charge d'un écoulement à travers une canalisation circulaire de 1m de diamètre. La largeur de la rivière est de 3m et la condition limite à l'aval est fixée à $H=1,5\text{m}$. Le coefficient de frottement est pris identique ($K_{\text{Manning}}=30$) dans les différents cas. Le débit injecté à l'amont est de $2\text{m}^3/\text{s}$.

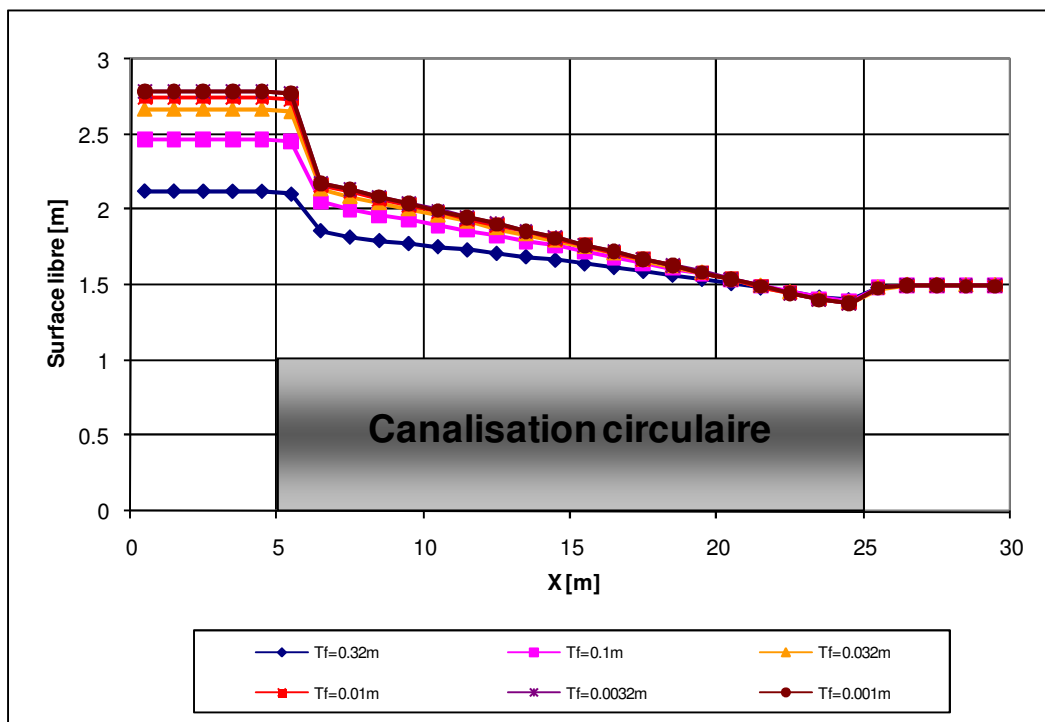


Figure VII-3 : Ligne d'eau (surface libre) lors du passage par la canalisation, pour différentes largeurs de la fente de Preissmann.

³⁴ Lorsque le schéma de résolution est de nature explicite.

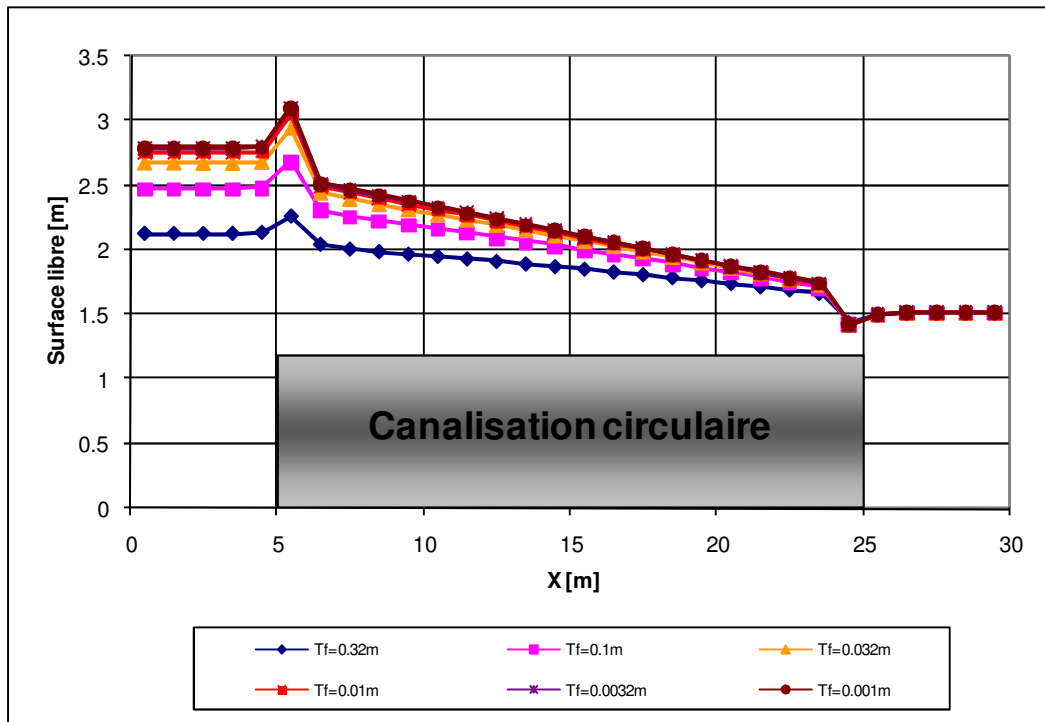


Figure VII-4 : Ligne de charge lors du passage par la canalisation, pour différentes largeurs de la fente de Preissmann.

Notons que dans la ligne de charge (Figure VII-4), les overshooting et undershooting à l'entrée et à la sortie de la canalisation sont seulement des effets numériques liés au schéma de résolution.

La Figure VII-5 montre l'évolution de la charge en amont de la conduite en fonction de la largeur de fente.

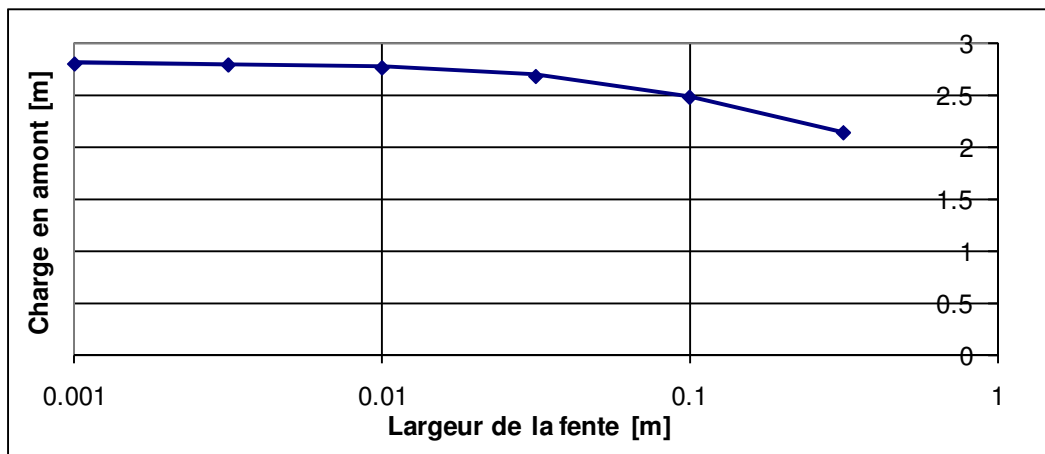


Figure VII-5 : Charge en amont de la conduite en fonction du diamètre de la fente de Preissmann.

Nous pouvons constater que la largeur de la fente n'influence pas de manière significative les résultats, tant qu'elle reste faible par rapport aux dimensions de la conduite. Afin de pouvoir utiliser des fentes plus importantes, nous proposons de compenser l'effet d'augmentation de la section en choisissant adéquatement les relations caractéristiques de la section en fonction de la loi de frottement. Prenons par exemple la loi de frottement de Manning, qui peut s'écrire à une dimension par

$$Q = K \Omega R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (7.5)$$

avec K [$m^{1/3}/s$] le coefficient de frottement, Ω [m^2] la section mouillée, R_h [m] le rayon hydraulique et J [-] la pente de frottement.

Dans la réalité, lorsque la section est en charge, les frottements restent constants quelle que soit la hauteur d'eau dans la fente (à débit fixé), et il faut donc avoir

$$\Omega R_h^{2/3} = cste = \Omega \left(\frac{\Omega}{\chi} \right)^{2/3} = \frac{\Omega^{5/3}}{\chi^{2/3}} \quad (7.6)$$

où χ [m] est le périmètre mouillé de la section. L'indépendance des frottements par rapport à la hauteur d'eau sera donc assurée si

$$\chi = \alpha \Omega^{5/2} \quad (7.7)$$

où α est un coefficient dont la valeur peut être déterminée en notant que lorsque la conduite est juste remplie à ras bord ($\Omega = \Omega_s$), le périmètre mouillé est égal au périmètre de la section pleine ($\chi = \chi_s$), soit $\chi = 2\pi r$, pour une conduite circulaire). La relation (7.7) devient alors

$$\chi = \chi_s \left(\frac{\Omega}{\Omega_s} \right)^{5/2} \quad (7.8)$$

Sachant que par ailleurs, pour une fente rectangulaire de largeur L , la section est donnée par

$$\Omega = \Omega_s + T_f \Delta h \quad (7.9)$$

où Δh est la hauteur d'eau dans la fente. La relation (7.8) devient alors

$$\chi = \chi_s \left(1 + \frac{T_f}{\Omega_s} \Delta h \right)^{5/2} \quad (7.10)$$

Cette formulation nous fournit donc la relation entre le périmètre mouillé et la hauteur d'eau dans la fente qui permet d'annuler l'influence de la largeur de la fente sur le calcul des frottements en long par la formule de Manning. Ainsi, en calculant le périmètre mouillé non pas par sa relation géométrique réelle, mais en fonction de l'équation (7.10), l'effet d'augmentation de section dû à la fente peut être annulé, ce qui permet une représentation adéquate du frottement en long même pour des fentes de

largeur importantes. Notons que dans le cas où $\frac{T_f}{\Omega_s} \Delta h \ll 1$, la relation (7.10) peut être linéarisée par un

développement en série limité, ce qui permet, dans le cas où les relations Hauteur-Section-Périmètre mouillé sont données sous forme tabulée, de définir complètement la relation de la fente grâce à deux points seulement.

Reprenons l'exemple précédent de la ligne de charge dans la conduite (Figure VII-4).

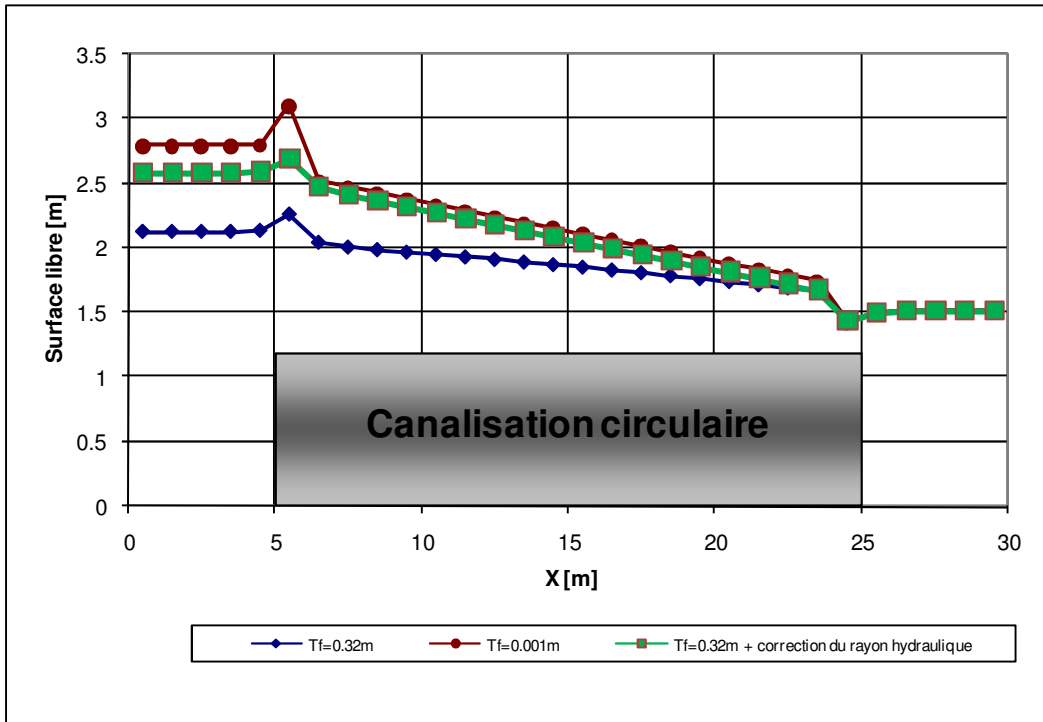


Figure VII-6 : Ligne de charge lors du passage par la canalisation, sans et avec correction du rayon hydraulique.

Nous pouvons constater que les pertes de charges en long sont bien identique (même pente de la ligne de charge) entre le cas avec une fente très étroite ($T_f=0,001m$) et la fente très large ($T_f =0,32m$). Par contre, il apparait des différences de perte de charge au niveau de l'entrée et la sortie de la canalisation. En effet, celles-ci dépendent du rapport de section entre la conduite et la rivière (à l'entrée et à la sortie), comme cela est montré au chapitre VII.2.2.

Nous pouvons calculer le différentiel de perte de charge résultant de l'augmentation de section (due à la fente élargie) sur base des formules de perte de charge qui seront établies dans le chapitre VII.2.2, qui s'écrivent :

- Pour l'entrée, cf. formule(7.22) :

$$\Delta H = \frac{u_0^2}{2g} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 = \frac{u_e^2}{2g} \left(\frac{\Omega_e}{\Omega_0} - 1 \right)^2 \quad (7.11)$$

avec u_e et u_0 [m/s] les vitesses à l'entrée et dans la conduite, Ω_e et Ω_0 [m²] les sections de rivière (à l'entrée) et de la conduite, et Δh la perte de charge. Le différentiel de perte de charge peut être calculé :

$$\begin{aligned} \Delta H - \Delta H_{Fente} &= \frac{u_0^2}{2g} \left[\left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 - \left(1 - \frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right)^2 \right] \\ &= \frac{u_0^2}{2g} \left[\left(\frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 - 2 \frac{\Omega_0}{\Omega_e} - \left(\frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right)^2 + 2 \frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right] \\ &= \frac{u_0^2}{2g} \frac{\Delta\Omega}{\Omega_e} \left[2 + \frac{\Delta\Omega - 2\Omega_0}{\Omega_e} \right] \end{aligned} \quad (7.12)$$

- Pour la sortie, cf. formule (7.29) :

$$\Delta H = \frac{u_0^2}{2g} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_s} \right)^2 \quad (7.13)$$

avec u_0 [m/s] la vitesse dans la conduite, Ω_s et Ω_0 [m²] les sections de rivière (à la sortie) et de la conduite, et Δh la perte de charge. Le différentiel de charge s'écrit alors de manière similaire à (7.12) :

$$\begin{aligned} \Delta H - \Delta H_{Fente} &= \frac{u_0^2}{2g} \left[\left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 - \left(1 - \frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right)^2 \right] \\ &= \frac{u_0^2}{2g} \left[\left(\frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 - 2 \frac{\Omega_0}{\Omega_e} - \left(\frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right)^2 + 2 \frac{\Omega_0 + \Delta\Omega}{\Omega_e} \right] \\ &= \frac{u_0^2}{2g} \frac{\Delta\Omega}{\Omega_s} \left[2 + \frac{\Delta\Omega - 2\Omega_0}{\Omega_s} \right] \end{aligned} \quad (7.14)$$

où $\Delta\Omega$ représente le volume d'eau contenu dans la fente.

Dès lors, la compensation des coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie de la conduite suite à la modification de la largeur de fente peut être réalisée en ajoutant des pertes locales supplémentaires dont les formulations sont données par les équations (7.12) et (7.14). Notons que celle-ci sont dépendantes de la perte générée par le schéma numérique résolu (voir chapitre VII.2.1).

Ces pertes de charge supplémentaires peuvent cependant présenter des difficultés pour être implémentées dans un code de calcul car

- le coefficient de perte de charge est dépendant de la hauteur d'eau dans la section (via le terme $\Delta\Omega$) ;
- ces pertes doit être spécifiquement ajoutées de part et d'autre des ouvrages à section fermée, ce qui nécessite un traitement particulier, au contraire de la modification du frottement en long qui ne nécessite que la modification systématique des relations tabulées du rayon hydraulique dans la fente (opération réalisable aisément lors de l'écriture des relations tabulées en fonction des données géométriques des sections).

VII.2.2 Pertes de charge locale dans les ouvrages

Les lois de frottement telles qu'utilisées dans la résolution des équations 1D permettent de prendre en compte les frottements en long qui agissent sur l'écoulement. Cependant, les changements brusques de section apparaissant de part et d'autre des ouvrages hydrauliques (en particulier les pertuis et les conduites) génèrent des pertes de charge supplémentaires. Afin de représenter correctement le fonctionnement des ouvrages, il est donc nécessaire de se pencher sur la manière dont ces termes peuvent être traités par le modèle.

A cette fin, considérons un écoulement dans une rivière au milieu de laquelle se trouve une conduite. Les sections de la conduite, de la rivière avant l'obstacle et après celui-ci sont constantes et valent respectivement Ω_0 , Ω_e et Ω_s . Considérons alors un écoulement stationnaire parcourant cette configuration. Etant donné que nous nous intéressons à la perte locale à l'entrée et à la sortie de canalisation, plusieurs hypothèses simplificatrices sont utilisées de manière à se placer dans un cas de base :

- frottement en long considéré nul ;
- pente de fond nulle ;
- répartition homogène de la vitesse sur la section ;
- pas d'apports latéraux ;

- écoulement stationnaire.

L'équation de quantité de mouvement (chapitre VII.1) se réduit alors à la simple expression

$$\partial_x \frac{Q^2}{\Omega} = -g\Omega \partial_x Z \quad (7.15)$$

Où Z représente la surface libre de l'écoulement.

Dans le cadre de la discrétisation en Volumes Finis, l'équation (7.15) peut s'écrire en fonction des valeurs aux bords :

$$\frac{Q^2}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Omega_{i+1/2}} - \frac{1}{\Omega_{i-1/2}} \right) = -\frac{g}{2\Delta x} (\Omega_{i+1/2} + \Omega_{i-1/2}) (Z_{i+1/2} - Z_{i-1/2}) \quad (7.16)$$

Dans WOLF, plusieurs décentrement différents sont utilisés selon les termes : celui de gauche (quantité de mouvement) est décentré vers l'amont, tandis que celui de droite (pression) est décentré vers l'aval [4] :

$$\frac{Q^2}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Omega_i} - \frac{1}{\Omega_{i-1}} \right) = -\frac{g}{2\Delta x} (\Omega_{i+1} + \Omega_i) (Z_{i+1} - Z_i) \quad (7.17)$$

Nous allons à présent examiner ce que donnent, en termes de pertes de charge, ces équations dans le cas proposé.

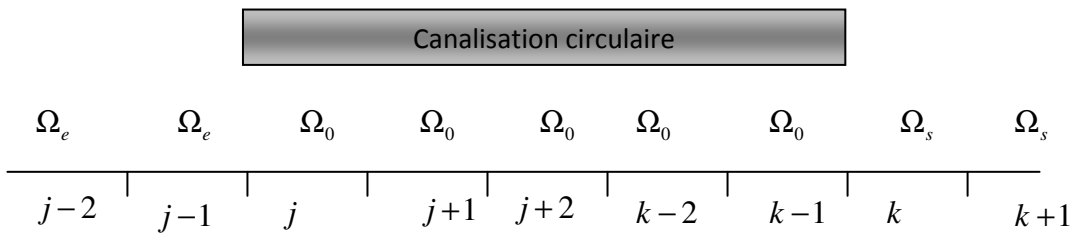


Figure VII-7 : Discrétisation 1D de la conduite circulaire.

Appelons j la maille d'entrée (première maille dans la canalisation), et k la maille de sortie (1^{ère} maille après la canalisation). Pour chaque extrémité de la conduite, nous calculons la charge de part et d'autre de cette extrémité.

VII.2.2.1 Entrée

Les mailles influencées par le changement de section sont les mailles $j-1$ et j .

Maille $j-1$:

Etant donné que $\Omega_j = \Omega_{j-1} = \Omega_e$, l'équation (7.17) devient

$$Z_j - Z_{j-1} = 0 \quad (7.18)$$

Et la perte de charge s'écrit

$$H_j - H_{j-1} = \left(Z_j + \frac{Q^2}{2g\Omega_0^2} \right) - \left(Z_{j-1} + \frac{Q^2}{2g\Omega_e^2} \right) = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\Omega_0^2} - \frac{1}{\Omega_e^2} \right) \quad (7.19)$$

Maille j :

L'équation de quantité de mouvement et la perte de charge s'écrivent ici :

$$\frac{Q^2}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_e} \right) = -\frac{g}{\Delta x} \Omega_0 (Z_{j+1} - Z_j) \quad (7.20)$$

$$(Z_{j+1} - Z_j) = -\frac{Q^2}{g\Omega_0} \left(\frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_e} \right) \quad (7.21)$$

La perte de charge totale à l'entrée de la conduite est donc

$$\begin{aligned} H_{j+1} - H_{j-1} &= \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\Omega_0^2} - \frac{1}{\Omega_e^2} \right) - \frac{Q^2}{g\Omega_0} \left(\frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_e} \right) \\ &= \frac{Q^2}{2g\Omega_0^2} \left(1 - \frac{\Omega_0^2}{\Omega_e^2} - 2 + 2\frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right) \\ &= -\frac{u_0^2}{2g} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right)^2 \end{aligned} \quad (7.22)$$

Nous pouvons alors comparer cette perte de charge subie par un écoulement en conduite dans le cas d'un rétrécissement brusque, donnée par la formule classique [85]:

$$\Delta H = \frac{u_0^2}{2g} \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right) \quad (7.23)$$

Nous voyons que les pertes de charges (7.22) et (7.23) seront identiques si

$$\left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_e} \right) = \frac{1}{2} \Leftrightarrow \frac{\Omega_0}{\Omega_e} = \frac{1}{2} \quad (7.24)$$

VII.2.2.2 Sortie

Nous pouvons procéder de la même manière pour calculer les pertes de charge à la sortie.

Maille k-1 :

$$Z_k - Z_{k-1} = 0 \quad (7.25)$$

$$H_k - H_{k-1} = \left(Z_k + \frac{Q^2}{2g\Omega_s^2} \right) - \left(Z_{k-1} + \frac{Q^2}{2g\Omega_0^2} \right) = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\Omega_s^2} - \frac{1}{\Omega_0^2} \right) \quad (7.26)$$

Maille k :

$$\frac{Q^2}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Omega_s} - \frac{1}{\Omega_0} \right) = -\frac{g}{2\Delta x} \Omega_s (Z_{k+1} - Z_k) \quad (7.27)$$

$$H_{k+1} - H_k = \left(Z_{k+1} + \frac{Q^2}{2g\Omega_s^2} \right) - \left(Z_k + \frac{Q^2}{2g\Omega_s^2} \right) = Z_{k+1} - Z_k = -\frac{Q^2}{g\Omega_s} \left(\frac{1}{\Omega_s} - \frac{1}{\Omega_0} \right) \quad (7.28)$$

La perte de charge générée à la sortie est donc

$$\begin{aligned} H_{k+1} - H_{k-1} &= \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\Omega_s^2} - \frac{1}{\Omega_0^2} \right) - \frac{Q^2}{g\Omega_s} \left(\frac{1}{\Omega_s} - \frac{1}{\Omega_0} \right) \\ &= \frac{Q^2}{2g\Omega_0^2} \left(\frac{\Omega_0^2}{\Omega_s^2} - 1 - 2\frac{\Omega_0^2}{\Omega_s^2} + 2\frac{\Omega_0}{\Omega_s} \right) \\ &= -\frac{u_0^2}{2g} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_s} \right)^2 \end{aligned} \quad (7.29)$$

Cette perte peut alors être comparée à la perte générée dans un écoulement en conduite par un élargissement brusque, donnée par la formule classique [85] :

$$\Delta H = \frac{u_0^2}{2g} \left(1 - \frac{\Omega_0}{\Omega_s} \right)^2 \quad (7.30)$$

Les deux termes de perte de charge (7.29) et (7.30) sont cette fois parfaitement identiques.

VII.2.2.3 Conclusion

Les développements précédents ont permis de montrer que le schéma de discrétisation spatial utilisé par WOLF génère une perte de charge à l'entrée et à la sortie d'un obstacle produisant un changement de section brusque. A la sortie de l'obstacle, la perte générée est égale à la perte de charge déterminée expérimentalement pour un élargissement brusque dans un écoulement en conduite. A l'entrée de l'obstacle, la perte a une forme semblable à la perte de charge en conduite lors d'un rétrécissement brusque, mais n'est tout à fait égale à celle-ci que dans le cas particulier où la section de l'obstacle est égale à la moitié de la section située avant l'obstacle. Notons que dans le cas de la rivière, ce rapport de section est variable en fonction de la hauteur d'eau en amont de l'obstacle.

Le décentrement particulier utilisé dans WOLF permet de générer des pertes de charge au niveau de l'obstacle en adéquation avec les pertes réelles et il n'est pas nécessaire d'ajouter des termes spécifiques pour prendre en compte explicitement la perte de charge.

VII.2.3 Interpolation des sections

Il est nécessaire de rester attentif à la manière dont les sections correspondant à ces ouvrages sont intégrées parmi les autres sections de la rivière. En effet, les sections disponibles sur la rivière ont parfois un espacement conséquent, et il est alors nécessaire d'interpoler les relations Hauteur-Section sur les mailles intermédiaires. Or, cette interpolation ne peut être réalisée à partir des sections correspondant à des ouvrages, sous peine de créer par l'interpolation des sections hybrides entre une section de rivière et une section d'ouvrage. Afin d'éviter ce problème, il est nécessaire de réaliser l'interpolation sans tenir compte des ouvrages, et de n'intégrer ces derniers qu'une fois l'interpolation réalisée.

Dans le cas où des levés de sections transversales réguliers et relativement peu espacés sont disponibles, les sections situées de part et d'autres de l'ouvrage peuvent être considérées comme identiques aux sections transversales les plus proches (reconstruction selon la Figure VII-8).

Par contre, si les sections transversales sont plus espacées, il est préférable de mettre aux extrémités des ouvrages des sections interpolées, permettant une transition plus graduelle entre les profils différents.

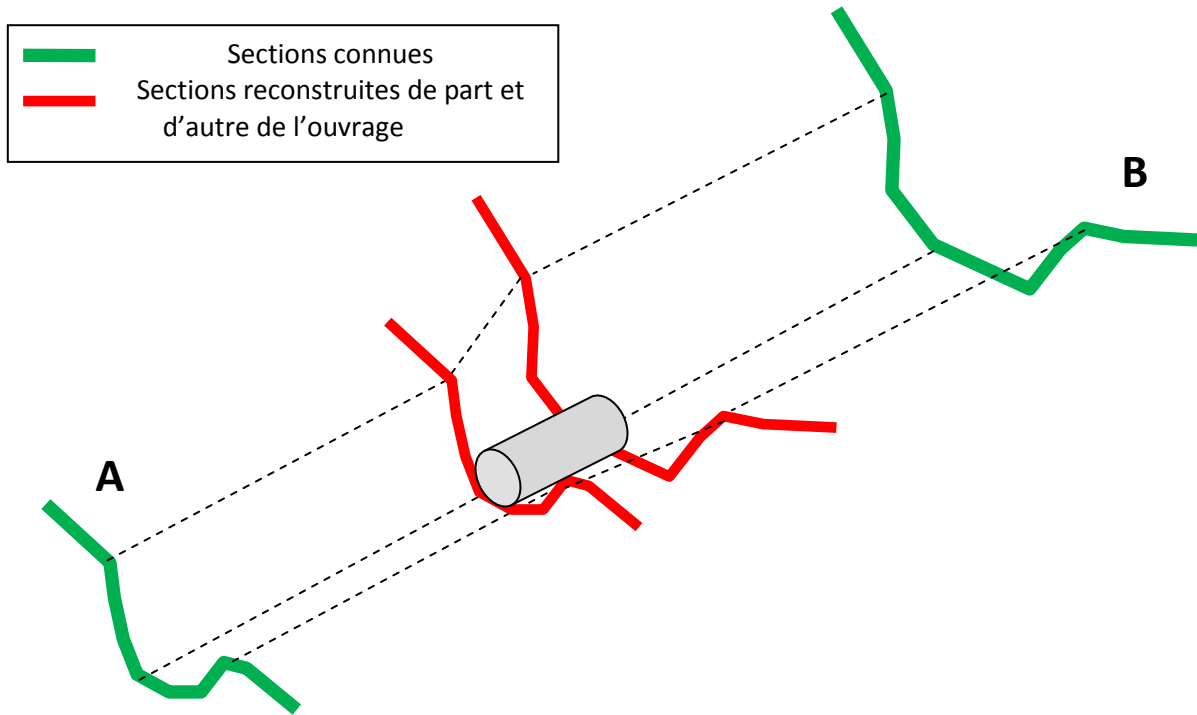


Figure VII-8 : Reconstruction des sections de part et d'autre de l'ouvrage.

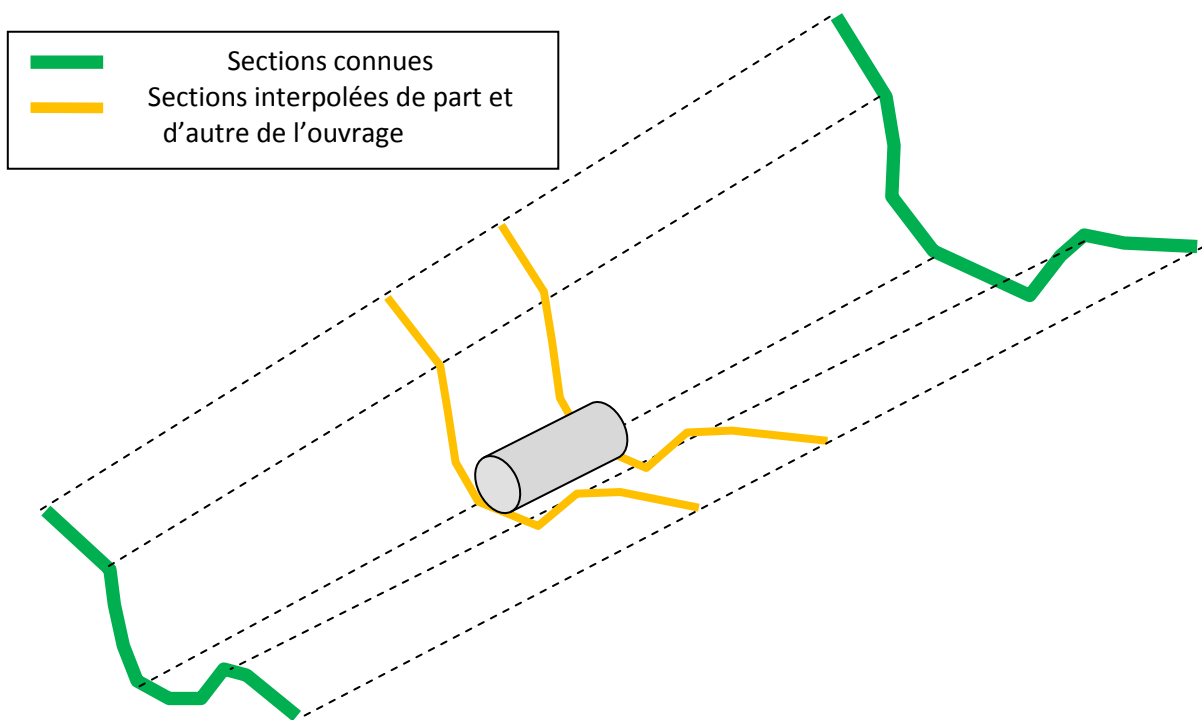


Figure VII-9 : Interpolation des sections de part et d'autre de l'ouvrage.

Une méthodologie particulière pour réaliser l'interpolation entre deux sections consécutives A et B est proposée de manière à respecter les critères suivants :

- le niveau du fond (point bas) est interpolé entre les niveaux du fond des sections A et B ;

- la largeur de la section à une hauteur h (prise par rapport au point bas) inférieure à la hauteur de la berge³⁵ la plus basse est interpolée entre les largeurs des sections A et B prises à la même hauteur relative ;
- au-dessus du niveau de la berge la plus basse, la section est interpolée de manière à avoir une hauteur de berge et une largeur de section croissant linéairement.

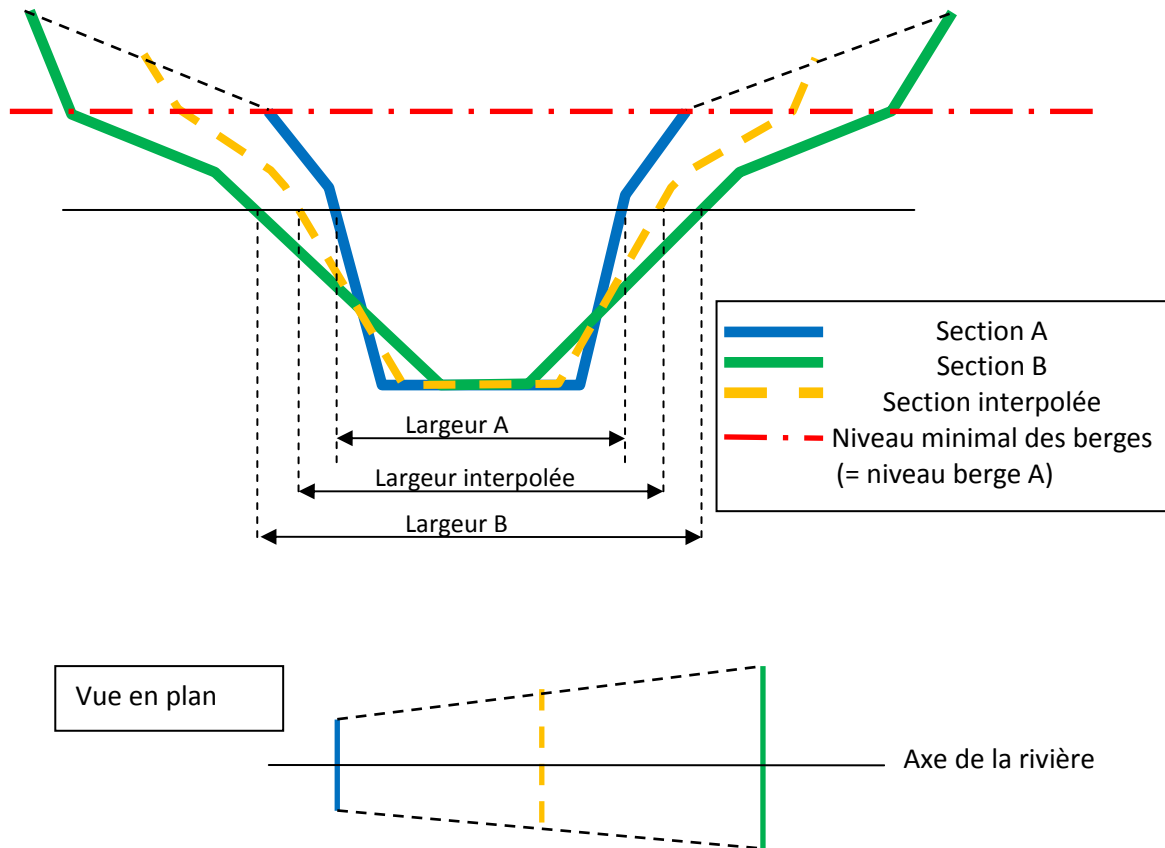


Figure VII-10 : Méthode d'interpolation des sections.

L'interpolation permet donc d'éviter une transition brusque entre les sections de part et d'autre d'un ouvrage.

VII.2.4 Ouvrages particuliers

En dehors des ouvrages du type pertuis ou conduite, qui consistent uniquement en un tronçon de rivière de section particulière (ouverte ou fermée), d'autres ouvrages au comportement plus spécifique peuvent être présents. Le modèle contient des modules permettant de modéliser certains types d'ouvrages, tels que des barrages ou des déversoirs. Ces ouvrages sont traités comme des entités spécifiques (par exemple, le barrage est considéré comme un réservoir d'eau) interagissant avec les bras de rivière via les conditions limites (par exemple, l'imposition de la hauteur d'eau dans le bras en amont du barrage ou le débit rejeté dans le bras aval).

En pratique, chaque ouvrage peut avoir un mode de fonctionnement particulier, et il convient alors de gérer ceux-ci au « cas par cas », en implémentant des modules spécifiques permettant de modéliser le mode de fonctionnement de ces ouvrages.

³⁵ Le terme « berge » est ici pris dans le sens des points d'extrémité de la section. Dans le cas où les berges gauche et droite ne sont pas à la même hauteur, la hauteur de berge correspond au point le plus bas.

L'étude du Rieu des Barges (chapitre X) illustre cette démarche par plusieurs exemples, notamment le bassin de rétention du Bachy (bassin d'orage avec remplissage par pompage et vidange par écoulement gravitaire) ou le bassin « cacahuète » (remplissage gravitaire et vidange par pompage à seuils).

VII.3 Création du réseau 1D

Afin de générer un réseau cohérent à la fois pour la partie purement hydrologique de l'étude (écoulements jusqu'à la rivière) et pour la propagation ultérieure dans le réseau de rivières, il est nécessaire de prendre en considération sa modélisation dès le départ. Deux types de données vont permettre de le générer. D'une part, le modèle numérique de terrain qui, par une analyse des convergences d'écoulements, va permettre d'obtenir un réseau couvrant l'intégralité du bassin, avec une densité dépendant du seuil de convergence choisi pour identifier les mailles rivière. Ce premier réseau ne contient cependant que très peu d'informations sur les caractéristiques des rivières. D'autre part, les mesures effectuées sur site qui permettent d'obtenir une description bien plus précise de la géométrie de la rivière (données telles que les sections transversales, les plans des ouvrages d'art le long de la rivière ou le profil en long de la rivière).

Une méthode systématique de création d'un réseau de rivière sur base de ces deux sources de données (voire de sources additionnelles comme dans le cas de l'adjonction du réseau d'égouttage selon la méthodologie présentée au chapitre VIII.5) a donc été mis au point. Il consiste à générer des réseaux séparés sur base des différentes données disponibles, puis de fusionner ces réseaux de manière à générer une modélisation de la rivière aussi complète que possible.

VII.3.1 Création du réseau de rivières à partir de la topographie

Le premier réseau est créé à partir de la topographie, suivant différentes étapes qui sont détaillées ci-dessous. Dans un premier temps, la convergence des écoulements est calculée à partir du modèle numérique de terrain, puis le réseau de rivière est déterminé. En outre, une proposition est réalisée afin de compenser l'influence de la densité de réseau choisie par une modification du frottement sur le bassin versant. Par ailleurs, une correction du réseau hydrographique est proposée de manière à assurer une correspondance entre le tracé de la rivière issu du MNT et le tracé réel. Enfin, des sections transversales par défaut sont attribuées aux rivières ainsi déterminées en fonction de leur bassin versant propre.

VII.3.1.1 Calcul du réseau de convergences

La définition du réseau de rivière est basée sur la notion de réseau de convergence des écoulements : les apports en eau sur un bassin s'écoulent vers l'exutoire en convergeant de manière à former des écoulements concentrés dans les thalwegs des rivières. Cet effet peut être illustré en considérant un apport unitaire uniforme sur l'entièreté du bassin et en prenant l'hypothèse que les écoulements suivent les plus grandes pentes du terrain sans aucune perte. Ainsi, chaque maille reçoit un apport proportionnel à son bassin versant, ce qui permet de donner une première estimation de l'importance relative de chaque maille en termes de quantité d'apports hydrologiques propagés. L'orientation des écoulements peut donc être déterminée à partir du modèle numérique de terrain, en calculant pour chaque maille la direction de sa plus grande pente en fonction des altitudes des mailles adjacentes. Cependant, plusieurs difficultés doivent être surmontées lors de ce calcul :

- une cellule peut avoir plusieurs directions potentielles d'écoulement ;
- suite à des effets numériques (par exemple liés aux méthodes d'interpolation ou à des effets d'échelle) ou de la réalité de terrain, il existe dans le MNT des **zones de dépressions** pour lesquelles un exutoire ne peut être trouvé qu'après remplissage complet de celui-ci par l'eau de ruissellement ;

- il existe des zones plates qui ne possèdent aucune pente, et où un dénivelé minimal est nécessaire pour orienter adéquatement le ruissellement.

Dans WOLFHYDRO, ces obstacles sont surmontés grâce à une procédure itérative développée par le HACH [4], utilisant les solutions suivantes :

- les indéterminations du sens d'écoulement (résultant de pentes identiques selon les directions) sont levées grâce à une méthode élaborée par Chou, qui fait intervenir le plan moyen passant par la cellule considérée et les 8 cellules voisines [80; 24] ;
- le traitement des dépression suit un algorithme proposé par Martz et Garbrecht [114], qui propose une combinaison entre le remplissage des dépression et le creusement de brèches pour leur fournir un exutoire, en fonction de critères basés sur l'altitude des mailles topographiques environnantes ;
- le traitement des zones plates est effectué selon une méthode mise au point par Martz et Garbrecht [60], qui combine des corrections topographiques depuis l'exutoire (ou les exutoires) de la zone plate et depuis les mailles hautes entourant cette zone.

Des explications plus détaillées sur les algorithmes implémentés et les raisons de leur choix dans le cadre du programme WOLFHYDRO sont données dans [4].

Après ce pré-traitement du MNT, une matrice de convergence est obtenue, faisant apparaître le réseau de rivières (Figure VII-11).

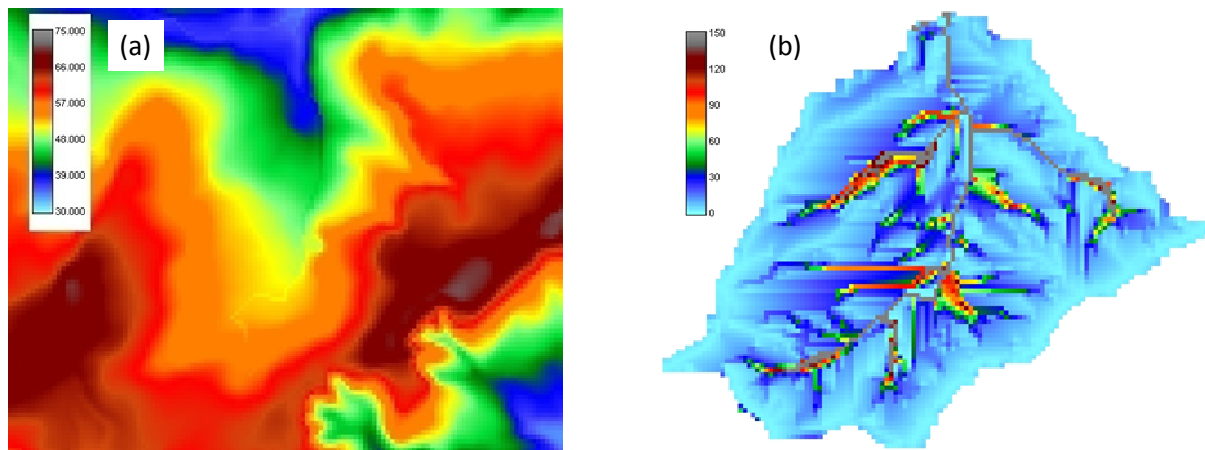


Figure VII-11 : Exemple d'extraction du réseau de convergence à partir du MNT sur le Rieu de Taintignies. (a) : Topographie (en mètres). (b) : Convergence (en nombre de mailles).

VII.3.1.2 Choix du seuil pour le calcul du réseau de rivières

Le réseau de rivière est construit sur base de ce réseau de convergence : les mailles sont considérées comme appartenant au réseau de rivière lorsque leur bassin versant excède un certain seuil. Une procédure itérative permet de prendre en compte la modification du réseau de convergence résultant de ce reclassement³⁶. Différents critères permettent de choisir le seuil de transition entre les mailles à écoulement hydrologique diffus et les mailles de rivière. Il s'agit soit de critères physiques (le seuil est choisi de manière à générer un réseau de rivière correspondant aux rivières permanentes), soit de considérations pratiques (densité de réseau limitée). Les applications aux bassins versants du Rieu des

³⁶ Dans la méthode générale de résolution choisie pour le calcul de la matrice de convergence (volumes finis), les échanges de flux ne peuvent s'effectuer que par les bords de mailles, les échanges par les diagonales étant prescrits pour les écoulements diffus. En revanche, les écoulements de rivière étant par nature concentrés, les transferts par la diagonale sont autorisés. La modification des modes d'échange autorisés lors du calcul de la convergence entraîne donc logiquement un calcul itératif de la solution.

Barges et de la Berwinne montrent des exemples du choix de la densité du réseau (voir chapitres VIII.1 et X.1).

Il est impératif de comprendre les enjeux liés à ce choix, déjà évoqués par Archambeau [4]. La dynamique de propagation de l'écoulement est très différente selon qu'il s'agit d'un écoulement hydrologique diffus (voir chapitre VI.1) ou un écoulement de rivière (voir chapitre VII.1). Les temps de parcours peuvent être significativement différents, et il convient de choisir adéquatement le seuil de convergence des rivières. Néanmoins, d'autres considérations (telles que, par exemple, le besoin de limiter le nombre de mailles du réseau ou le nombre de bras de rivière) peuvent amener à choisir des seuils de convergence bien plus importants. Dans un tel cas, l'écoulement est modélisé sur une plus grande partie de son trajet sous forme d'écoulement diffus, avec pour conséquence une augmentation du temps de parcours et une diminution des pics de crue. Afin d'éviter ces problèmes, nous proposons plusieurs solutions, présentées ci-dessous.

- a) L'utilisation de relations Hauteur-Volume-section (voir chapitres IV.1.4 et IV.1.5) permet de ne pas représenter uniquement un écoulement diffus sur l'entièreté de la maille, mais de progressivement évoluer vers un écoulement concentré par une adaptation adéquate des relations géométrique décrivant la surface de la maille en fonction de son bassin versant propre. Cela permet d'éviter la discontinuité brusque entre les types d'écoulements (ruissellement et propagation en rivière) et laisse donc une marge de manœuvre dans le choix du seuil de convergence.
- b) Dans le cas où le ruissellement est considéré comme un écoulement diffus avec répartition homogène de l'eau sur la maille (voir chapitre IV.1.3.1), il est alors possible de compenser la diminution de vitesse de propagation des apports résultant d'une modélisation moins de la densité du réseau de rivières grâce à une diminution des coefficients de frottement sur le bassin (Figure VII-12). Cela peut se faire de manière homogène sur l'ensemble du bassin (l'ensemble des coefficients de frottement sont multipliés par une constante), ou bien de façon distribuée en fonction du seuil de convergence de chaque maille.

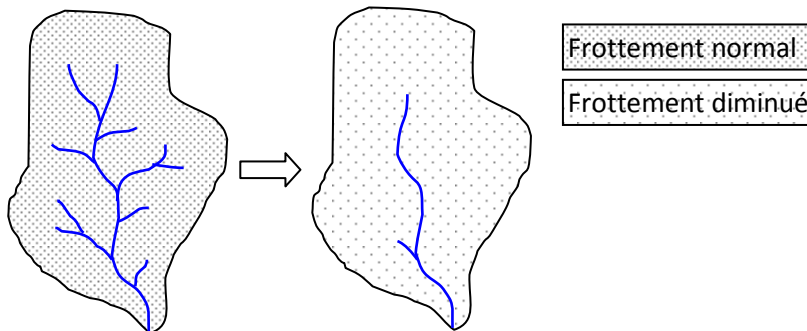


Figure VII-12 : Compensation de la faible densité du réseau par une diminution du coefficient de frottement.

VII.3.1.3 Correction du frottement en fonction de la densité du réseau de rivières

Ce chapitre aborde la possibilité de corriger le coefficient de Manning de manière à compenser une densité de réseau 1D trop faible. Dans un premier temps, l'influence de la densité de réseau est évaluée en comparant les débits générés à l'exutoire d'un bassin pour différents seuils de convergence des mailles rivière (voir chapitre VII.3.1.1). Le Tableau VII-1 montre les différents paramètres de la simulation.

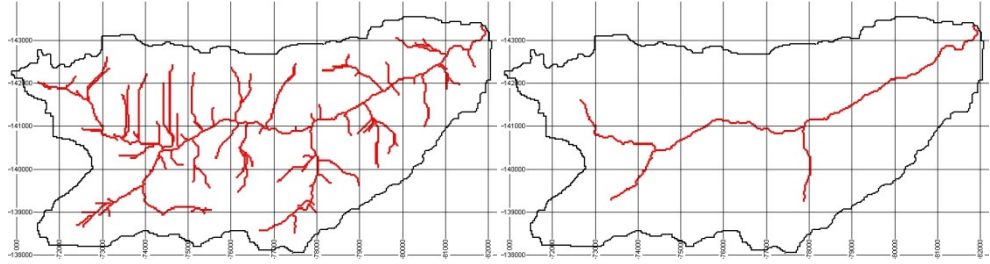
Bassin	Rieu des Barges (voir chapitre X)
Seuils de convergence testés	100, 200, 500, 1000 et 2222 mailles (9,18,45,90 et 200 ha)
	
Modélisation 1D des rivières	Les Rivières sont modélisées en utilisant uniquement les sections transversales par défaut. Il s'agit de sections rectangulaires avec une largeur dépendant de la surface du bassin versant propre de la section (voir § VII.3.1.6)
Pluie	Période de retour de 25 ans
Autres paramètres de simulation	Voir descriptions au chapitre X.

Tableau VII-1 : Paramètres de la simulation.

La Figure VII-14 montre le débit à l'exutoire selon les 5 seuils de convergence différents proposés dans le Tableau VII-1. Les deux premières courbes (seuil de 9 ha et 18 ha) sont quasiment confondues. Pour des seuils plus importants, il apparaît une différence significative entre les courbes de débit. Pour un réseau moins dense, la montée des débits est moins rapide et le pic moins important, tandis que la décrue est moins rapide. Ce résultat correspond à ce qui est attendu, puisque la propagation des apports hydrologiques est moins rapide dans un réseau moins dense.

Alors que le pic de crue avec le seuil de 9 ha est de 20 m³/s, le débit atteint avec le seuil de 200 Ha culmine à 17,34 m³/s, soit une diminution de 13%.

Etant donné que le problème vient de l'augmentation du temps de propagation lorsque l'écoulement est modélisé de façon diffuse plutôt que par un écoulement concentré en rivière, nous proposons de compenser cet effet par la diminution du coefficient de frottement. La simulation de référence a été lancée à nouveau en multipliant la matrice des coefficients de frottement par différents coefficients de pondération (1,2 ; 1,3 ; 1,5). Plusieurs constatations peuvent être tirées des résultats (Figure VII-14) :

- la modification du coefficient de frottement a un impact significatif sur l'hydrogramme à l'exutoire. La division du coefficient de frottement (Manning) par 1,5 permet de passer de 17,3 m³/s à 22 m³/s ;
- il n'est cependant pas possible de retrouver exactement la courbe de référence correspondant au seuil de 9 ha par une simple modification du coefficient de frottement (la forme de l'hydrogramme est modifiée) ;
- dans le cas présenté, le frottement doit être divisé par un coefficient de l'ordre de 1,2 à 1,3 pour s'approcher de la courbe de référence.

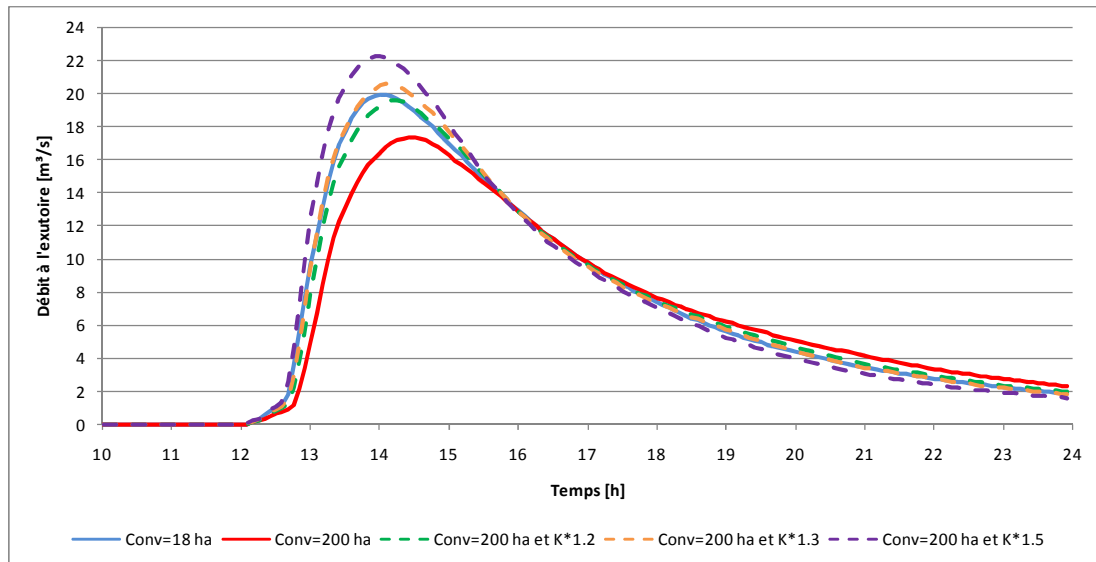


Figure VII-14 : Effet de la modification du coefficient de frottement sur les débits à l'exutoire.

Le choix d'un seuil de convergence assez élevé, permettant une faible densité de réseau 1D, peut donc avantageusement être accompagné d'une diminution du frottement pour compenser la modification du temps de propagation. Ces résultats plaident donc en faveur de l'utilisation d'un réseau de convergence moins dense, à moins qu'une modélisation très précise de la propagation dans l'entièreté du réseau de rivières soit possible et souhaitable, ce qui signifie :

- que des données soient disponibles sur toutes les rivières (y compris les plus petites) ;
- que la modélisation soit acceptable en terme de temps de calcul ;
- que le reste de la modélisation (écoulements hydrologiques, précision des données de pluie...) soit suffisamment précise, de manière à ce que la modélisation explicite des ruisseaux ait un sens.

VII.3.1.4 Correction du réseau hydrographique

Le filaire est déduit directement du modèle de terrain qui possède des limitations inhérentes à sa précision en Z. Dès lors, quand le filaire réel est comparé au filaire numérique, il est nécessaire de lui apporter quelques corrections mineures pour obtenir une correspondance complète des flux hydrologiques avec la modélisation hydrodynamique 1D qui doit exploiter au mieux les levés topographiques de terrain.

Plusieurs types d'algorithmes permettent d'effectuer ces corrections. La méthode la plus directe pour forcer la direction de l'écoulement est celle du « Stream Burning » [157; 148]. Elle consiste à creuser artificiellement le tracé de la rivière dans le modèle numérique de terrain, de manière à confiner l'écoulement dans les mailles correspondantes. La modification du modèle numérique de terrain est basée sur une connaissance précise du tracé réel de la rivière, provenant de levés sur le site. Ce type d'information est souvent disponible dans des bases de données géographiques (en particulier, en Belgique, la base de donnée Top10v-GIS de l'IGN³⁷ contient le tracé des principales rivières du pays sous forme vectorielle). La méthode de Stream Burning utilise une représentation matricielle de la rivière pour identifier les mailles appartenant au réseau de rivières. Cette méthode a été utilisée avec succès dans de nombreux projets. Elle peut cependant présenter certains défauts, tels qu'une distorsion des limites du bassin [157] et la création d'écoulements parallèles [76]³⁸. En outre, cette méthode de correction peut créer des pentes artificiellement fort élevées aux abords immédiats de la rivière, en

³⁷ Institut Géographique National. www.ign.be

³⁸ Référence d'après l'article de Callow [18]

particulier lorsqu'il a été nécessaire de baisser fortement le niveau des mailles pour corriger le MNT. En revanche, cette méthode possède plusieurs avantages significatif : sa simplicité, son efficacité en termes de calcul, et surtout une restriction des modifications à une faible portion des mailles du bassin

Un deuxième type d'algorithme (« Surface Reconditionning »), tel que « Agree » [76]³⁹, consiste à modifier la topographie aux alentours de la rivière, jusqu'à une distance maximale définie par l'utilisateur. Elle est assez proche de la méthode de Stream Burning, mais abaisse en outre la topographie aux alentours de la rivière de manière à générer une pente vers la rivière. Cette méthode permet de résoudre le problème des écoulements parallèles pouvant apparaître avec la méthode du Stream Burning. Par contre, cette méthode ne solutionne pas le problème des dénivelés brusques entre les mailles de rivière et les mailles adjacentes [18].

D'autres méthodes plus complexes tel que ANUDEM [82; 84; 83] permettent de générer un MNT plus régulier, évitant ainsi les sauts topographiques abruptes près des rivières, grâce à un algorithme itératif de forçage des chemins de drainage [18]. Cependant, de telles méthodes agissent sur l'ensemble du MNT, qui peut dès lors être altéré sur la totalité du bassin.

Callow a comparé et analysé les différents algorithmes décrits ci-dessus afin d'évaluer de quelle manière ils peuvent affecter les propriétés hydrologiques du MNT [18]. Il en conclut que :

- les trois méthodes améliorent le calcul de la surface du bassin, la position des rivières et leur longueur en comparaison avec le MNT initial, mais qu'elles augmentent toutes la pente du bassin, en particulier près de la rivière ;
- aucune des méthodes ne présente les meilleures améliorations dans tous ces domaines ;
- dans tous les cas, les méthodes modifient significativement les altitudes et les pentes selon des dispositions spatiales et des importances différentes, ce qui doit être pris en compte dans les analyses ultérieures du MNT.

Dans le cas de notre modèle, nous avons choisi de d'utiliser une méthode de type « Stream Burning », qui est suffisante pour atteindre les objectifs fixés (correspondance des tracés de rivière) et permet de modifier l'altitude d'un minimum de mailles. Un algorithme, dont les étapes sont décrites ci-dessous, a donc été mis au point afin d'effectuer ce pré-traitement de la topographie. Les phases suivies sont :

- a) Détermination des mailles appartenant au réseau de rivière. Ces mailles sont choisies sur base du tracé vectoriel du lit de la rivière. La connaissance des sections transversales n'est pas nécessaire au processus. Une matrice binaire d'appartenance au réseau de rivières est donc créée.

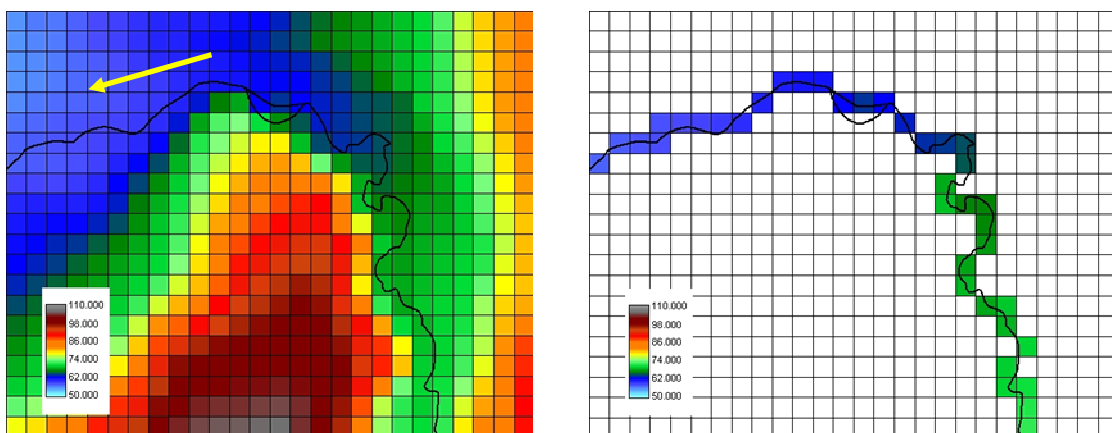


Figure VII-15 : Tracé de la rivière sur le maillage 2D

³⁹ Référence d'après d'après l'article Callow [18]

- b) Tri des mailles. A partir du point d'exutoire de la rivière (à fournir), chaque maille de la rivière est ajoutée à une liste, et une valeur représentant sa distance par rapport à l'exutoire (D_e) lui est attribuée.

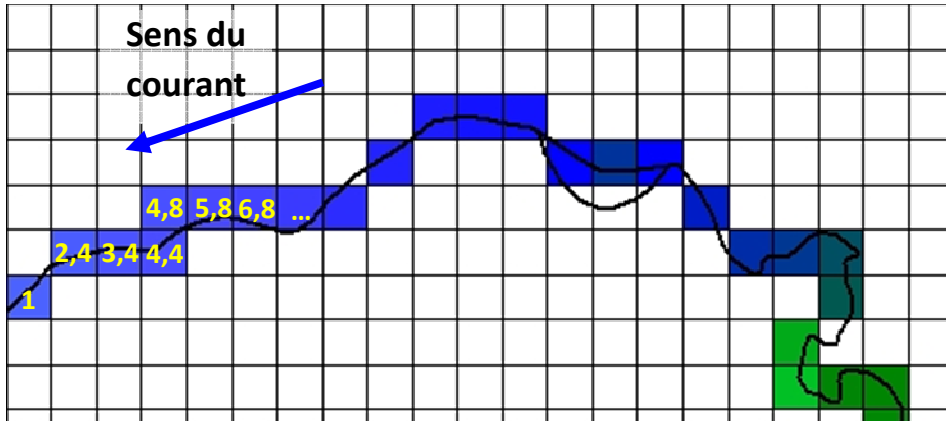


Figure VII-16 : Numérotation des mailles en fonction de leur distance à l'exutoire.

- c) Calcul de l'altitude de chaque maille, en procédant depuis la maille la plus éloignée (plus grande valeur de D_e) jusqu'à l'exutoire. Pour chaque maille, son altitude actuelle est si nécessaire diminuée de manière à ce que :

- elle soit inférieure à l'altitude de chacune des mailles n'appartenant pas au réseau de rivière (le différentiel de hauteur désiré est un paramètre, par défaut 20 cm) ;
- elle permette une pente minimale (paramétrable, par défaut 1‰) par rapport aux mailles rivière situées plus en amont.

$$Z_{riv,i} = \min \left(Z_{riv,i}; \min_j \left(Z_{adj,j} - \Delta Z_{min} \right); \min_j \left(Z_{riv\ amont,j} - pente_{min} * dl_{i,j} \right) \right) \quad (7.31)$$

où $Z_{riv,i}$ [m] représente l'altitude de la maille à modifier, $Z_{adj,j}$ [m] l'altitude d'une maille adjacente n'appartenant pas à la rivière (l'indice j permet de représenter les différentes mailles adjacentes), $Z_{riv\ amont,j}$ [m] représente les mailles situées sur la rivière en amont de la maille i , et $dl_{i,j}$ [m] est la distance entre les mailles de rivière i et j .

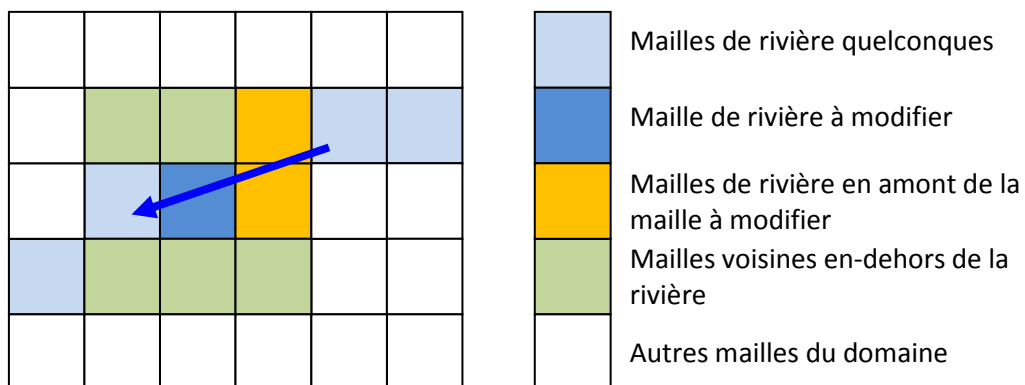


Figure VII-17 : Les différents types de mailles voisines.

Ainsi, dès qu'un chemin d'écoulement rejoint une de ces mailles de rivière, il ne peut que parcourir ce réseau vers l'aval, puisque toutes autres mailles adjacentes (mailles hors rivière et mailles rivière amont) se trouvent à une altitude plus grande.

VII.3.1.5 Modification des chemins d'écoulement par les ouvrages anthropiques

La construction d'ouvrages s'étalant sur de longues distances tels que les routes, chemins de fer, ou fossés drainants peuvent fondamentalement altérer les chemins d'écoulement et doivent donc être inclus dans le modèle. La méthode de Stream Burning décrite plus haut a l'avantage de permettre une prise en compte aisée de ces éléments dans la phase hydrologique : il suffit d'inclure les ouvrages en question dans la matrice d'appartenance au réseau de rivière, de manière à ce que les écoulements qui rejoignent l'ouvrage en question suivent son tracé. Il est en outre possible d'inclure ces ouvrages dans le réseau 1D en imposant que les mailles en question soient considérées comme mailles « rivières » même si leur bassin versant est inférieur au seuil choisi (voir § VII.3.1). Les sections 1D adéquates peuvent alors être choisies en fonction des propriétés réelles de l'ouvrage.

L'étude du Rieu des Barges (chapitre X) montre l'application de cette méthodologie pour inclure les effets de la Ligne à Grande Vitesse sur le bassin.

VII.3.1.6 Section transversale par défaut

Le réseau généré sur base de la topographie identifie une rivière uniquement en fonction de son bassin versant (valeur de convergence). Il peut couvrir aussi bien les zones dans lesquelles des données sur la forme de la rivière sont disponibles, que des bras de rivière pour lesquels aucune information n'est disponible. Il est dès lors nécessaire d'implémenter une section-type par défaut, dépendant naturellement du bassin versant correspondant. Une première relation a été proposée par Archambeau [4] :

$$L_{eq} = 0,8A_d^{0,5} \quad (7.32)$$

Où L_{eq} [m] est la largeur du profil rectangulaire équivalent et A_d [m²] est la surface drainée par le cours d'eau.

Par ailleurs, Molnar et Ramirez [118] ont établi une relation directement entre le rayon hydraulique de l'écoulement et la surface du bassin versant drainé, pour une fréquence de dépassement p fixée :

$$R_p = aA_d^b \quad (7.33)$$

où R_p [m] est le rayon hydraulique avec une probabilité de dépassement p , A_d [m²] est la surface drainée par le cours d'eau, a [-] est une constante du réseau et b [-] un exposant, tous deux dépendant de la fréquence des débits. En d'autres mots, leur relation donne le rayon hydraulique atteint pour un événement de période de récurrence fixée. Cette formulation a par exemple été appliquée par Liu et al de manière à estimer des vitesses d'écoulement (liées à une crue) de façon distribuée sur un bassin versant entier [112]. Pour une période de récurrence de 2 ans, ils ont déterminé les paramètres a et b qui valent respectivement 0.1 et 0.5. Nous constatons qu'un parallèle peut être établi avec la relation (7.32), et que l'exposant appliqué sur la surface du bassin versant y est identique. La formule (7.33) est cependant spécifique à un événement particulier, alors que l'approche proposée par Archambeau permet, en attribuant une section au cours d'eau plutôt qu'un rayon hydraulique, d'envisager n'importe quel événement (voire même des simulations continues sur de longues périodes). Dans le cadre du modèle hydrologique développé, il est donc plus intéressant de reconstituer des sections par défaut.

La relation (7.32) a été établie sur base de bassins versants de grandes dimensions. Il est utile d'étudier son applicabilité sur des bassins versants de taille moyenne tels que ceux traités dans les applications (chapitres VIII à X). Une comparaison a été réalisée avec des sections réelles pour lesquelles un levé existe.

VII.3.1.6.1 Données de comparaison

Deux type de données différentes ont été utilisés : le premier comprend les données sur la Berwinne (Sections données par les coordonnées des points qui les compose, voir Figure VII-18) et le deuxième

provient de l'Atlas des cours d'eau (largeurs de la section au fond et au niveau des berges). Afin de réaliser cette comparaison, une section rectangulaire représentative de la section réelle est choisie sur base d'une procédure développée spécifiquement dans ce but.

VII.3.1.6.2 Section rectangulaire équivalente au niveau des berges

Afin de calculer la « largeur » équivalente, il nous faut d'abord définir une section rectangulaire équivalente à la section réelle. Pour les sections sur la Berwinne, la procédure suit les étapes suivantes :

- à partir des limites du lit mineur indiquées dans les données de section disponibles, identification de la limite la plus basse (hauteur H_{deb} [m]) ;
- calcul de la section de la rivière en-dessous de ce point ;
- choix de la largeur équivalente L selon

$$L_{eq} = \frac{\Omega_{deb}}{H_{deb}} \quad (7.34)$$

Où L_{eq} [m] est la largeur équivalente et Ω_{deb} [m²] est la section lorsque le niveau de l'eau atteint la berge la plus basse.

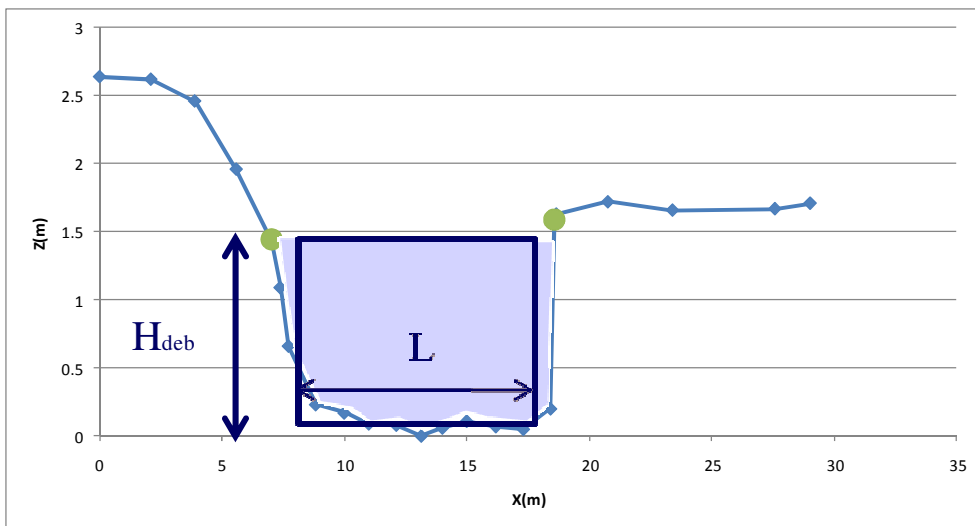


Figure VII-18: Méthode de détermination des largeurs équivalentes.

Néanmoins, l'approche prise telle quelle peut poser des problèmes dans le cas où un point de fond « parasite » se trouve bien plus bas que les autres puisque, le point le plus bas de la section sert de référence pour calculer la hauteur. La largeur équivalente calculée est risquée dans ce cas d'être sous-estimée. Afin d'éviter ce problème, une petite modification de la méthodologie est proposée. Pour la section transversale donnée, nous calculons la hauteur $h_{10\%}$ correspondant à une section mouillée valant 10% de la section pleine. La largeur est alors calculée en ne tenant pas compte de ces 10% de section inférieurs, soit

$$L_{eq,cor} = \frac{\Omega_{deb} - \Omega_{10\%}}{H_{deb} - H_{10\%}} = \frac{0,9\Omega_{deb}}{H_{deb} - H_{10\%}} \quad (7.35)$$

Dans le cas des sections de l'Atlas des cours d'eau, la procédure est semblable, avec pour différence essentielle la détermination du niveau maximal servant à délimiter la zone de calcul de la largeur équivalente. En effet, il arrive souvent que les profils transversaux soient fortement évasés. Si une hauteur trop importante est utilisée, la largeur équivalente calculée peut être surestimée. Afin d'obtenir une estimation réaliste, cette hauteur est choisie de façon à correspondre au niveau qui serait atteint dans les hypothèses suivantes :

- Ecoulement uniforme
- Pente de 1,5%
- Débit = 0,3*BV
- Coefficient de frottement de Strickler K=20.

Les données de l'Atlas étant uniquement données sous forme papier, sans géoréférencement efficace, elles sont difficilement exploitables de manière systématique. Seule une partie des sections, sélectionnées sur un échantillon de différentes rivières réparties sur le bassin, a été exploitée dans cette approche. Les résultats obtenus pour différentes rivières sont tracés dans la Figure VII-19 et comparés avec la relation utilisée pour déterminer les largeurs par défaut.

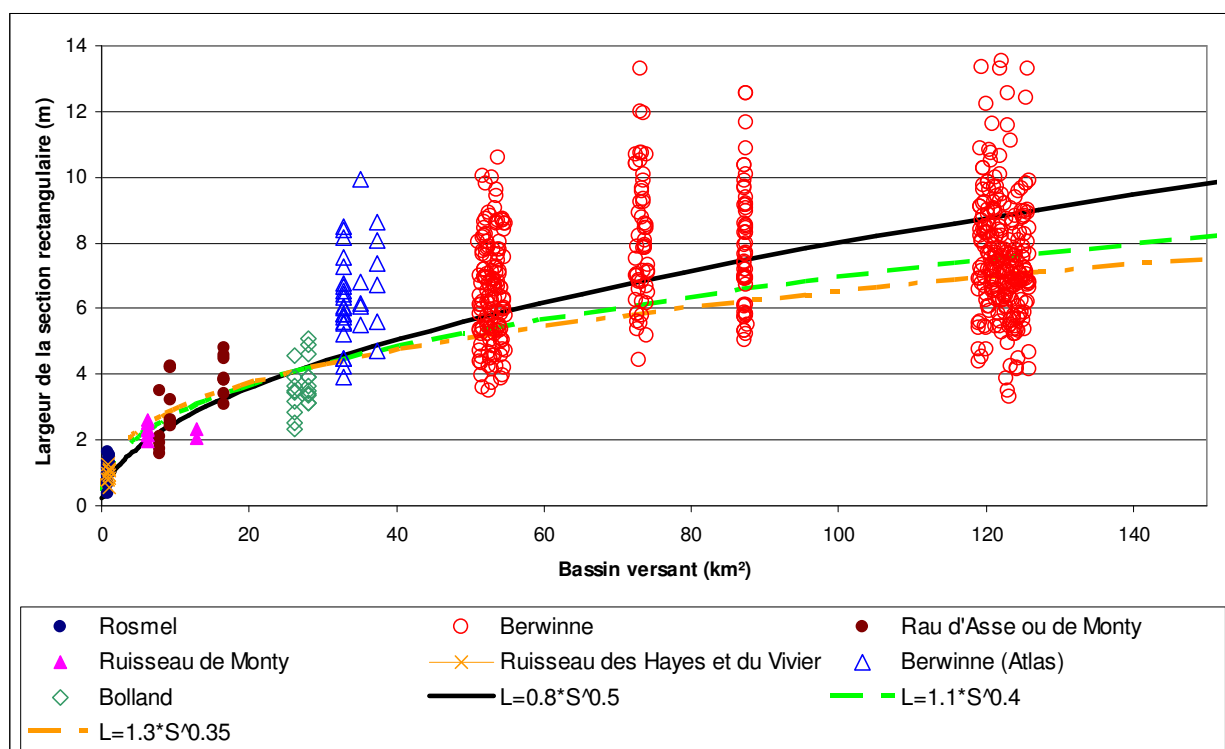


Figure VII-19 : Comparaison des largeurs par défaut avec celles représentatives des sections réelles

L'analyse effectuée nous montre que :

- les largeurs réelles des sections sont fortement variables pour une même taille de bassin versant (voir Figure VII-20);
- sur deux rivières différentes, même pour un bassin versant semblable, les largeurs moyennes peuvent être assez différentes. En particulier, on notera les sections relativement larges de la Berwinne pour les sections plus en amont (BV aux alentours de 35km²) et celles du Bolland (BV=28 km²).

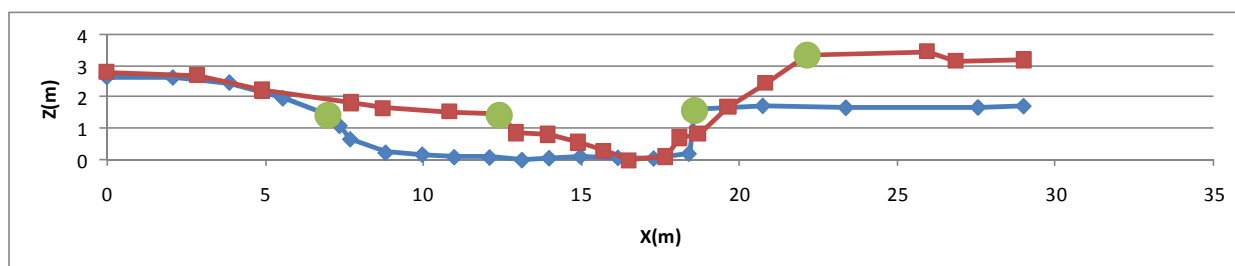


Figure VII-20 : Comparaison de sections transversales en deux points de bassin versant semblable.

- étant donné les formes parfois complexes des sections réelles, la comparaison avec une section rectangulaire est souvent difficile, parfois impossible ;
- il est parfois difficile de dissocier le lit mineur du lit majeur dans l'analyse du profil, et cela peut conduire à une section rectangulaire représentative de largeur importante,
- dans l'ensemble, pour les valeurs de bassins versants pour lesquels des levés de sections réelles sont disponibles, la relation utilisée pour générer les sections-type fournit des largeurs dont l'ordre de grandeur est correct ;
- la relation pourrait être modifiée de manière à diminuer la croissance de la largeur pour les valeurs de bassin versant plus importantes (voir courbes en traits discontinus de la figure Figure VII-19), néanmoins il a été choisi d'attendre les données de section supplémentaires avant d'adapter la relation.

VII.3.1.6.3 Sections par défaut : conclusions

Les résultats obtenus sur base des sections réelles ont montré qu'il existe une très grande variabilité dans les sections réelles, ce qui engendre une importante dispersion des valeurs de largeurs équivalentes. Néanmoins, il apparaît clairement certaines tendances dans l'évolution des valeurs obtenues avec le bassin versant. La formule proposée par Archambeau [4] est tout à fait cohérente avec les résultats obtenus, bien qu'ils montrent dans le cas testé une augmentation de la largeur trop forte pour les sections ayant un bassin versant important (de l'ordre d'une centaine de km² et plus).

L'analyse utilisée ici dans le chapitre précédent considérait une largeur équivalente dépendant uniquement de la section levée au niveau des berges, ce qui permet un calcul aisé de cette largeur. En revanche, elle requiert le positionnement des points délimitant les berges à chaque section, ce qui n'est pas toujours le cas, et peut en outre avoir une certaine subjectivité. Or, puisque les sections réelles sont rarement de forme rectangulaire, la largeur équivalente dépendra directement de la hauteur d'eau considérée.

Afin de choisir celle-ci de façon plus rigoureuse, plusieurs pistes de recherches sont proposées.

La première est de calculer les largeurs équivalentes sur base des hauteurs d'eau calculées par simulation (ce qui permet d'avoir des sections mouillées réalistes). Le problème avec cette démarche est le choix du débit (ou plutôt de l'apport linéaire) à utiliser. En pratique, celui-ci devrait correspondre au type d'événement que l'on souhaite représenter. Il semble tout à fait logique que si l'on s'intéresse à des crues, la largeur équivalente représentative d'une section sera plus importante que celle pour la même section en période d'étiage.

La deuxième est d'utiliser des sections par défaut non pas rectangulaires, mais trapézoïdales, qui seraient plus aptes à représenter les sections réelles (dont la forme est généralement de évasée). De même que pour les sections rectangulaires, il serait alors nécessaire de trouver une manière de définir les sections par défaut en fonction du bassin versant.

L'utilisation de ces méthodes alternatives, ainsi qu'une étude plus étendue sur la valeur des paramètres à utiliser dans les sections par défaut (se basant sur un échantillon plus important de rivières couvrant un spectre complet de bassins versants), constituent donc perspectives de recherches intéressantes pour le futur.

VII.3.2 Création du réseau de rivières à partir des levés de terrain

Le deuxième réseau de rivière à utiliser est généré à partir des levés de terrain, suivant plusieurs étapes. Tout d'abord, un premier traitement des données brutes est nécessaire pour reconstituer des sections réalistes à partir des points de section disponibles. Une extension de ces sections en lit majeur est proposée pour prendre en compte un débordement éventuel. Enfin, les différents ouvrages hydrauliques

sont insérés dans le réseau, ce qui implique notamment une interpolation spécifique des sections de part et d'autre de ces ouvrages.

VII.3.2.1 Traitement des données de section brutes

Les données sur la forme de la rivière peuvent être disponibles sous de nombreuses formes différentes. Dans un cas idéal, la rivière est couverte par un ensemble de sections transversales régulièrement espacées. Ce n'est pas toujours le cas, et il est alors nécessaire de créer ces informations de sections. La construction de ces sections peut se faire par exemple sur base de l'interpolation d'autres points de levés (niveaux de berge...). Cette question doit bien sûr être envisagée au cas par cas, selon les données disponibles. Un exemple de ce type de traitement peut être trouvé dans le chapitre X (bassin du Rieu des Barges).

Une méthode simple de reconstruction de sections réalistes a été conçue pour le cas où les levés de la section ne contiennent qu'un point de fond et les deux berges. Elle consiste à prolonger les berges et le fond avec des pentes bien définies (Par défaut, l'angle des parois est fixé à 30° par rapport à la verticale, et l'angle du sol est pris égal à 5° par rapport à l'horizontale). La section ainsi générée montre des différences de sections considérables (de l'ordre de 30% pour la section pleine) par rapport aux profils simplement définis par trois points. Ce traitement a notamment été appliqué sur le Rieu de Taintignies.

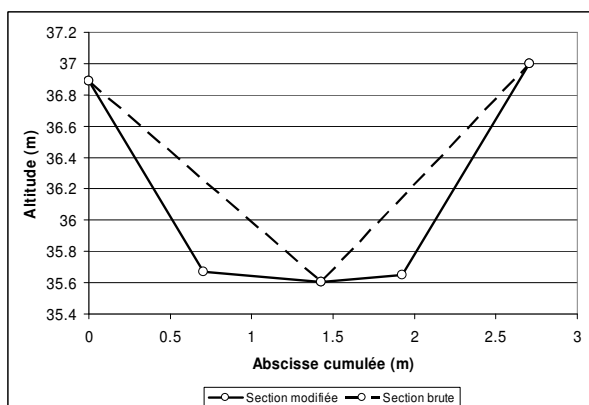


Figure VII-21 : Amélioration d'une section donnée par trois points de levé.

VII.3.2.2 Extension en lit majeur

Les sections disponibles sont souvent limitées au niveau des berges, les levés au-delà n'étant pas toujours existants. Or, les simulations 1D nécessitent ces informations de section lorsque l'eau atteint le niveau des berges. Il est donc nécessaire de prolonger les informations dans cette zone. Un premier traitement simple consiste à ajouter à la section existante une partie « lit majeur » artificielle, qui consiste en un élargissement brusque de la section au-dessus du niveau des berges

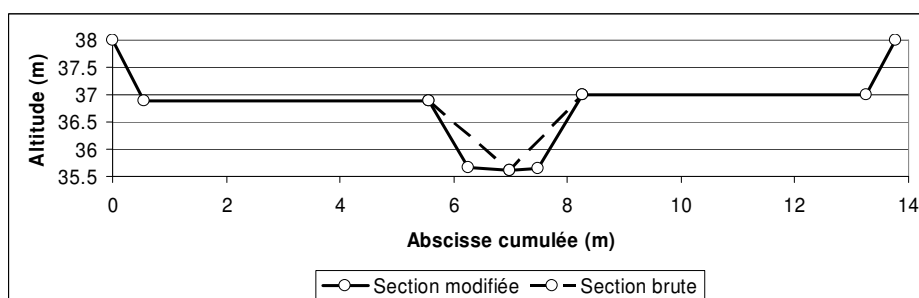


Figure VII-22 : Extension de la section en lit majeur.

VII.3.2.3 Insertion des ouvrages dans le réseau

Les rivières comportent souvent toute une série de petits ouvrages à prendre en compte, depuis une simple conduite circulaire en béton jusqu'aux ponts ou voutements enjambant la rivière. L'insertion de

ces ouvrages est réalisée à ce stade du processus de création du réseau de rivières (la manière dont ces ouvrages sont pris en compte est détaillée au chapitre VII.2).

VII.3.3 Fusion des réseaux de rivière

Les méthodes décrites précédemment permettent de construire deux réseaux de rivière distincts. Le premier, généré à partir de la carte topographique, couvre la majorité des bras de rivière. Il est cependant peu précis, aussi bien du point de vue des altitudes de la rivière (celle-ci sont extraites du MNT), qu'au niveau des sections qui sont considérées rectangulaires avec des largeurs par défaut.

Le second réseau, reconstruit à partir des levés topographiques (profils en long, sections transversales), est bien plus précis, mais couvre rarement l'ensemble des bras de la rivière. Par contre, il est tout à fait possible que certains levés couvrent des bras qui ne sont pas pris en compte dans le réseau topographique à cause de la trop petite dimension de leur bassin versant.

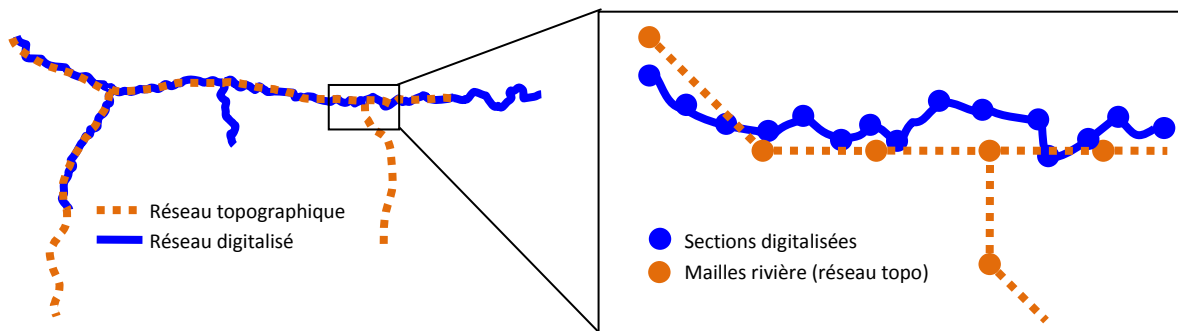


Figure VII-23 : Superposition du réseau topographique et du réseau digitalisé.

Puisque le réseau topographique est en principe le plus étendu, nous allons l'utiliser comme réseau de base et y intégrer les tronçons digitalisés. Cette opération est réalisée suivant la méthodologie suivante :

- a) découpage des deux réseaux en tronçons, selon les points caractéristiques de chaque réseau ;
- b) remplacement des tronçons du réseau topographique par les tronçons correspondants ;
- c) transfert des apports vers les nouveaux tronçons ;
- d) fusion des tronçons pour reconstituer le réseau entier.

Dans la suite, nous appellerons « *réseau topographique* » le réseau de rivières généré sur base de la topographie (voir chapitre VII.3.1), et « *réseau digitalisé* » le réseau créé sur base des sections transversales et ouvrages hydrauliques au fil de l'eau (voir chapitre VII.3.2).

VII.3.3.1 Découpage des réseaux

La première étape de ce processus consiste donc à découper les deux réseaux en chaque point caractéristique, c'est-à-dire aux confluences et points d'extrémité (et en tout autre point supplémentaire nécessaire, comme par exemple pour l'ajout du réseau d'égouttage⁴⁰).

Pour commencer, le *réseau digitalisé* est découpé à chaque point caractéristique du *réseau topographique*. Cette étape est réalisée en regardant pour chacun de ces points caractéristiques le point le plus proche appartenant au réseau digitalisé. Une séparation du tronçon correspondant est réalisée si la distance entre les deux points est inférieure à une borne fixée de l'ordre de grandeur de la taille de maille (Figure VII-24). En effet, la modification topographique réalisée (voir chapitre VII.3.1.4) assure une superposition entre les deux réseaux avec une précision de cet ordre de grandeur.

⁴⁰ La procédure décrite au chapitre VIII.5 implique la création de canalisations équivalentes représentatives des réseaux d'égouttage complexes. Ces conduites, modélisées par les équations de Saint Venant au même titre que l'eau en rivière, doivent donc être ajoutées au réseau. Cela peut se faire en les considérant comme des tronçons supplémentaires à greffer sur le réseau de rivières. Les exutoires de ces conduites vont donc constituer autant de point de confluence sur le réseau de rivière.

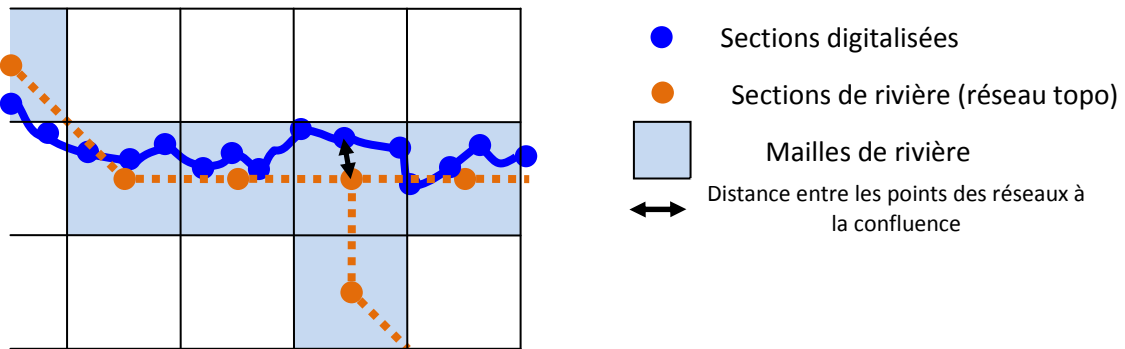


Figure VII-24 : Distance minimale pour identification des points caractéristiques.

La Figure VII-25a illustre le processus appliqué à l'ensemble du réseau. Le découpage d'un tronçon du réseau digitalisé n'est cependant pas réalisé si celui-ci possède déjà un point caractéristique suffisamment proche (coupure déjà existante).

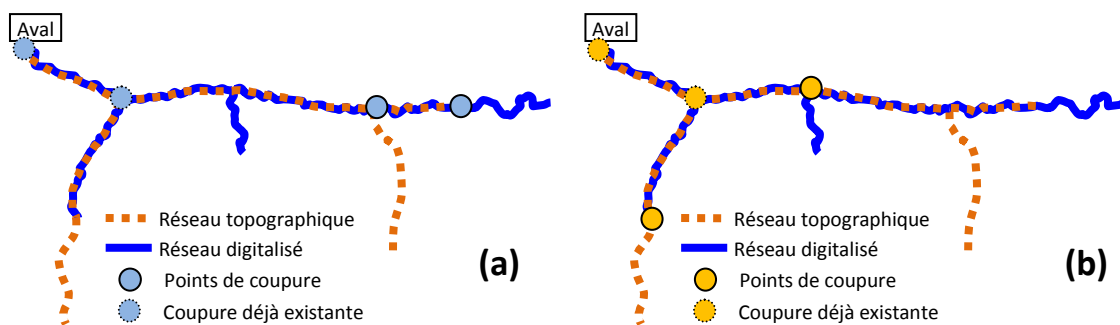


Figure VII-25 : Découpage des réseaux aux points caractéristiques.

Dans un deuxième temps, le procédé inverse est réalisé : le *réseau topographique* est découpé aux points caractéristiques du *réseau digitalisé* (Figure VII-25b). Afin d'avoir une concordance des réseaux en ces points, les coordonnées des points caractéristiques du réseau topographique sont calés sur celles du réseau digitalisé, bien plus précises (Figure VII-26).

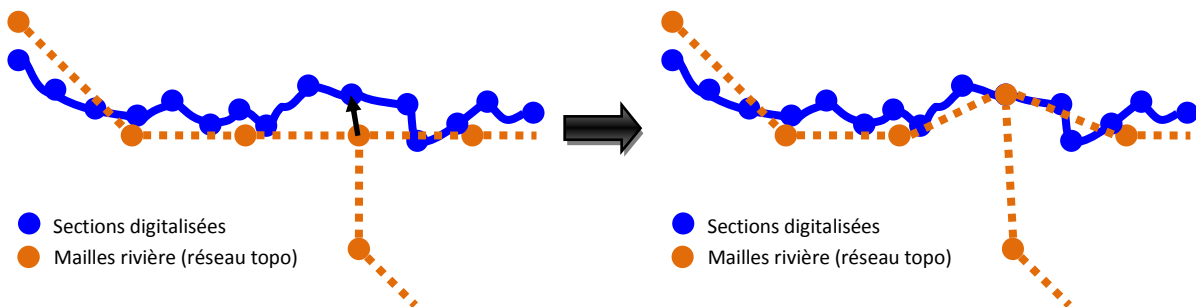


Figure VII-26 : « Calage » des points caractéristiques sur le point du réseau digitalisé le plus proche.

VII.3.3.2 Remplacement des tronçons

Une fois les réseaux découpés en morceaux, les tronçons correspondants sont identifiés. Cette étape est réalisée en comparant la position de leurs extrémités respectives, celles-ci devant se trouver à une distance inférieure à un seuil fixé, de l'ordre de grandeur de la taille de maille. Une fois la correspondance établie, le tronçon du réseau topographique est remplacé par le tronçon du réseau digitalisé (Figure VII-27). Si aucune correspondance n'est trouvée, cela signifie qu'il s'agit d'un tronçon supplémentaire. Dans ce cas, il est simplement ajouté en tant que tronçon supplémentaire sur le réseau de rivières

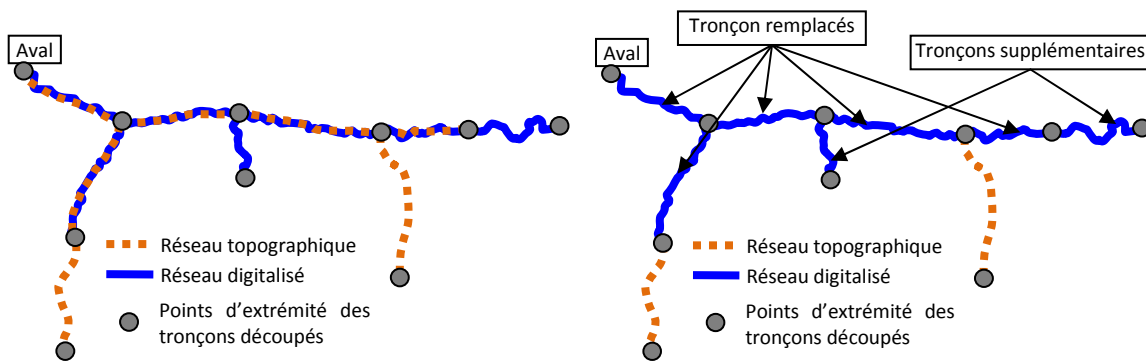


Figure VII-27 : Remplacement de tronçons du réseau topographique.

La mise en commun de tronçons provenant de sources ayant des précisions fort différentes peut faire apparaître des discontinuités au niveau des raccords avec des différences d'altitude allant jusqu'à plusieurs mètres. Afin de résoudre ce problème, plusieurs possibilités sont proposées.

- a) Décalage du point de confluence : seul le point de confluence appartenant au réseau de rivières voit son altitude modifiée. Cette solution n'implique la modification que d'un seul point du réseau, mais peut créer de fortes pentes ou contre-pentes près des confluences.

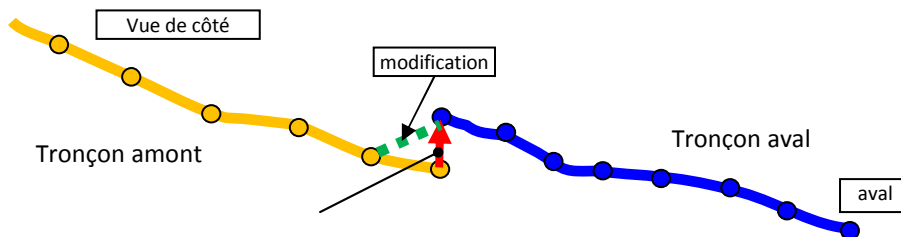


Figure VII-28 : Décalage du point de confluence uniquement.

- b) Décalage du tronçon entier : l'ensemble du tronçon est décalé de manière à assurer la continuité. Le problème de cette solution est qu'elle peut impliquer un décalage important de l'ensemble des points. En revanche, elle permet de conserver les pentes d'origine des cours d'eau.

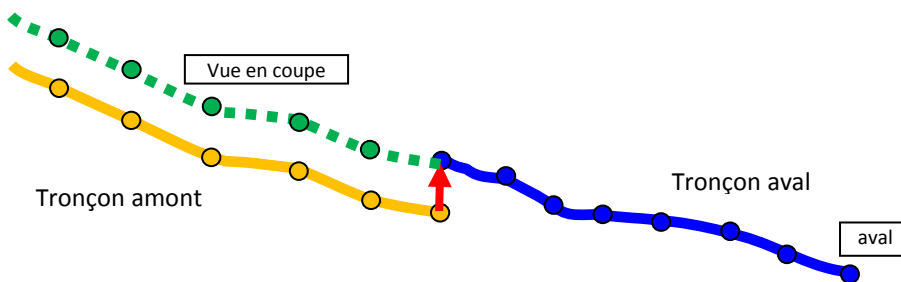


Figure VII-29 : Décalage de tout le tronçon amont.

- c) Décalage linéaire : le différentiel est amorti de façon linéaire sur tout ou une partie du cours d'eau. Cette solution nécessite de fixer la distance de décalage.

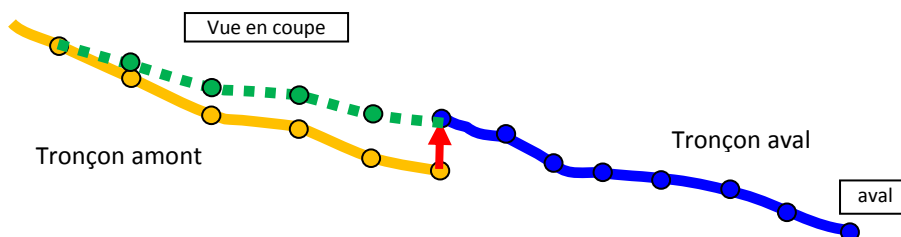


Figure VII-30 : Décalage linéaire.

VII.3.3.3 Transfert des apports

Les apports générés dans la phase hydrologique sont par initialement injectés dans le réseau topographique. En effet, le modèle WOLFHYDRO utilise le même réseau de rivières (basé sur les convergence du MNT) pour déterminer les mailles exutoire recueillant les écoulements hydrologiques et crée donc en même temps un fichier de mise en correspondance (mapping) entre les apports générés et les mailles recevant ces apports. Dans l'étape précédente du processus de fusion, les différents tronçons du réseau topographique ayant une correspondance dans le réseau digitalisé ont été remplacés. Il est donc nécessaire de transférer les apports arrivants dans ces tronçons vers le nouveau tronçon. A cette fin, à chaque maille de l'ancien tronçon recevant un apport est attribuée une nouvelle maille du nouveau tronçon, suivant un critère de distance minimale (Figure VII-31).

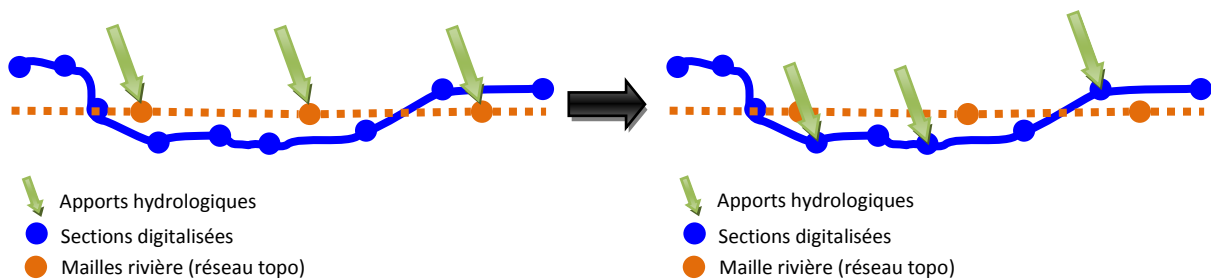


Figure VII-31 : Transfert des apports vers les sections digitalisées.

VII.3.3.4 Fusion des tronçons

Les étapes précédentes permettent finalement de reconstituer un réseau composé de tronçons juxtaposés. La méthode suivie a néanmoins nécessité un découpage en tronçons différents, et il peut persister des jonctions ne correspondant pas à des confluences (jonction entre deux tronçons). Afin d'éviter d'avoir à traiter ces jonctions inutiles, une fusion de ces tronçons est réalisée (Figure VII-32) Il en résulte alors un réseau composé de tronçons dont les extrémités correspondent soit à une confluence, soit à une extrémité de la rivière.

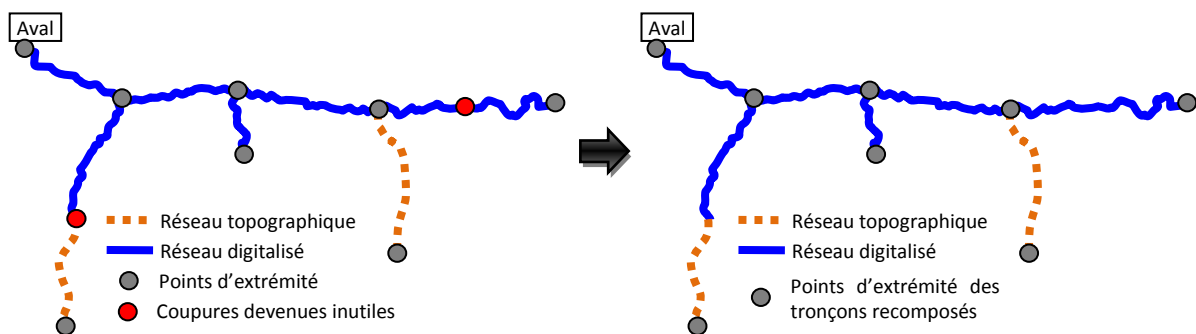


Figure VII-32 : Fusion des tronçons.

VII.3.3.5 Applications

Des applications de la technique décrite ci-dessus à des bassins réels sont présentées dans les chapitres VIII.1 et X.1.

VII.4 Analyses locales détaillées

Les études hydrologiques ont souvent pour finalité l'étude de zones de rivières particulières, dans le but de limiter l'impact des crues sur les riverains. Pour cela, il est nécessaire d'analyser localement les débordement apparaissant en fonction des débits transitant par les rivières.

Dans ce cadre, l'utilisation de simulations 2D permet de réaliser des études locales extrêmement détaillées, permettant de fournir de nombreuses informations telles que les emprises d'inondations, ou les vitesses d'écoulement locales. La combinaison de ces résultats avec les données SIG permettent en outre une évaluation automatique du nombre de maisons touchées.

L'application du chapitre IX illustre parfaitement cette étape de la filière complète de modélisation pour l'analyse des inondations et l'étude d'ouvrages hydrauliques potentiels pour l'atténuation des effets néfastes des crues.

Le lecteur intéressé pourra trouver dans la littérature de plus amples renseignements sur les simulations 2D [43; 54; 44; 56; 152] et les méthodes d'analyse des bâtiments touchés [44; 52] .

VII.5 Conclusions

Ce chapitre était focalisé sur la dynamique des écoulements dans les axes de concentration (ruisseaux et rivières), qui diffère sensiblement des écoulements diffus que l'on retrouve plus en amont. Dans un premier temps, les équations hydrodynamiques 1D utilisées pour la modélisation des écoulements dans les rivières ont été présentées.

Ensuite, toute la problématique de l'interaction entre les ouvrages hydrauliques au fil de l'eau et l'écoulement a été abordée. Il a été montré au chapitre VII.2.1 que les ouvrages hydrauliques le long de la rivière peuvent être modélisés par les équations à surface libre, grâce à l'application d'une fente de pression. La largeur de celle-ci peut être prise relativement large tout en restant représentative du fonctionnement de l'ouvrage réel, ce qui permet d'éviter les problèmes numériques propres à une fente étroite telle que celles utilisées pour la modélisation de phénomènes hautement instationnaires (coup de bélier). De plus, un enrichissement des sections composées de peu de points de levé a permis une meilleure représentation des profils hydrauliques réels.

Dans les modélisations hydrologiques, les chemins de ruissellement se concentrent en fonction du modèle numérique de terrain, générant un réseau de rivières dont le tracé peut différer sensiblement du tracé réel. De plus, certains bras peuvent exister dans le réseau généré et non pas dans le réseau réel, ou inversement. Une méthodologie permettant de générer un réseau 1D à partir de la combinaison de différentes sources d'information a donc été établie. Elle permet d'obtenir un réseau possédant les caractéristiques suivantes :

- tous les bras de la rivière sont modélisés dès que leur bassin versant dépasse un certain seuil ou que des levés sont disponibles ;
- les sections réelles disponibles sont utilisées en priorité là où elles sont existantes ; dans le cas contraire des sections par défaut sont générées en fonction du bassin versant propre de la maille ;
- les ouvrages hydrauliques tels que pertuis, canalisations... sont intégrés dans la rivière et pris en compte dans une approche unifiée.

D'une part, un réseau est créé sur base du MNT. Des opérations de pré-processing permettent de supprimer les dépressions et zones plates du MNT, et modifient localement la topographie afin d'obtenir une parfaite correspondance entre le réseau généré et le tracé réel des rivières. Le seuil de convergence permettant de séparer les zones modélisées de façon diffuse par le modèle hydrologique des zones représentées dans le réseau 1D a fait l'objet d'une attention particulière. Il a été montré qu'une

modification de la valeur du frottement sur le bassin permet de compenser une diminution de la densité du réseau 1D.

D'autre part, un deuxième réseau est construit grâce aux sections transversales provenant de levés sur site. La génération du réseau de rivières complet est réalisée par une méthode de décomposition-fusion-recomposition, qui permet d'exploiter l'ensemble des informations disponibles pour générer un réseau 1D complet intégré au modèle hydrologique.

La méthodologie constitue une base pour les études combinant approche hydrologique pour la génération des apports et étude hydraulique pour l'analyse de l'impact et le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques. Elle doit cependant être adaptée et complétée en fonction des besoins plus spécifiques. Ainsi, il peut être intéressant d'y intégrer une étape d'extension des profils transversaux en lit majeur sur base d'une topographie laser, ou de modéliser un réseau d'égouttage à greffer sur le réseau de rivière.

VIII MODELISATION DE LA DYNAMIQUE D'UNE CRUE PONCTUELLE

L'ensemble des chapitres précédents ont permis d'aborder les différentes composantes du cycle hydrologique et de proposer diverses améliorations des modèles existants. Le modèle doit ensuite être testé dans des applications réelles afin de vérifier sa capacité à répondre aux attentes actuelles en terme de modélisation hydrologique. Dans ce but, plusieurs applications différentes vont être testées.

Ce chapitre est focalisé sur l'étude d'événements de crue ponctuels (quelques jours de crues). Le bassin étudié est celui de la Berwinne, qui présente l'avantage d'être relativement bien instrumenté (stations de mesures de débit et pluviomètres). Cette application est réalisée dans le cadre d'une demande de l'administration destinée à étudier la possibilité d'atténuation des crues grâce à l'implantation d'ouvrages de rétention sur le site. La première phase de l'étude, décrite dans ce chapitre, consiste à mettre en place le modèle hydrologique et à tester sa capacité à reproduire des événements pluvieux ayant eu lieu sur le bassin.

Dans un premier temps, les données nécessaires à l'application du modèle hydrologique distribué sont préparées (chapitre VIII.1). Ensuite, le modèle est testé sur base d'une sélection de quelques événements pluvieux (chapitre VIII.2). Ces premières simulations permettent de mettre en évidence la nécessité, pour une meilleure simulation de la dynamique des crues à court terme, de modéliser les zones imperméables de façon explicite. La prise en compte de ces zones dans le cadre de modèles hydrologiques est donc abordée au chapitre VIII.3, et la délimitation sur base de données vectorielles est expliquée au chapitre VIII.4. Une méthodologie originale de modélisation du réseau d'égouttage, dont l'effet sur la dynamique de propagation des apports pluvieux n'est pas négligeable, est alors proposée de manière à permettre sa prise en compte à grande échelle (chapitre VIII.5). Des événements pluvieux ponctuels sont finalement étudiés en incluant dans le modèle la modélisation explicite des zones imperméables égouttées (chapitre VIII.7).

VIII.1 Génération du modèle hydrologique distribué et du réseau drainant

Ce chapitre aborde la préparation des différentes données nécessaires aux simulations hydrologiques et hydrodynamiques du bassin de la Berwinne.

VIII.1.1 Choix de la taille de maille

Le choix de la taille de maille est régi par plusieurs critères :

- cohérence avec les données disponibles ;
- précision suffisante, bonne distribution des paramètres physiques en fonction des données disponibles ;
- obtention d'un nombre de mailles qui n'excède pas les capacités informatiques et qui n'engendre pas des temps de calcul excessifs ;
- respect des critères de représentation du modèle hydrologique.

Pour le bassin sélectionné, ces critères conduisent à choisir une taille de maille minimale de 30 m * 30 m. Cette dimension correspond par ailleurs au maillage sur lequel sont fournies différentes données (MNT, occupation du sol).

Cependant, une telle taille de maille appliquée sur l'ensemble du bassin versant implique un nombre total d'environ 150000 mailles actives. Bien que ce nombre de mailles n'excède pas les capacités informatiques disponibles, le temps de calcul correspondant devient important lorsqu'il est nécessaire d'effectuer de nombreuses simulations ou des simulations sur une durée importante, comme cela sera réalisé plus tard. Par conséquent, il est utile de travailler dans un premier temps avec un maillage de dimensions plus importantes, et une taille de maille de 90 m * 90 m a donc été choisie pour garder la possibilité de réaliser des simulations sur le long terme (voir chapitre IX).

VIII.1.2 Modèle Numérique de Terrain (MNT)

Différents types de données topographiques sont disponibles sur le bassin, chacune avec des niveaux de précision différentes. Ces données sont alors combinées de manière à obtenir une topographie d'ensemble utilisable dans le modèle hydrologique. Sur le bassin de la Berwinne, les MNT proviennent des sources suivantes :

- MNT de base de l'IGN (voir chapitre III.1.1), sur l'ensemble du bassin ;

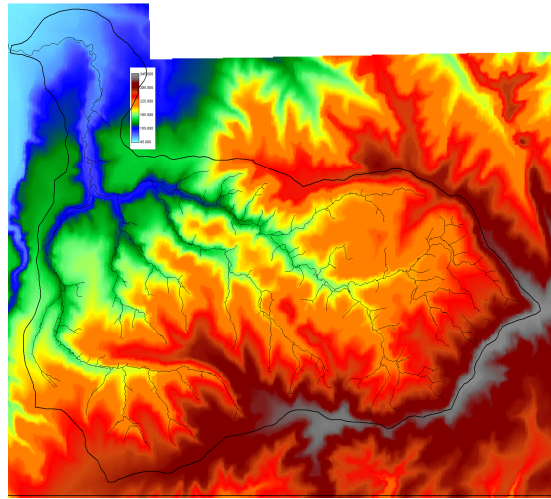
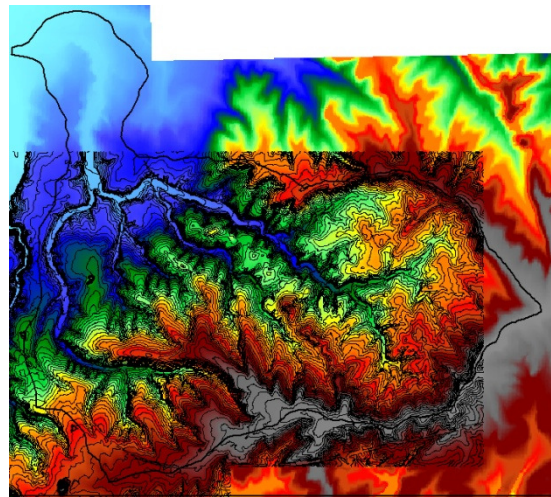


Figure VIII-1 : Modèle Numérique de Terrain de base de l'IGN.

- courbes de niveau IGNv (voir chapitre III.1.2) ;



- données laser (voir chapitre III.1.4) le long des cours d'eau principaux (une partie de la Berwinne et une partie du Bolland).

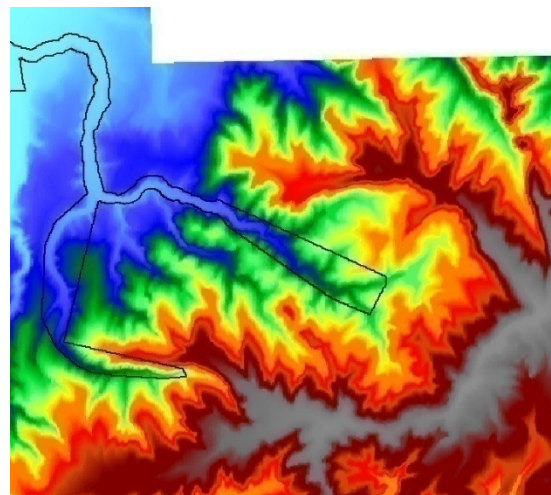


Figure VIII-2 : Délimitation de la zone couverte par le levé laser.

L'analyse et la comparaison de ces différentes sources de données topographiques est présentée au chapitre III.1.5.

VIII.1.3 Création de la topographie de modélisation

Etant donné la disponibilité du MNT de l'IGN sur l'entièreté de la zone, celui-ci a été utilisé comme cartographie de base.

En raison des problèmes liés à l'utilisation du MNT de base avec altitudes arrondies au mètre (voir chapitre III.1.1), une topographie a été reconstruite à partir des courbes IGNv sur toute la zone où ces cartes vectorielles sont disponibles. Cette opération a permis de raffiner le MNT de base sur l'essentiel du bassin (rappelons que la comparaison du MNT reconstitué à partir des cartes IGNv avec les données laser nous donne sur la zone couverte une différence moyenne de 4 cm, avec un écart-type de 2,9 m alors que le MNT de base donnait une différence moyenne de 7 cm avec un écart type de 5,2 m).

Les données laser, dont la précision est plus importante, sont utilisées en complément pour améliorer la qualité des cartes de travail. L'agglomération de ces données à des tailles de maille de et 90 m * 90 m a été nécessaire. Dans les zones où les deux échos laser sont fournis, le deuxième écho est utilisé, ce qui permet d'éliminer une partie des obstacles en hauteur (arbres, etc.).

Après ces opérations, nous obtenons deux matrices topographiques différentes. La comparaison de ces matrices est celle présentée (avec et sans utilisation des données vectorielles pour raffiner le MNT de base) dans le chapitre III.1.5.

Les différentiels parfois importants entre les deux types de données causent des difficultés pour la reconstitution de la topographie unique sur base des deux sources. En effet, le collage pur et simple de la topographie laser sur la topographie IGN engendre des problèmes au niveau de la transition entre les deux zones. Afin de limiter les problèmes qui en découlent, nous avons choisi de coller la topographie laser uniquement dans les zones où elle est plus basse que la topographie IGN. Ainsi,

- à l'intérieur de la zone de collage, la transition entre les topographies est continue (puisqu'elle se fait à un endroit où le différentiel est proche de 0) ;
- à la frontière de la zone, le différentiel est négatif lorsque l'on s'approche du lit de la rivière. Ainsi, l'eau peut s'écouler à travers cette « frontière » sans être bloquée par des effets de butte qui apparaîtraient si nous avions conservé la topographie laser là où elle est plus importante.

VIII.1.4 Génération du réseau de rivières et correction de la topographie

Sur base du MNT disponible, le bassin versant a été déterminé et le réseau drainant correspondant extrait, suivant la méthodologie décrite au chapitre VII.3.1.1. Le prétraitement de la topographie (voir chapitre VII.3.1.1) a permis d'éliminer les zones de dépressions et les zones plates. Le réseau drainant résultant de ces opérations est donné à la Figure VIII-3.

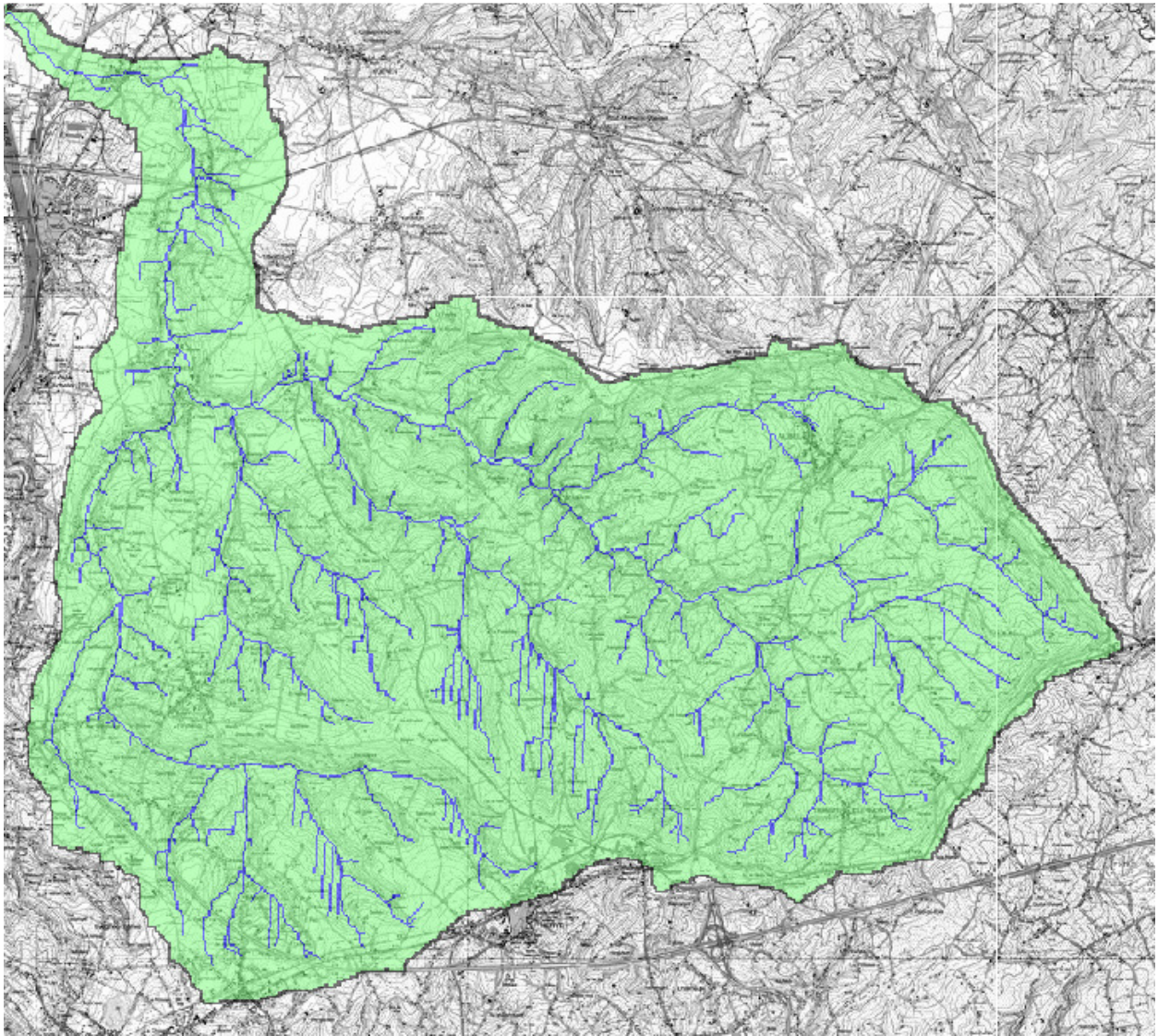


Figure VIII-3: Délimitation du bassin versant.

La surface totale du bassin versant de la Berwinne ainsi déterminé est de 131 km². La Figure VIII-3 montre également le réseau drainant extrait sur base d'un seuil indiquant la transition entre un écoulement diffus sur le terrain naturel et un écoulement en « rivière » régit par les équations complètes de l'hydraulique intégrées sur la section (voir plus loin dans ce chapitre).

Afin d'obtenir une correspondance complète des apports hydrologiques avec la modélisation hydrodynamique 1D, le traitement de « Stream Burning » (voir chapitre VII.3.1.4) est appliqué de manière à canaliser les apports dans les mailles de rivière réelles. Cette procédure nécessite la connaissance des mailles appartenant au réseau de rivière. En plusieurs endroits, la rivière suit en parallèle plusieurs axes différents, et une modification manuelle a du être effectuée dans la matrice afin d'éliminer ces ambiguïtés (Figure VIII-4).

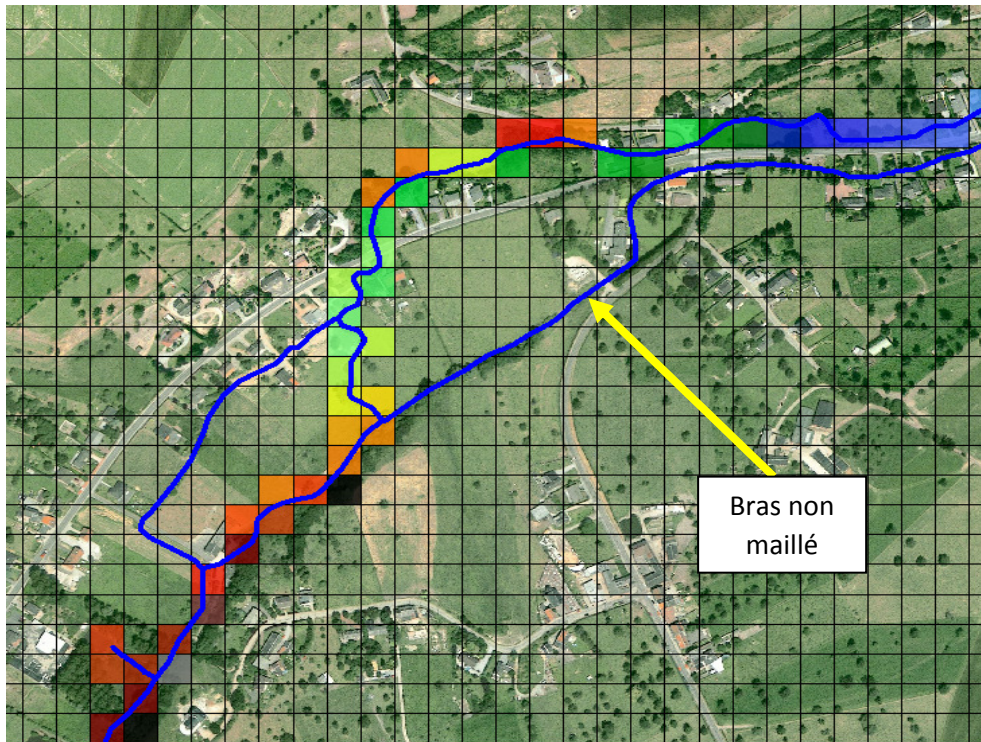


Figure VIII-4: Maillage du réseau de rivière digitalisé.

Il est intéressant d'observer les modifications du tracé des rivières en fonction de la topographie utilisée. La Figure VIII-5 montre la comparaison entre les réseaux drainants générés successivement à partir

- de la topographie brute (mailles en rouge) ;
- de la topographie brute complétée avec le laser (mailles en vert) ;
- de la topographie complétée retravaillée pour la correspondance des réseaux (mailles en bleu) ;
- du réseau digitalisé fourni (trait noir).

L'extension du bassin versant apparaît également sur les cartes. Dans les mailles où les différents réseaux se superposent, seule la couleur du réseau le plus précis apparaît.

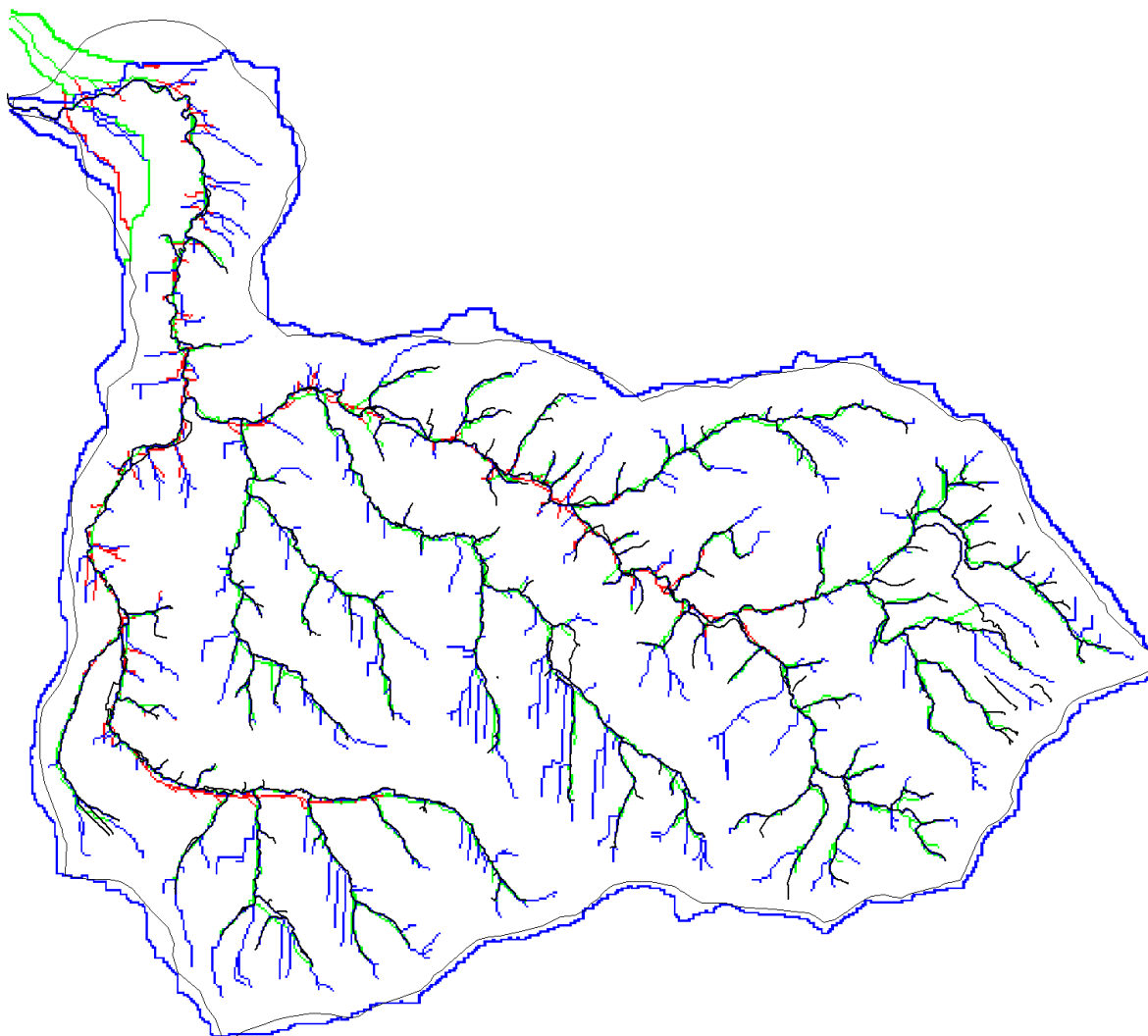


Figure VIII-5: Comparaison du réseau extrait suivant les topographies différentes.

La comparaison des réseaux montre que la topographie laser apporte déjà une première amélioration, et que la correction supplémentaire effectuée par la méthode de « Stream Burning » permet d'obtenir une excellente correspondance des réseaux. En aval de la Berwinne, dans une zone où la topographie est relativement plane, le tracé généré à partir de la topographie d'origine (MNT de base de l'IGN) se détache considérablement du tracé réel de la Berwinne. Cet effet peut être lié à une imprécision au niveau de la topographie, mais peut également être dû à une déviation anthropique du tracé de la rivière. Cependant, cette zone ne fait pas l'objet principal de notre étude, et ces quelques différences n'auront aucun impact sur le reste de l'étude.

Une fois la topographie adaptée par cette méthode décrite précédemment, il est nécessaire de déterminer le seuil de transition entre les mailles « diffuses » et les mailles de rivière (voir chapitre VII.3.1.2).

Rappelons que le choix du seuil doit donc se faire sur base de différents critères :

- un réseau peu dense permet une simplification des calculs à réaliser au niveau de la modélisation 1D, mais est moins apte à rendre compte de la dynamique d'écoulement dans les petits ruisseaux ;
- un réseau trop dense crée une complexification du réseau 1D dont les données de terrain ne permettent pas de déterminer complètement ses caractéristiques.

Dans les images suivantes, les mailles en rouge représentent les mailles du réseau généré (après correction de la topographie), tandis que le trait noir représente le réseau digitalisé.

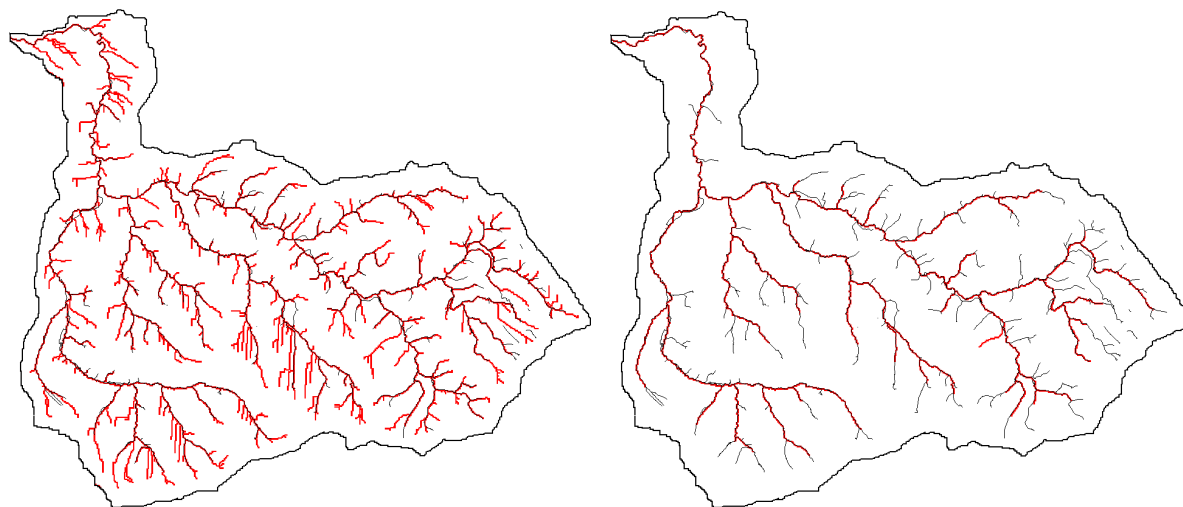


Figure VIII-6 : Réseau drainant avec un seuil de 9 ha et un seuil de 90 ha

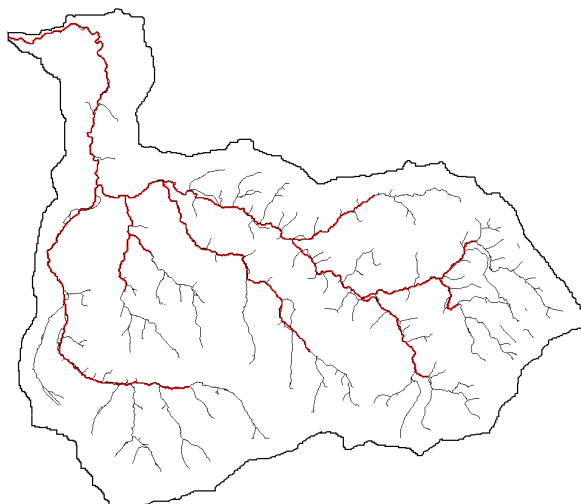


Figure VIII-7 : Réseau drainant avec un seuil de 450 ha.

Un seuil de 270 ha (300 mailles de 90 m * 90 m) a finalement été choisi. Rappelons que la compensation de la faible densité du réseau peut être partiellement réalisée par une diminution ad hoc du frottement, comme montré au chapitre VII.3.1.3. Dans le cas présent, cette adaptation n'est cependant pas réalisée a priori, puisque le frottement est un paramètre qui est ajusté dans la phase de calibrage.

VIII.1.5 Propriétés distribuées.

Afin d'alimenter le modèle hydrologique, des données distribuées en provenance de différentes sources sont utilisées. Ces données sont encodées sous forme matricielle (chaque maille du bassin possède donc ses propriétés propres). L'infiltration de l'eau dans le sol est quantifiée à partir de la loi de Green-Ampt modifiée (voir chapitre V.5.12). Dès lors, les données de base nécessaires à la paramétrisation distribuée des modèles sont les cartes d'occupation du sol et les cartes de pédologie. C'est sur base de celles-ci que sont déterminés les paramètres tels que la perméabilité du sol, le coefficient de succion du sol et le coefficient de frottement en surface.

Les données d'occupation du sol proviennent du projet Walphot-Cicade (voir chapitre III.2.1) et sont reclassées dans les catégories d'occupation de sol du SCS pour être utilisées dans le modèle

hydrologique (voir chapitre III.2.7). Ces données n'étant pas procurées dans certaines parties du bassin (zones extérieures à la Wallonie), des valeurs par défaut d'occupation du sol sont utilisées.

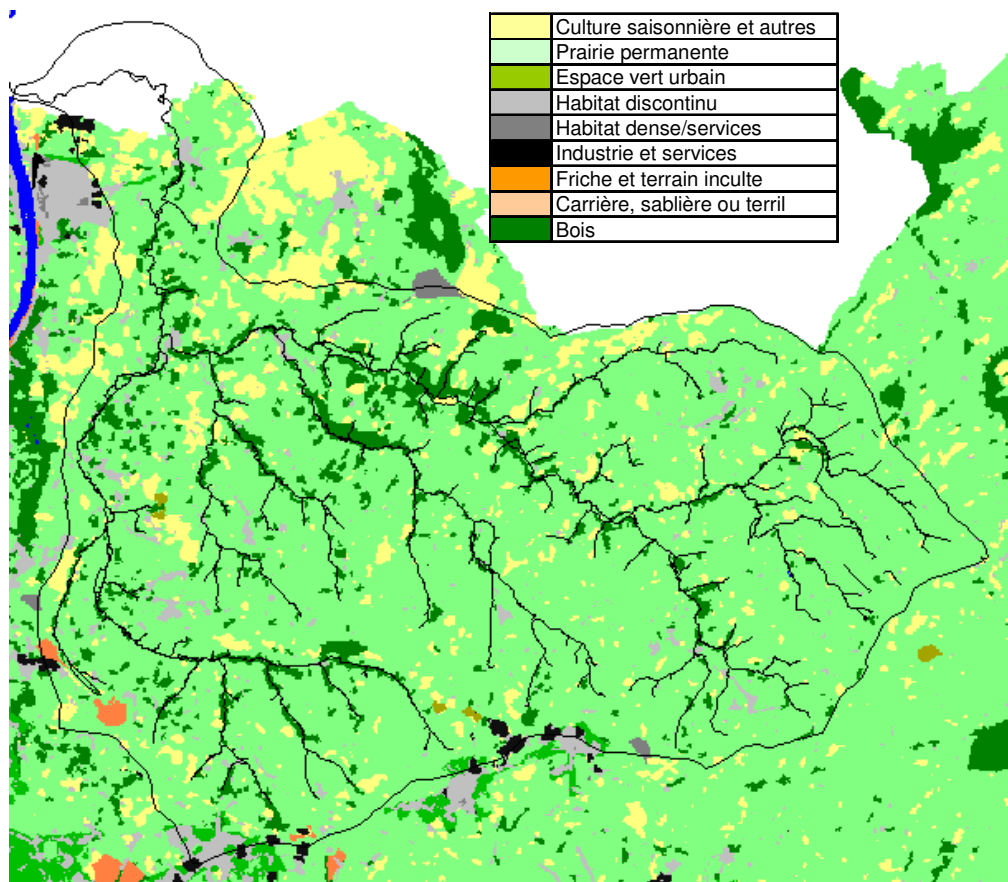


Figure VIII-9 : Carte d'occupation du sol

La Figure VIII-9 montre que la majeure partie du bassin est couverte par des prairies permanentes.

En cours de projet, un nouveau type de données a été rendu disponible : les Cartes d'Occupation des Sols de Wallonie (voir chapitre III.2.4). En outre, les cartes vectorielles de l'IGN (Top10v-GIS : voir chapitre III.2.2) ont également été reçues en cours de projet. La comparaison entre ces nouvelles données (COSW et IGNv) et les cartes précédentes a été présentée dans le chapitre de la thèse consacré aux données (chapitre III.2.5). Nous en rappelons simplement les conclusions principales :

- il n'existe pas de différence fondamentale entre les cartes lorsque l'on examine les classes principales d'occupation du sol. Une partie des différences pouvant par ailleurs s'expliquer par une urbanisation du bassin⁴¹ ;
- bien que le bassin de la Berwinne ait été étudié sur base des classes d'occupation de sol les moins précises, il ne semble pas nécessaire de réitérer le travail en utilisant les nouvelles cartes ;
- les cartes vectorielles plus précises (COSW et l'IGNv) sont néanmoins à privilégier dans l'avenir (études futures), puisqu'elles fournissent des données plus précises et une classification bien plus étendue qui pourrait devenir à court terme la référence en termes d'occupation de sol.

La carte pédologique (données provenant de la CNSW : voir chapitre III.3.1) nous a permis de connaître le type de sol près de la surface. Différentes caractéristiques (perméabilité, succion, porosité) sont

⁴¹ Notons que pour la reproduction d'événements réels, il est parfois plus pertinent d'utiliser un état d'occupation du sol antérieur, plus représentative du bassin au moment de la pluie en question.

extraites grâce aux fonctions de pédotransfert (voir chapitre III.3.4 et chapitre V.5.6). La modification de la perméabilité sur base des classes de drainage (voir chapitre III.3.4.2) n'a pas été appliquée dans l'étude de la Berwinne. De même que pour les cartes d'occupation du sol, les données sont indisponibles sur une partie du bassin.

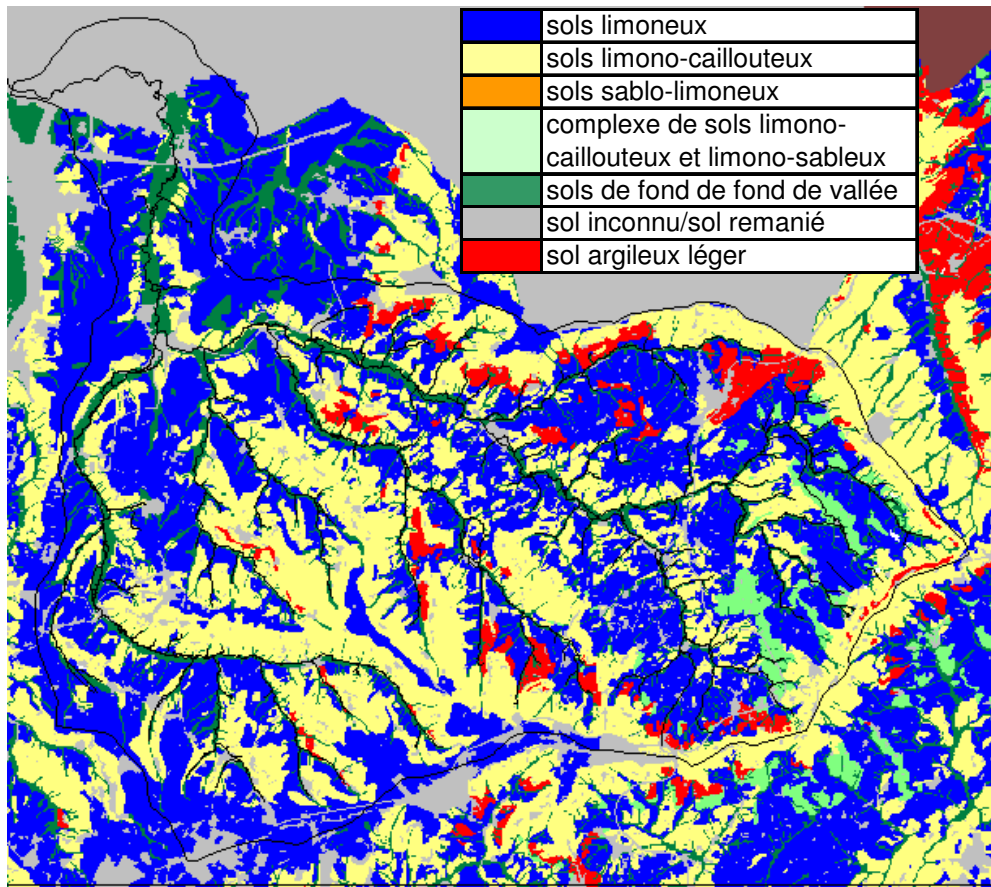


Figure VIII-10 : Carte pédologique simplifiée.

Grâce à la combinaison des cartes précédentes, il est possible d'établir une carte de perméabilité prenant en compte l'occupation du sol (suivant la méthode décrite au chapitre V.5.12). Il s'agit ici du coefficient de perméabilité effectif à utiliser dans la formulation de Green-Ampt compte tenu des différents paramètres en jeu.

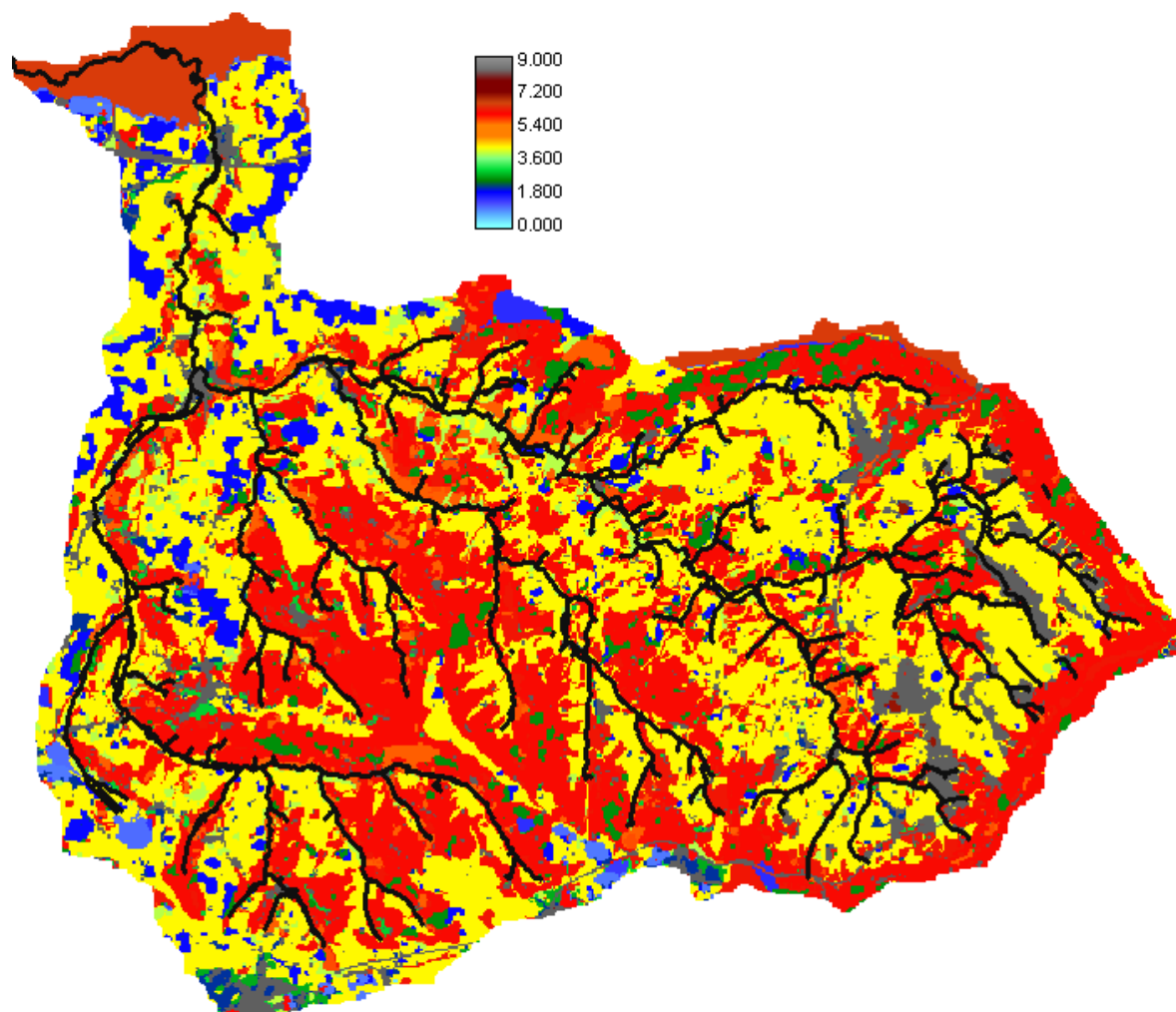


Figure VIII-11: Carte des perméabilités de Green-Ampt (mm/h).

VIII.1.6 Zones urbaines

Les zones urbaines peuvent jouer un rôle important dans la dynamique d'inondation, car elles présentent une perméabilité plus faible, et peuvent fournir un apport rapide lorsque les flux hydrologiques correspondants transitent par le réseau d'égouttage. Dans un premier temps, les zones urbaines ne sont pas prises en compte de manière séparée avec implémentation du réseau d'égouttage, mais sont prises en compte via les propriétés d'infiltration des mailles correspondantes. La modélisation des zones urbaines sera abordée à nouveau de manière plus détaillée dans la suite (voir chapitres VIII.3 à VIII.7).

VIII.1.7 Profil en long et données de section

Les données de sections disponibles au début de l'étude couvrent une partie de la Berwinne s'étendant sur une dizaine de km en amont de la limite avec la commune des Fourons (partie de la rivière en 1^{ère} catégorie).

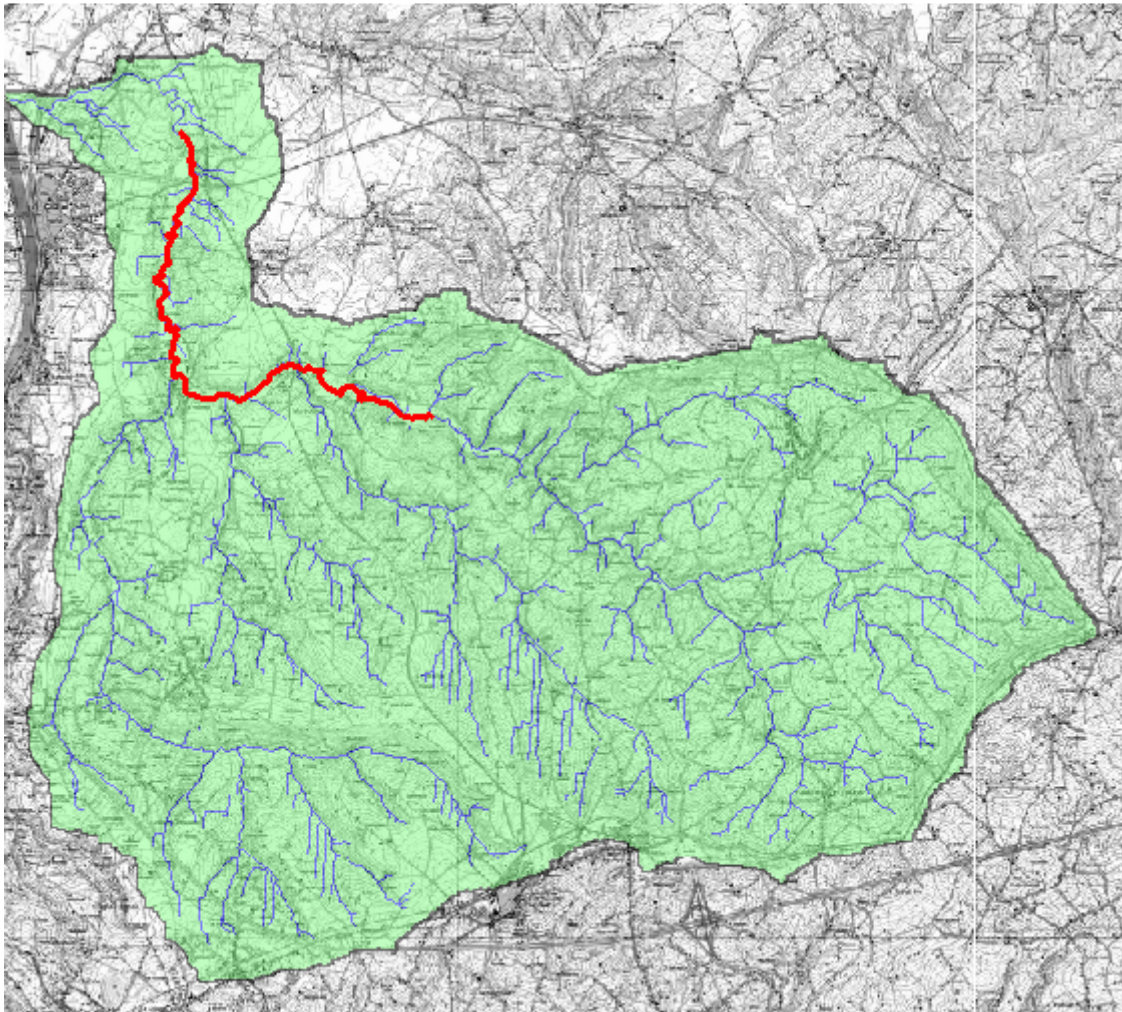


Figure VIII-12 : Zone couverte par les levés de sections.

Les données de section sur la partie restante du cours principal de la Berwinne ainsi que sur la majeure partie du Bolland ont été ajoutées par après aux données existantes de manière à modéliser correctement les rivières principales du bassin.

VIII.1.8 Sections transversales

Les données de section sur la Berwinne, disponibles sous forme tabulée, ont été triées et incluses dans le modèle de rivière. Certaines sections possédaient cependant un écartement très faible (parfois de moins de 5m). Afin de ne pas diminuer de trop la taille des mailles du réseau 1D, ce qui engendrerait des temps de calcul inadaptés et une perte de précision (mailles de dimensions trop irrégulières), une partie des sections a été retirée de manière à ne pas obtenir de maille inférieure à 20 m.

VIII.1.9 Création du réseau 1D

La création du réseau 1D est effectuée suivant la méthodologie décrite au chapitre VII.3, en combinant le réseau topographique (généralisé à partir du MNT) et le réseau digitalisé (créé sur base des levés de terrain). La Figure VIII-13 montre les résultats obtenus. Les traits en rouge sont issus du modèle numérique de terrain, tandis que le trait en noir identifie les portions de rivière provenant de données de sections levées sur site.

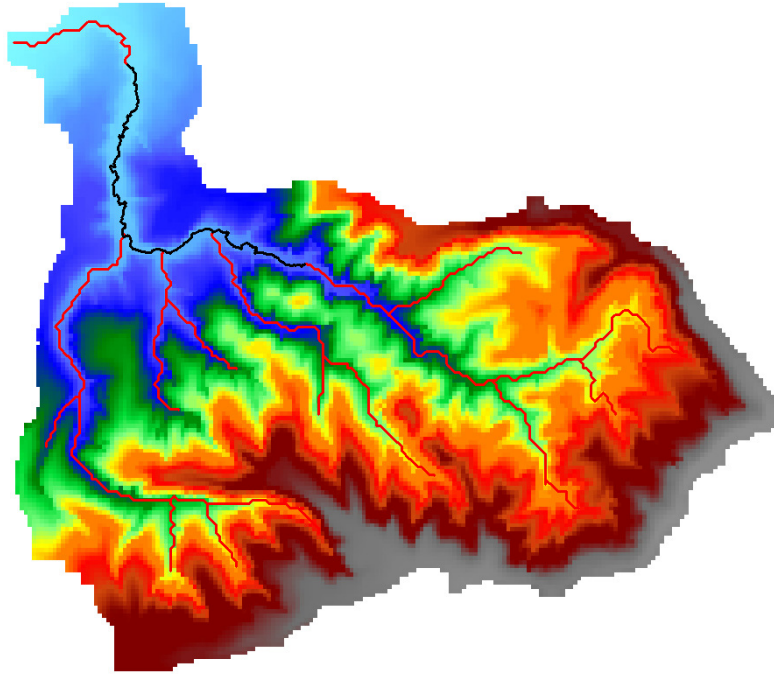


Figure VIII-13 : Réseau hydrodynamique recomposé à partir des différentes sources de données.

VIII.2 Exploitation du modèle hydrologique quasi-tridimensionnel et hydrodynamique en réseau

VIII.2.1 Mesures disponibles sur le bassin

Le bassin versant a l'avantage d'être bien instrumenté. Au niveau des débits, 3 stations sont actuellement en service : deux stations sur la Berwinne (Cronwez et Moelingen), et une sur le Bolland (Dalhem). Du point de vue météorologique, il existe plusieurs stations dans les environs. Des données de pluies sont disponibles au format journalier sur 8 stations proches et au format horaire à la station de Battice. D'autres informations sont également disponibles à cette dernière station, comme par exemple les températures minimale et maximale journalières.

Au niveau des débits, trois stations de mesures ont été installées sur le bassin (Figure VIII-14).

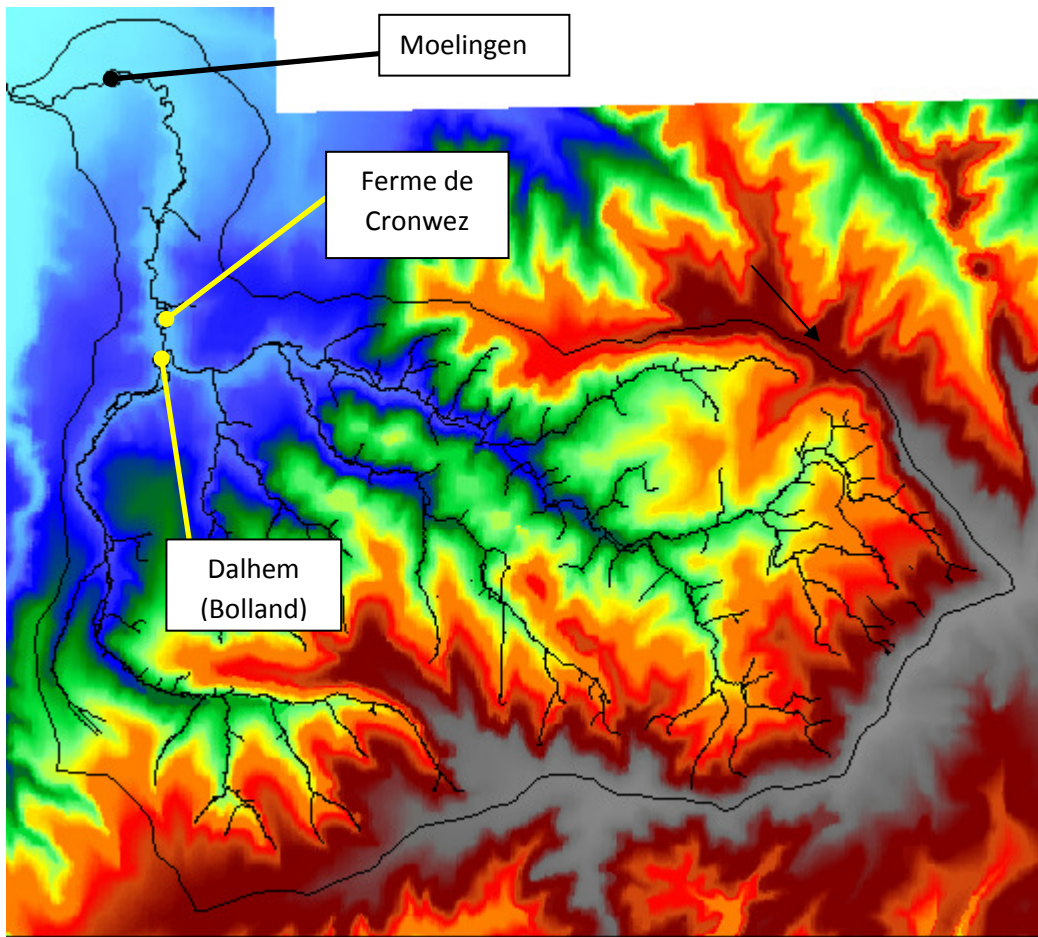


Figure VIII-14 : Emplacement des stations de mesure de débit.

Aux stations de Moelingen et de Cronwez, les mesures de débits sont disponibles pour la période s'étendant de janvier 1991 à mai 2007. La station de Bolland a quant à elle été mise en service plus récemment et les levés à cette station ont débuté fin décembre 2001.

Une analyse des différentes données de débits sur la période 1991-1998 peut être trouvée dans le rapport [34].

Pour la suite du travail, il est utile de compléter cette analyse par une étude des débits horaires aux différentes stations. Afin de mieux comprendre la dynamique des crues, et de pouvoir interpréter au mieux les débits mesurés aux stations différentes, nous avons réalisé une comparaison des hydrogrammes aux stations de Dalhem (Bolland uniquement), de Cronwez (Bolland+Berwinne) et de Moelingen (Bolland+Berwinne). Cette comparaison a été effectuée pour la crue de décembre 2002, car il s'agit d'une période dans laquelle les trois stations étaient en fonctionnement.

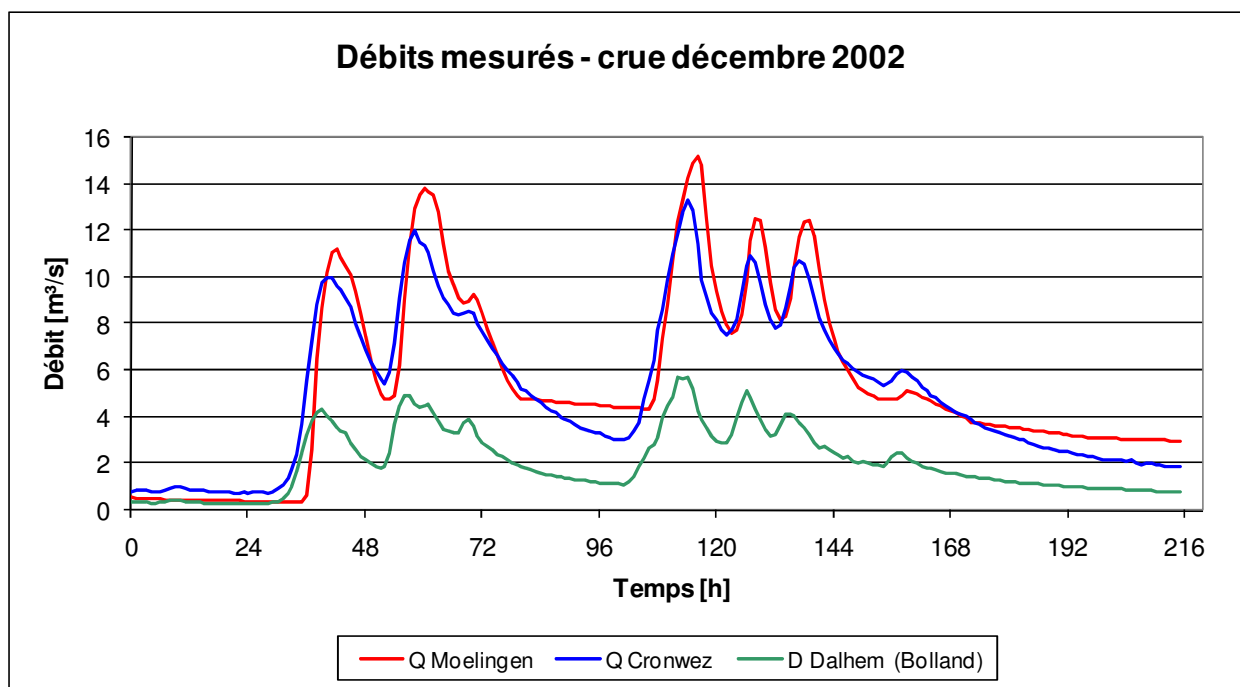


Figure VIII-15 : Comparaison des débits aux stations de Moelingen, Cronwez et Dalhem pour la crue de 2002.

L'analyse des courbes aux trois stations nous permet de dégager les observations suivantes :

- de manière générale, les courbes aux stations de Cronwez et de Moelingen correspondent. Il n'y a donc pas entre ces stations d'effets majeurs venant perturber la dynamique de l'écoulement. De même, le débit à la station de Dalhem (Bolland uniquement) suit les mêmes tendances, avec une intensité moindre liée à la surface de bassin couverte ;
- les pics de crues montrent un déphasage d'environ 1h entre les stations de Cronwez et de Moelingen, qui provient de la distance entre ces stations. De même, un décalage d'une heure également apparaît entre les pics de débit à la station de Dalhem (Bolland) et à la station de Cronwez.
- la comparaison des courbes de Moelingen et Cronwez montre certaines incohérences (débits à Moelingen inférieurs aux débits à Cronwez). Ces différences proviennent probablement des incertitudes sur les relations Hauteur-Débit (courbes de tarage) utilisées aux stations de mesure ou d'un effet d'écrêtage important entre les deux stations. Dès lors, les débits mesurés doivent être envisagés avec une certaine prudence quant à leur précision.

Les mesures de pluies sont disponibles pour la période s'étalant de 1969 à 1998 avec un pas journalier sur les stations suivantes :

N° station	Lieu	X (m)	Y (m)
3706	WISE	243005	160143
3707	HERMALLE-SOUS-ARGENT	242329	155094
3708	LIEGE-MONSIN	239863	151219
5400	THIMISTER	255597	150245
5404	EVEGNEE	244669	148337
5405	HERVE	251225	148768
5409	HOMBOURG	259233	157737
5500	VOEREN	254760	159685
5501	VOEREN (GRAV)	247377	161212

Tableau VIII-1 : Positionnement des stations pluviométriques.

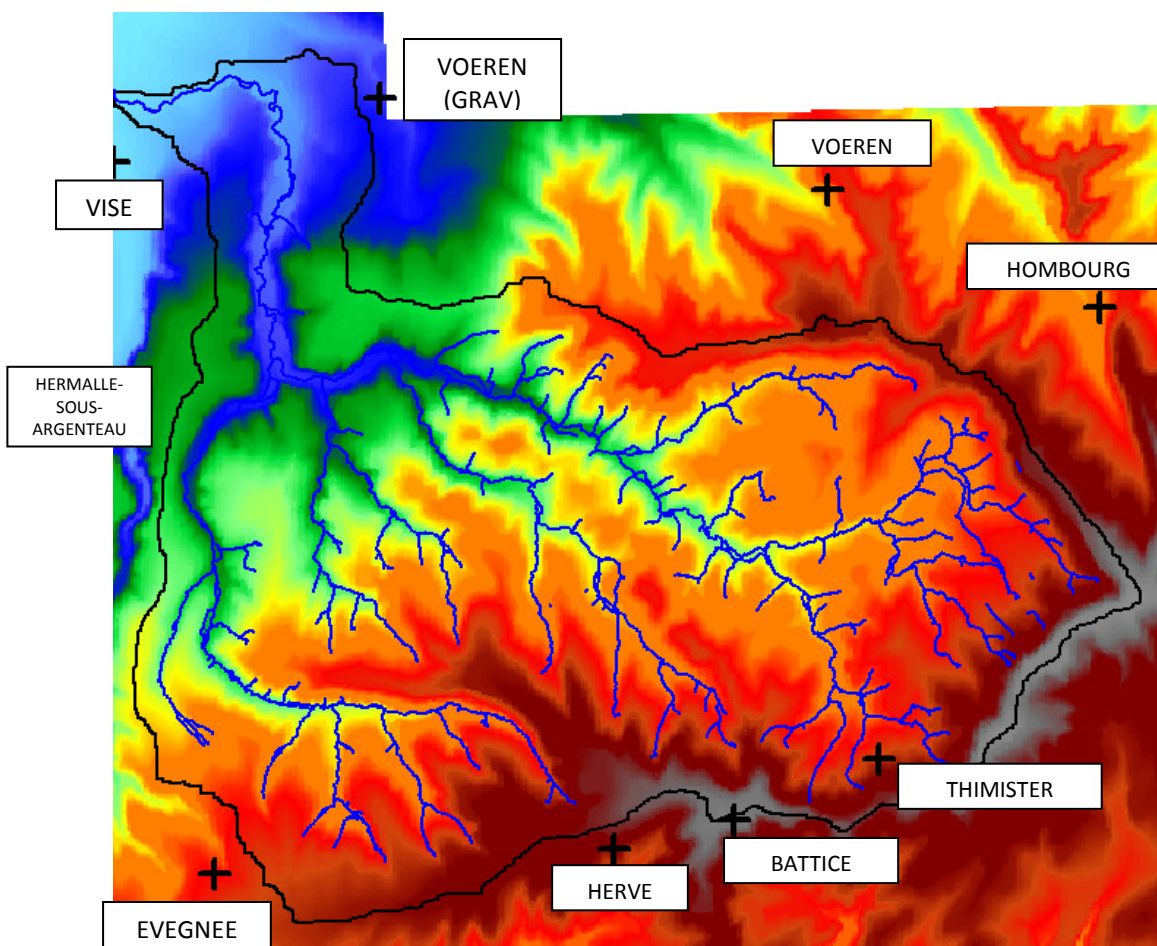


Figure VIII-16 : Comparaison Emplacement des stations sur le bassin versant.

En outre, les données de pluie sont disponibles avec un pas de temps horaire à la station de Battice pour la période comprise entre janvier 1984 et décembre 1998.

Les données de précipitations ont été complétées par des données complémentaires⁴² pour la période de janvier 1999 à décembre 2006, mais uniquement aux stations de Battice, Hombourg et Visé, et pour la période de janvier 1999 à décembre 2004 à la station de Thimister

De même que pour les débits, une analyse générale des données de précipitations peut être trouvée dans le rapport « Contribution à la gestion des petits et moyens cours d'eau – rapport final » [34].

VIII.2.2 Sélection d'événements pluvieux

Dans un premier temps, des événements pluvieux important ont été sélectionnés pour réaliser les premières simulations. Quatre événements ont été choisis :

- la crue de janvier 1993 ;
- la crue de septembre 1993 ;
- la crue d'août 1996 ;
- la crue de septembre 1998.

⁴² données mises à disposition gratuitement par la Région wallonne (Ministère wallon de l'Équipement et des Transports – MET), Direction générale des Voies hydrauliques (DGVH), Service d'Études Hydrologiques (SEHY)

Le tableau suivant reprend les caractéristiques principales de ces pluies :

	Janvier 1993	Septembre 1993	Août 1996	Septembre 1998
Durée (jours)	6	6	5	8
Pluie totale (mm)	98,5	83,4	99,3	154,8
Pic de pluie (mm/j)	42,4	36,8	61,7	77,2

Tableau VIII-2: Caractéristiques principales des 4 pluies sélectionnées.

Seules les pluies d'août 1996 et de septembre 1998 sont illustrées ici.

Les graphiques suivants montrent l'intensité journalière des pluies à la station de Battice pour les périodes concernées. La période de pluie utilisée pour les simulations est mise en évidence sur le diagramme.

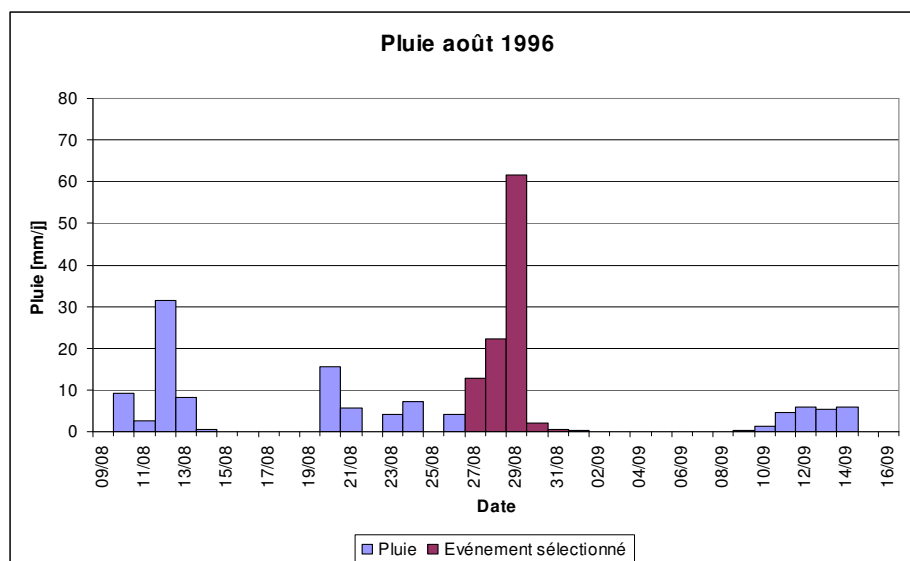


Figure VIII-17 : Hyétogramme journalier - crue d'août 1996.

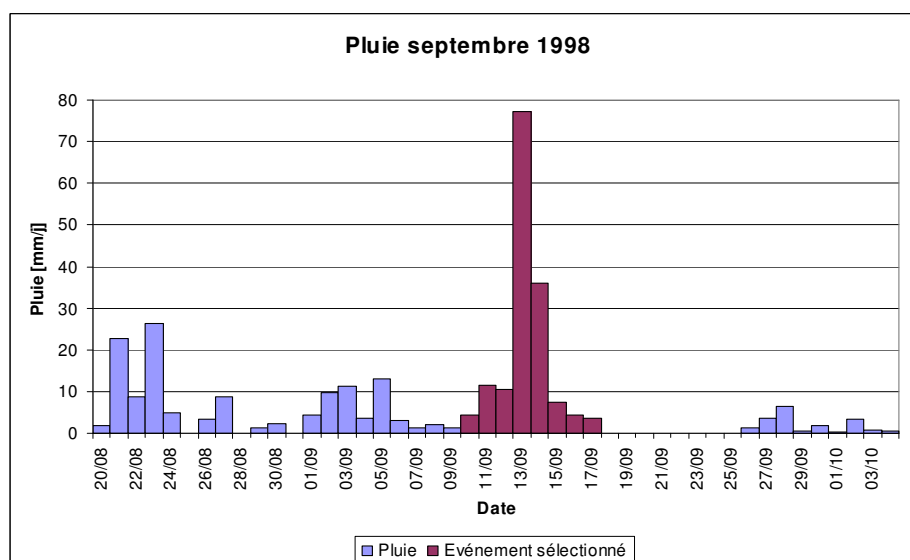


Figure VIII-18 : Hyétogramme journalier - crue de janvier 1993.

Une analyse intéressante de ces événements pluvieux peut être réalisée en traçant leur courbe ID (Intensité-Durée) caractéristique. Cela est réalisé par une moyenne des intensités horaires sur des durées variables. Le maximum de ces moyennes est alors conservé pour chaque durée. Cela fournit une courbe qui peut être comparée aux courbes IDF dans la région afin d'estimer la période de retour de ces

événements. Les courbes ID de ces pluies sont tracées à la station de Battice (valeurs horaires) et sont comparées aux courbes IDF dans la région, données à la station de Herve.

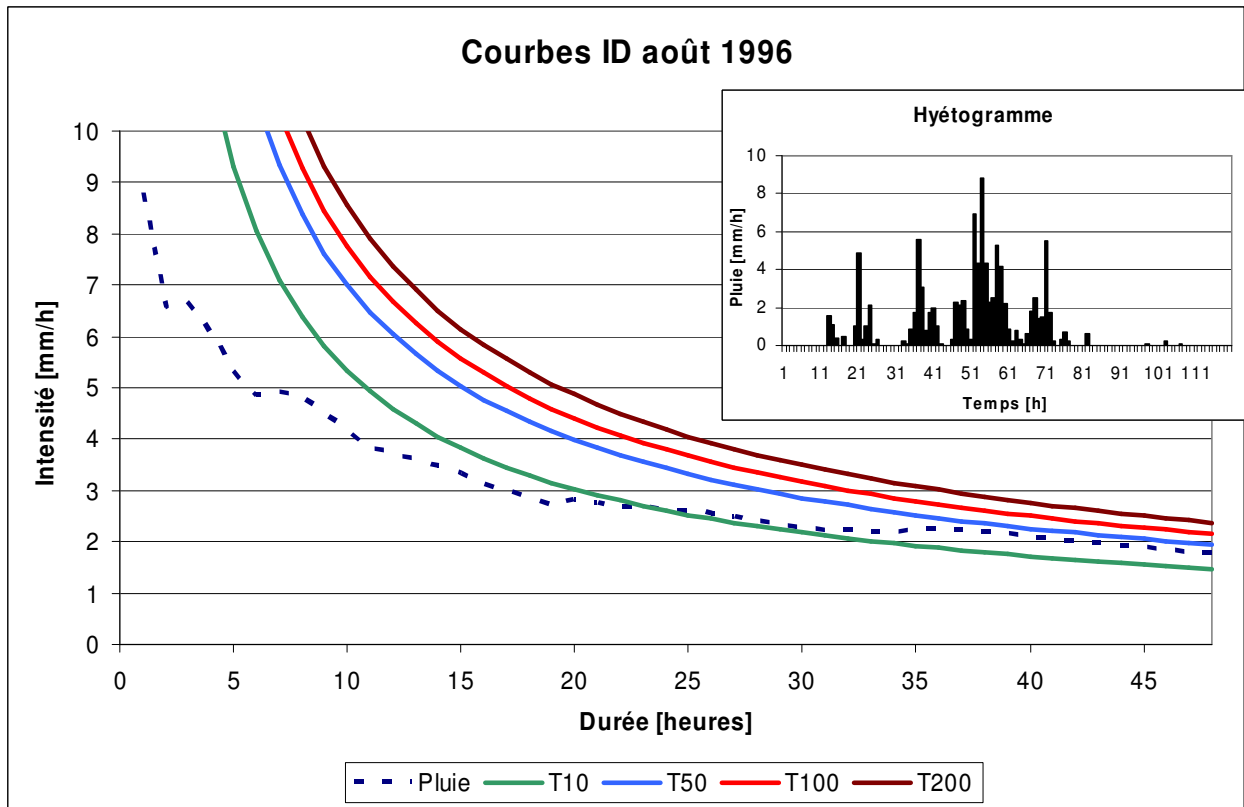


Figure VIII-19 : Comparaison de la pluie d'août 1996 avec les courbes IDF.

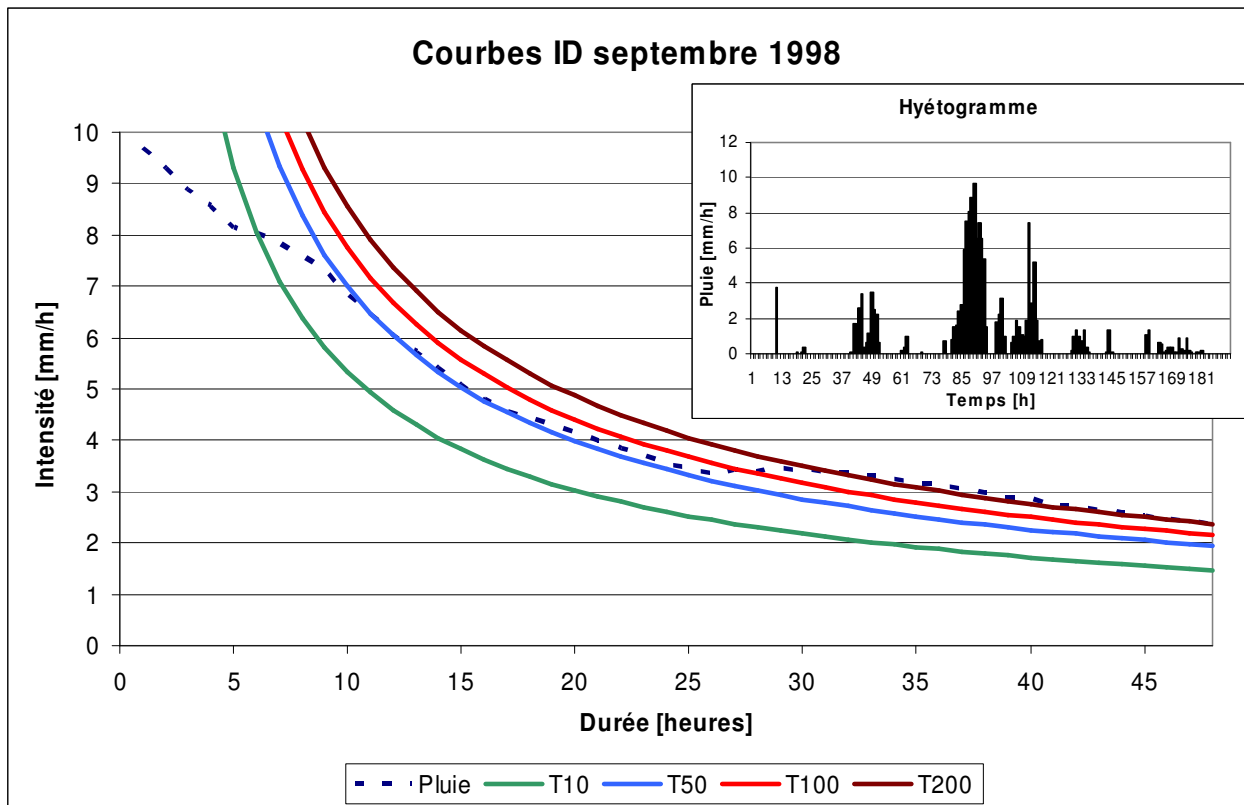


Figure VIII-20 : Comparaison de la pluie de septembre 1998 avec les courbes IDF.

Les graphiques ainsi réalisés montrent que les pluies choisies ont des périodes de retour importantes non pas simplement parce qu'elles possèdent un pic de débit bref mais important, mais surtout parce qu'elles possèdent une intensité soutenue pendant une période importante. Ainsi, nous pouvons voir par exemple que la pluie de août 1996 affleure la courbe IDF de période de retour $T = 50$ ans pour des durées de plus de 40 heures, ce qui excède le temps de concentration approximatif du bassin. Or, pour un bassin versant de grandes dimensions, ce type d'événements pluvieux (intensité soutenue) fournit des débits importants puisque l'ensemble du bassin participe alors à générer le débit en rivière. Il apparaît aussi clairement que la pluie de 1998 a une période de retour nettement supérieure aux autres pluies, et ce à la fois pour des durées de quelques heures (pic de pluie intense) et des durées plus longues (pluie d'intensité soutenue). En fonction des courbes IDF utilisées, sa période de retour serait de l'ordre de 200 ans.

Afin de pouvoir exploiter les données de pluie, plusieurs opérations ont été réalisées.

La répartition spatiale des pluies utilise la méthode des polygones de Thiessen (voir chapitre V.1.2.2). Une matrice est créée avec en chaque maille le numéro de la station correspondante.

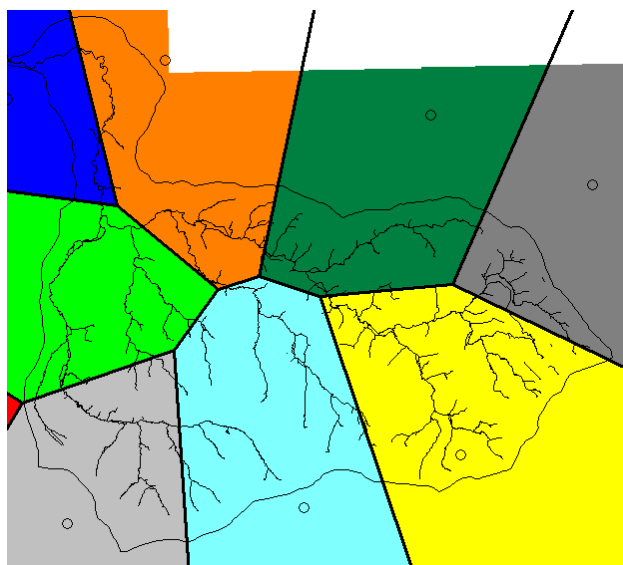


Figure VIII-21 : Carte des Polygones de Thiessen.

A partir des données de pluie journalière sur les différentes stations couvrant le bassin et les données horaires à la station de Battice, nous avons reconstitué des pluies horaires sur l'ensemble du bassin par une désagrégation des séries de pluie en données horaires. Cela nous permet d'obtenir des pluies horaires sur le bassin, plus réalistes et permettant de mieux représenter la répartition temporelle de la pluie.

Dans un premier temps, ce traitement a été appliqué sur les quatre événements pluvieux distincts sélectionnés précédemment (correspondant à la crue de janvier 1993, la crue de septembre 1993, la crue d'août 1996 et la crue de septembre 1998 et une crue de 1998), dans le but d'effectuer les premières simulations-test sur le bassin. Par la suite, des séries temporelles de longue durée ont été décomposées en séries horaires afin de réaliser des simulations sur le long terme (plusieurs années).

VIII.2.3 Premières simulations

Une fois le traitement des données accompli, les premières simulations sur le bassin de la Berwinne ont été réalisées. L'approche de modélisation suivie consiste à commencer par des simulations simplifiées et y ajouter au fur et à mesure divers raffinements. Cette démarche permet d'identifier des problèmes potentiels au fur et à mesure de la complexification du modèle, de manière également à pouvoir identifier les paramètres importants du modèle et à appréhender au mieux la physique du modèle.

Pour les premières simulations, les simplifications suivantes du modèle sont utilisées :

- l'infiltration dans le sol n'est pas modélisée en soi mais prise en compte via un coefficient de ruissellement unique, constant dans le temps et l'espace (mais différent pour chaque événement). Il est déterminé de manière à obtenir le volume de ruissellement mesuré pour l'événement ;
- l'écoulement hypodermique n'est pas pris en compte ;
- l'écoulement de base (nappes) n'est pas modélisé.

La propagation en rivière, n'est pas prise en compte (temps de propagation nul jusqu'à l'exutoire), ou uniquement via une méthode de Flood Routing simplifiée. Les événements pluvieux définis dans les chapitres précédents ont été modélisés avec cette approche. Le coefficient de ruissellement global a été choisi de manière à obtenir un volume ruisselé identique au volume passant par la station de tarage durant la période de l'événement.

Les graphiques suivants montrent la comparaison des hydrogrammes à l'exutoire avec les débits enregistrés à la station de Moelingen. Les débits à l'exutoire ont été déterminés sans propagation dans le réseau 1D. Seule la Figure VIII-22 montre, pour la crue de 1996, l'ajout d'une procédure de Flood routing simplifié (voir [4]) sur les apports générés.

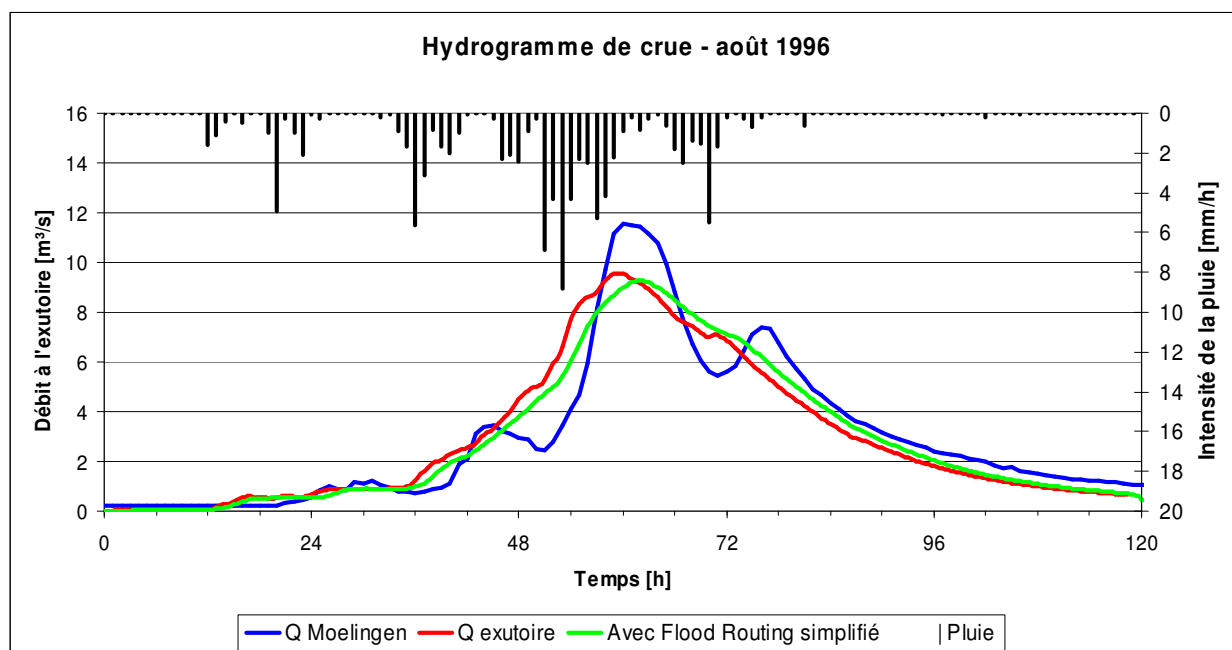


Figure VIII-22 : Hydrogramme calculé par l'approche simplifiée pour la crue d'août 1996.

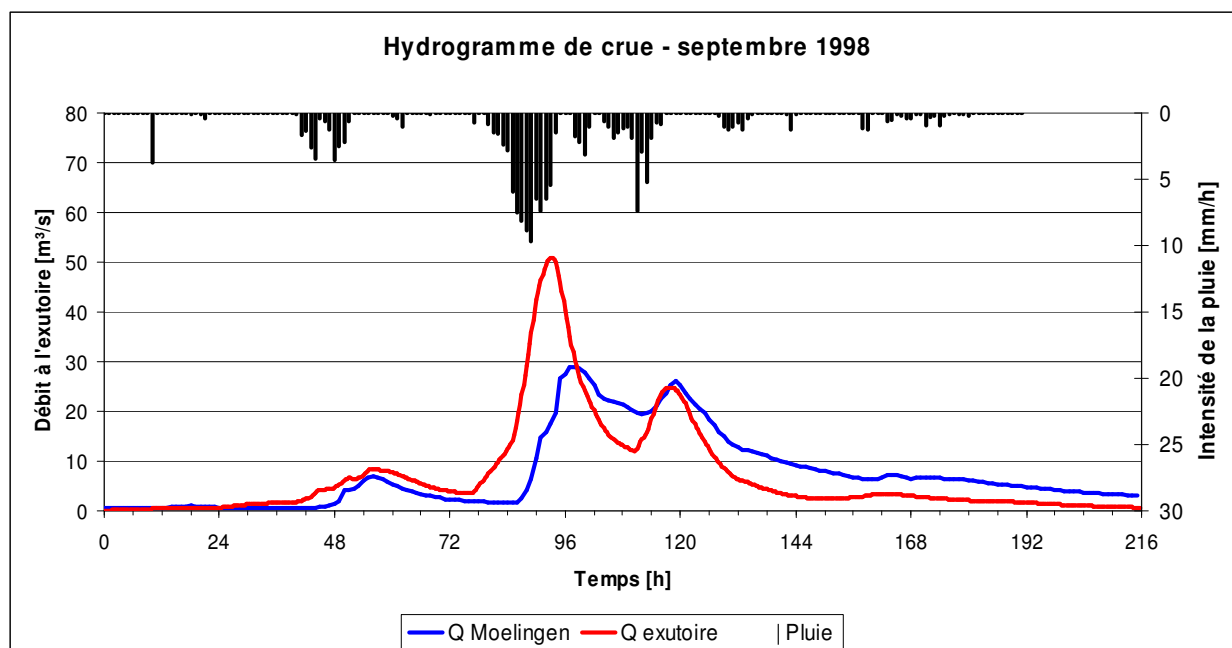


Figure VIII-23 : Hydrogramme calculé par l'approche simplifiée pour la crue de septembre 1998

Les événements étudiés sur base de l'approche simplifiée ont permis de mettre en évidence notamment les points suivants :

- l'allure générale des hydrogrammes correspond à la forme de l'hydrogramme mesuré à la station de tarage, ce qui est encourageant pour la suite de l'étude ;
- les débits générés pour la crue de 1996 montrent que les pics de débit sont trop faibles tandis que le débit est surestimé lorsque le débit réel est plus faible. Cela est sans doute lié à l'utilisation d'un coefficient de ruissellement constant, alors qu'en réalité la fraction ruisselée dépend fortement de l'intensité de la pluie, et est d'autant plus forte que la pluie est importante ;
- pour la pluie de 1998, les pics de débits simulés sont moins importants que les ceux relevés à la station de mesure. Il est probable que cet effet provienne d'une sous-estimation des débits à la station. En effet, lors de cette crue exceptionnelle, il semblerait que le débit a largement dépassé le domaine de validité des courbes de tarage utilisées aux stations de mesure⁴³.

VIII.2.4 Simulations avec infiltration variable

La suite de la démarche consiste donc à utiliser non pas un coefficient de ruissellement constant dans le temps et l'espace, mais une loi d'infiltration variable prenant en compte l'infiltrabilité du sol, son taux d'humidité, l'intensité de la pluie, etc. Pour cela, le modèle de type Green-Ampt, adapté pour prendre en compte l'occupation du sol (voir chapitre V.5.12), a été utilisé. Les paramètres à utiliser ont été déterminés à partir des différentes données disponibles (voir chapitre VIII.1.5). Néanmoins, il persiste une certaine incertitude sur ces paramètres, et une phase de calage doit être effectuée de manière à obtenir une correspondance avec les débits mesurés.

Les paramètres principaux qui ont fait l'objet de la phase de calage sont la perméabilité du sol et le coefficient de frottement en surface.

Dans un premier temps, les simulations utilisant ce modèle simplifié ont essentiellement porté sur l'événement pluvieux d'août 1996.

⁴³ Voir [34].

Après avoir testé différents jeux de paramètres sur la crue d'août 1996, nous sommes arrivés à identifier certaines combinaisons qui permettent d'obtenir un hydrogramme à l'exutoire proche des débits mesurés à la station de Moelingen. La Figure VIII-24 montre la comparaison de ces hydrogrammes. Elle reprend également le résultat obtenu avec le coefficient de ruissellement constant présenté à la Figure VIII-22.

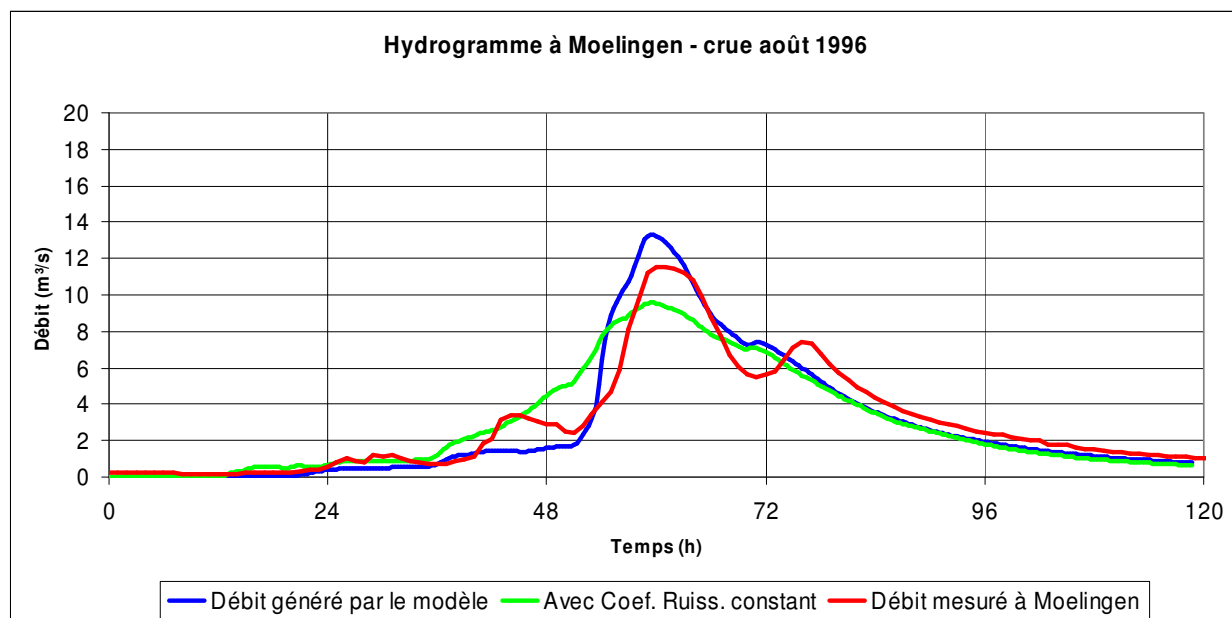


Figure VIII-24 : Hydrogrammes à Moelingen - crue août 1996.

L'hydrogramme ainsi généré montre une dynamique plus proche de l'hydrogramme réel, en accentuant le pic de débit. Néanmoins, une partie des fluctuations du débit ne sont pas générées par la simulation. L'origine de ces fluctuations est analysée dans la suite.

Afin de bien comprendre de quelle manière les différents paramètres vont intervenir dans la transformation de la pluie en apports à la rivière, une étude de sensibilité sur différents paramètres est réalisée.

La figure suivante montre l'impact du coefficient de perméabilité sur le débit. Nous pouvons constater une influence notable de ce paramètre sur les débits générés.

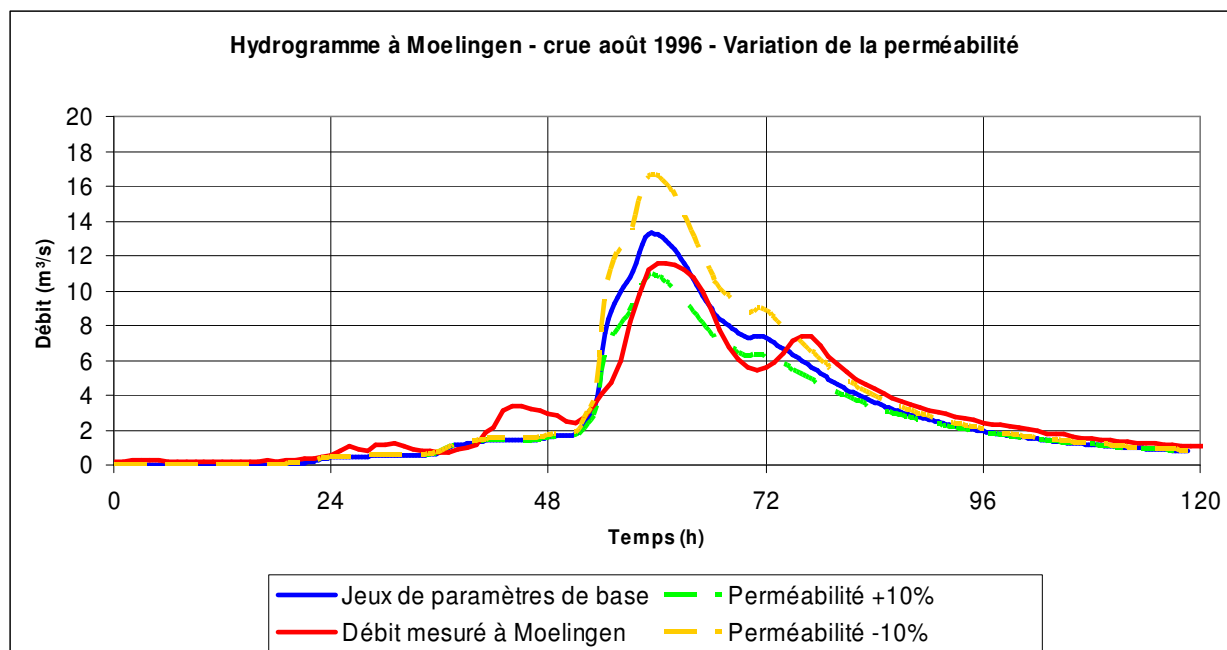


Figure VIII-25 : Sensibilité des résultats au coefficient d'infiltration.

La figure suivante montre l'effet du coefficient de frottement. Nous pouvons constater que la sensibilité du modèle par rapport à ce paramètre est moins importante que par rapport à l'infiltration, mais reste néanmoins loin d'être négligeable. En particulier, son effet est plus marqué lors du pic de crue.

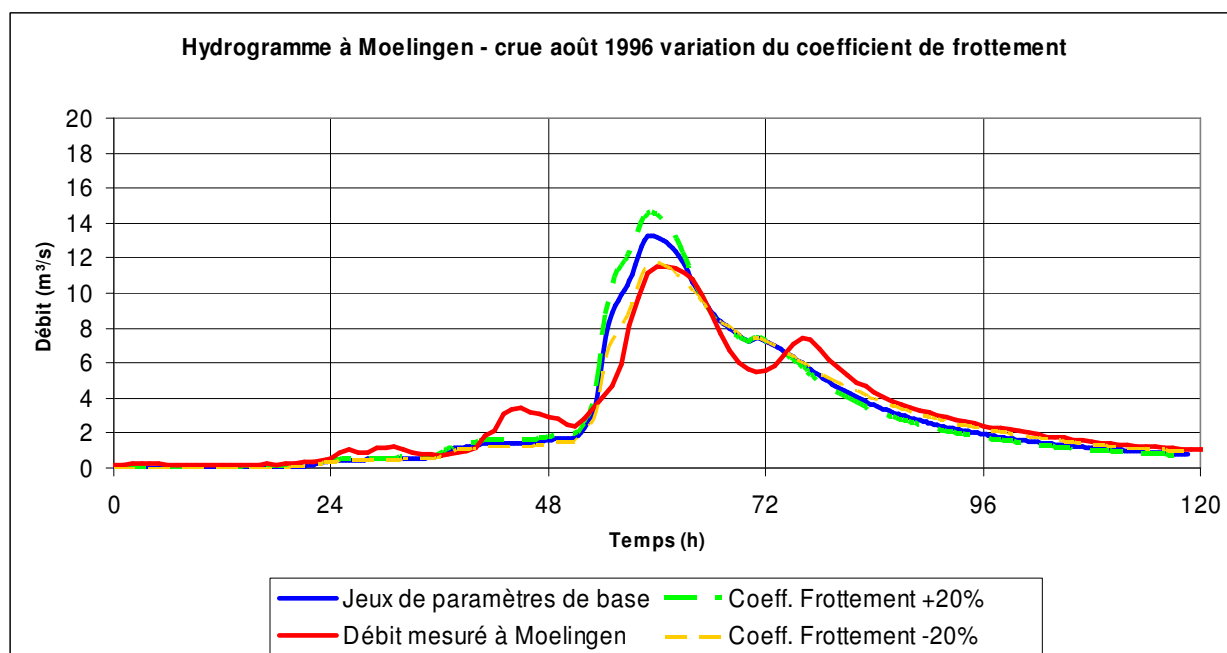


Figure VIII-26 : Sensibilité des résultats au coefficient de frottement.

Dans l'ensemble, les analyses montrent donc que

- la sensibilité de la réponse du bassin aux paramètres du modèle est relativement importante, ce qui est en accord avec les conclusions du chapitre V.5.13. La phase de calage est donc indispensable ;

- l'utilisation d'une infiltration variable permet bien d'obtenir une répartition du coefficient de ruissellement dans le temps et l'espace moins uniforme et plus réaliste que dans la première approche ;
- il n'a cependant pas été possible de rendre compte complètement de la dynamique d'écoulement mesurée à l'exutoire (certaines fluctuations du débit n'apparaissent pas), et ce malgré les multiples paramètres conservés ;
- les résultats des simulations sont fort sensibles aux paramètres du modèle ;
- les simulations ont montré que la prise en compte d'une fraction de sol imperméable qui n'admet aucune infiltration et ruisselle directement est de nature à améliorer les résultats obtenus.

Ces résultats semblent donc indiquer que d'autres mécanismes d'écoulement, non pris en compte par le modèle utilisé, doivent nécessairement être pris en compte afin de refléter la dynamique du bassin.

La prise en compte de l'écoulement drainé des zones urbanisées s'est présentée comme une piste majeure pour pouvoir représenter la dynamique complexe du bassin. En effet, ce mécanisme d'écoulement correspond bien à ce qui semble manquer dans les simulations précédentes :

- la pluie tombant sur les zones imperméables de sol se transforme directement et quasi-intégralement en ruissellement ;
- l'eau est rapidement amenée jusqu'à la rivière via le réseau d'épuration existant.

Il peut donc en résulter donc une composante de débit non négligeable et qui suit relativement bien la forme de l'hétérogramme. Dès lors, différentes recherches ont été menées de manière à modéliser ces mécanismes d'écoulement.

VIII.3 Les zones imperméables

L'occupation des sols joue un rôle fondamental dans la génération des apports hydrologiques. En particulier, les zones imperméables peuvent apporter une contribution considérable à ces apports. L'urbanisation, de plus en plus marquée au cours des dernières décennies, a engendré des effets non contrôlés au niveau de l'hydrologie, avec pour conséquence la nécessité d'une bonne gestion des rivières afin de limiter les impacts négatifs pour les riverains.

VIII.3.1 Les différents types de zones imperméables

Les surfaces imperméables peuvent être définies comme les surfaces qui, de façon permanente, empêchent l'infiltration dans le sol directement situé en-dessous [9; 49].

Les zones imperméables proviennent essentiellement de constructions anthropiques : routes, maisons, chemins de fer, zonings industriels, bâtiments de toutes sortes... Au niveau de l'hydrologie, l'origine intrinsèque de ces zones imperméables importe peu, la question fondamentale étant de savoir ce que devient l'eau qui tombe sur ces surfaces en questions.

Pour répondre à cette question, les zones imperméables sont classées en deux catégories : les zones *égouttées* (ou *directement connectées*) et les zones *non égouttées* (ou *non connectées*) [3; 15]. Dans le premier cas, l'eau est dirigée vers un réseau d'égouttage qui va acheminer l'eau jusqu'à son exutoire. Dans le deuxième cas, l'eau est rejetée directement au sol, et va pouvoir ruisseler au même titre que l'eau de ruissellement en provenance d'autres sources.

VIII.3.1.1 Les zones imperméables drainées ou égouttées

Ces zones sont situées principalement dans les zones urbaines relativement denses, puisque les coûts liés à la construction d'un réseau d'égouttage doivent être amortis par une utilisation suffisamment intense. Certains ouvrages de grande importance (zonings industriels, Lignes à Grande Vitesse...) possèdent parfois leur propre réseau d'égouttage ou de drainage, qui peut soit rejoindre en aval un réseau public, ou parfois même rejoindre directement la rivière.

Les canalisations d'égouttage sont généralement constituées de conduites circulaires en béton (en particulier dans les zones urbaines), mais elles consistent parfois simplement en des petits canaux à surface libre. Les eaux ainsi concentrées sont rejetées en rivière, parfois après le passage via une centrale d'épuration qui en assure le traitement avant rejet. Néanmoins, en cas de fortes pluies, la capacité de traitement d'une centrale est généralement excédée, et les eaux sont rejetées directement en rivière (bypass de la centrale). Ce mode de fonctionnement permet de considérer que pendant les pluies importantes, les centrales d'épuration ne doivent pas être modélisées et les réseaux d'égouts sont considérés comme se jetant directement en rivière.

Les zones égouttées sont étudiées en profondeur dans le chapitre VIII.5 (avec notamment la délimitation de ces zones).

VIII.3.1.2 Les zones imperméables non égouttées

Le cas typique des maisons isolées constitue un exemple de ce type de surfaces. L'eau de pluie tombant sur les toitures ou sur les pavements, est généralement rejetée librement sur le sol, d'où elle va s'écouler au même titre que les écoulements hydrologiques générés par ailleurs. Ces apports peuvent donc être transférés directement dans la zone d'écoulement de la maille (voir chapitre IV.1). Ces zones imperméables vont donc agir principalement au niveau de la quantité plus importante de ruissellement qu'ils génèrent, mais ne seront pas différenciés des autres écoulements du point de vue de la propagation vers l'exutoire.

VIII.3.2 Estimation de l'effet des zones imperméables drainées

Afin de vérifier si l'implémentation de ce mécanisme peut effectivement apporter une amélioration au modèle, différentes analyses préliminaires ont été menées. Le premier essai consiste à représenter par une approche simple et facile à mettre en œuvre, le mécanisme d'écoulement dans le réseau d'assainissement. La méthode mise en œuvre est la suivante :

- un coefficient de ruissellement correspondant à la fraction de surface imperméable est utilisé afin de générer le ruissellement correspondant. La valeur de ce coefficient correspond à une estimation de la fraction moyenne de surface imperméable sur le bassin, prise ici égale à 4% ;
- le frottement du sol est diminué de manière très importante, afin de simuler dans le modèle hydrologique utilisé un écoulement rapide sur surface lisse. Cette méthodologie implique que l'écoulement de l'eau provenant des zones imperméables suit les chemins de plus grande pente de façon similaire aux écoulements hydrologiques.



VIII-27 : Propagation de par le système d'égouttage.

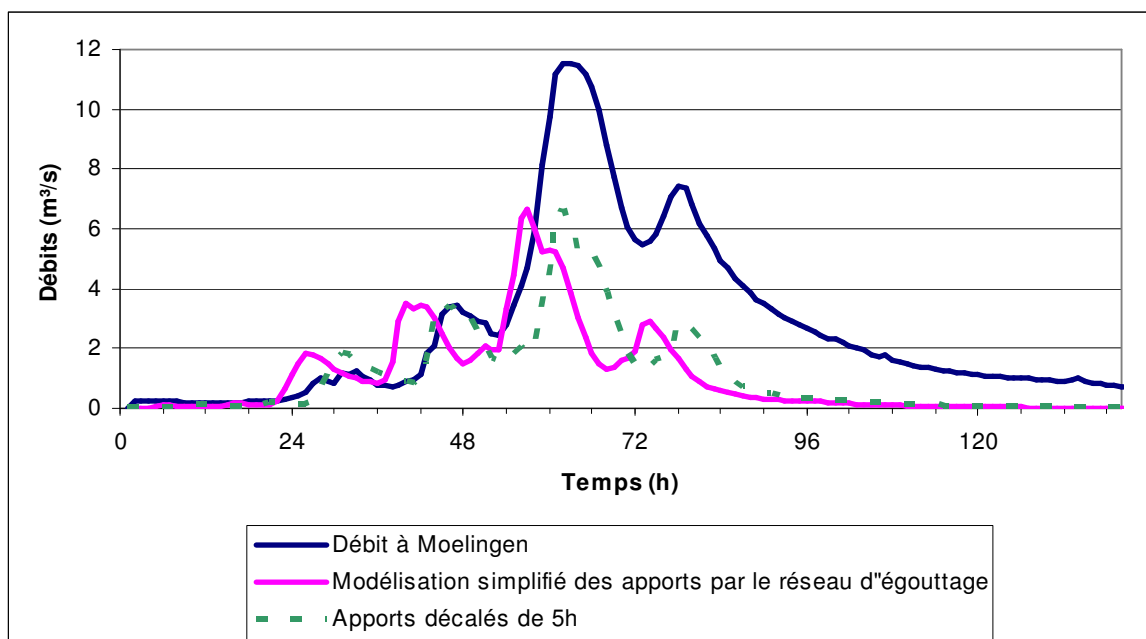


Figure VIII-28 : Hydrogramme généré par les zones imperméables égouttées.

La Figure VIII-28 montre le débit obtenu à l'exutoire dans ces hypothèses. Plusieurs conclusions peuvent déjà être tirées de ces analyses :

- le mécanisme d'écoulement décrit semble pouvoir expliquer les variations de débit rapide apparaissant dans les hydrogrammes (une partie importante du débit total doit cependant toujours être fournie par les autres apports);
- il existe néanmoins un décalage dans le temps dont il faudra tenir compte via la propagation dans le réseau 1D ou dans la calibration des coefficients de frottement caractérisant l'écoulement dans le réseau.

Cette courbe, qui correspond donc aux zones imperméables égouttées seules, a été superposée à l'hydrogramme généré par l'ensemble du bassin sans ces zones imperméables.

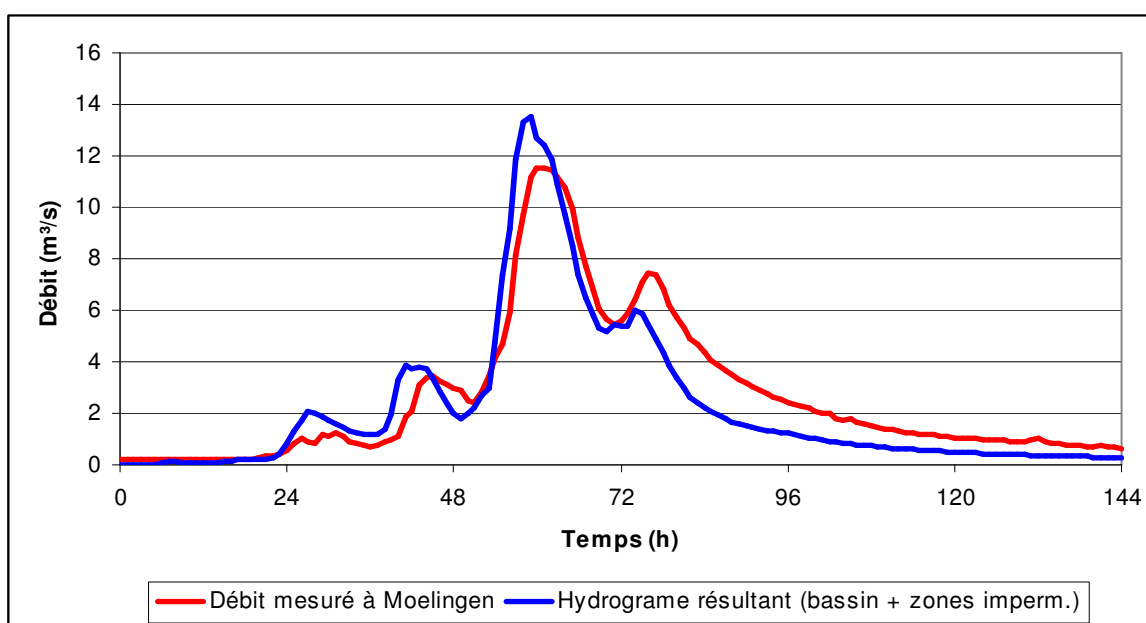


Figure VIII-29 : Hydrogramme combiné Zones imperméables + reste du bassin.

La Figure VIII-29 montre une assez bonne correspondance. Il faut toutefois noter que dans cette figure, l'hydrogramme calculé n'a pas encore subi la propagation dans le réseau 1D, et que les zones imperméables ont été calculées avec une approche simplifiée.

Cette première analyse permet donc de conclure à la pertinence de la prise en compte spécifique des zones imperméables égouttées.

VIII.3.3 La modélisation actuelle des zones imperméables

La prise en compte des zones urbaines a toujours fait partie intégrante de la modélisation hydrologique. Son influence notable au niveau de la génération d'apports hydrologiques en fait un élément généralement incontournable de la modélisation. Par contre, la manière de prendre celles-ci en compte diffère sensiblement selon les dimensions des bassins et la résolution temporelle des événements pluvieux étudiés.

VIII.3.3.1 Les zones imperméables dans les approches statistiques

Les approches statistiques (voir chapitre II.1.1) incluent naturellement l'effet des zones urbaines, puisque les observations de débits sur lesquelles elles se basent représentent des débits réels, incluant donc l'effet des zones urbaines. Néanmoins, de telles approches sont incapables de prendre en compte une modification du taux d'urbanisation du bassin, ce qui les rend inefficaces dans les bassins dont le taux d'urbanisation change fortement, ou pour étudier l'impact de l'imperméabilisation d'une partie du bassin.

VIII.3.3.2 Les zones imperméables dans les bassins urbains

L'hydrologie urbaine est un champ d'application plus particulier dans lequel les zones imperméables constituent l'essentiel de la couverture du bassin étudié. L'objectif de ces études est généralement le dimensionnement du réseau d'égouttage ou d'ouvrages qui y sont associés.

Dans l'étude de zones essentiellement urbaines, les écoulements peuvent être envisagés avec une modélisation assez complexe. Schmitt proposent ainsi de modéliser les écoulements de crue en zone urbaine par une modélisation 2D Shallow Waters [159](voir Figure VIII-30).

En particulier, la prise en compte du réseau d'égouts peut dans ce cas être effectuée par une modélisation complète de celui-ci [5; 159; 151]. Les zones imperméables sont généralement prises en compte de façon explicite au niveau de la discrétisation du bassin, et le réseau de conduites y est décrit de manière précise (incluant notamment les dimensions des tuyaux). Néanmoins, un tel niveau de complexité restreint l'utilisation de ce type de modèles à des bassins de faibles dimensions [109].

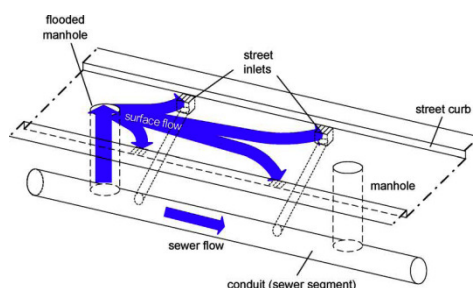


Figure VIII-30 : Modélisation complexe du réseau d'égouttage en zone urbaine.

VIII.3.3.3 Les zones imperméables à plus grande échelle

La méthode rationnelle [25], toujours utilisée actuellement en raison de son extrême simplicité, permet une prise en compte relativement simple des zones imperméables, puisqu'elle associe à chaque type de terrain un coefficient de ruissellement, généralement considéré constant, y compris dans les zones habitées où il dépend de la densité urbaine [25; 174]. Un coefficient de ruissellement de valeur élevée est alors attribué aux mailles plus imperméables. Différentes valeurs de ces coefficients peuvent être trouvées dans la littérature, selon les propriétés des zones urbaines (densité...) [6; 113; 78].

Tableau VIII-3 : Coefficient de ruissellement pour différentes zones urbaines

Business	
Downtown	0.70-0.95
Neighborhood	0.50-0.70
Residential	
Single-Family	0.30-0.50
Multiunits, detached	0.40-0.60
Multiunits, attached	0.60-0.75
Residential (suburban)	0.25-0.40
Apartment	0.50-0.70
Industrial	
Light	0.50-0.80
Heavy	0.60-0.90
Parks, cemeteries	0.10-0.25
Playgrounds	0.20-0.35
Railroad yard	0.20-0.35
Unimproved	0.10-0.30

La méthode SCS (voir § V.4.2), largement utilisée dans de nombreux modèles, utilise des coefficients de ruissellement dépendant du type de sol, de l'occupation du sol et des volumes de pluie [79; 62]. Dans les zones urbaines, des coefficients de ruissellement spécifiques sont calculés sur base d'une moyenne des paramètres (curve numbers) correspondant d'une part aux sols imperméables (toitures, routes...) et d'autre part aux terrains adjacents (jardins, parcs...) en fonction d'une densité d'urbanisation estimée.

Dans ces méthodes, les caractéristiques des zones urbaines déterminant le choix des coefficients à utiliser (en particulier leur densité) sont souvent difficiles à estimer de façon objective. En outre, ces approches sont incapables de tenir compte de la modification de la dynamique de transfert des apports liée à la présence d'un réseau d'égouttage (modification des chemins d'écoulement, diminution du temps de propagation).

VIII.3.3.4 Proposition d'une nouvelle méthodologie

Les approches décrites ci-dessus montrent donc des limitations lorsqu'elles sont appliquées à l'échelle d'un bassin versant de taille moyenne (quelques dizaines à quelques centaines de km²). Une méthodologie originale, développée dans le cadre d'un modèle hydrologique physiquement basé et spatialement distribué, est proposée de manière à évaluer de manière précise les surfaces imperméables et à prendre en compte les effets de drainage sans modéliser explicitement l'entière du réseau d'égouttage. L'extension exacte des zones imperméables est estimée sur base de cartes d'occupation du sol en format vectoriel. Elles sont ensuite séparées en deux catégories : les zones drainées et non drainées. La propagation de la pluie tombant sur les zones non drainées est traitée de façon identique à celle du ruissellement produit par les zones perméables. En revanche, les zones drainées sont routées séparément grâce à une modélisation simplifiée du réseau de drainage.

VIII.3.4 Zones imperméables et infiltration

Il est nécessaire avant de développer la nouvelle méthodologie de prise en compte des zones imperméables de bien comprendre la manière dont ces zones vont interagir avec l'infiltration au sein du modèle. Lorsque la pluie tombe sur une surface imperméable, l'entière de l'eau est transformée en ruissellement de surface. Si la maille entière est imperméable, cela est facile à représenter : il suffit de prendre un coefficient d'infiltration nul.

En revanche, la situation est plus complexe lorsque seule une partie de la maille est imperméable.

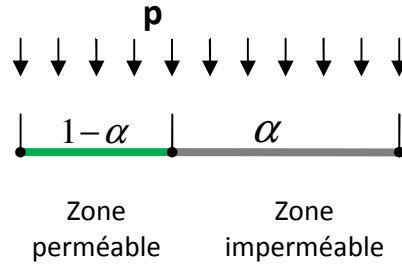


Figure VIII-31 : Pluie sur une maille semi-perméable.

Prenons l'exemple suivant. Soit une zone urbanisée de surface A [m²], recouverte par une fraction $(1-\alpha)$ de jardins, et une fraction α de toitures et routes imperméables. Considérons une pluie d'intensité p [m/s] tombant sur l'ensemble de la parcelle. Dans les zones imperméables, l'infiltration est nulle, tandis que dans les zones de jardin, l'infiltration est limitée soit par le taux d'infiltration du sol, soit par l'eau disponible (intensité de la pluie) :

$$f_{\text{jardin}} = \min(f_{\text{pot,jardin}}, p) \quad (9.1)$$

où f_{pot} [m/s] représente l'infiltration potentielle dans le sol (calculé par exemple par la méthode de Green-Ampt vue au chapitre V.5.5). Pour la maille totale, l'infiltration est donc donnée par⁴⁴

$$\begin{aligned} f &= (1 - \alpha)A * 0 + \alpha A * \min(f_{\text{pot,jardin}}, p) \\ &= \alpha A * \min(f_{\text{pot,jardin}}, p) \end{aligned} \quad (9.2)$$

A priori, il serait tentant pour représenter cela de simplement prendre une infiltration moyenne sur l'ensemble de la maille en pondérant l'infiltration potentielle dans la partie perméable, soit

$$f_{\text{pot,moy}} = \alpha * f_{\text{pot,jardin}} \quad (9.3)$$

Cela revient à utiliser une valeur de perméabilité moyenne pour le sol ou, autrement dit, d'employer un type d'occupation du sol spécifique à cette zone mixte, comme cela est fait par exemple dans la méthode SCS pour les zones urbaines. Or, dans notre cas où le ruissellement est calculé par l'excédent d'infiltration, cette approche n'est valide que si l'on a

$$\alpha A * \min(f_{\text{pot,jardin}}, p) = A * \min(\alpha f_{\text{pot,jardin}}, p), \quad (9.4)$$

ce qui n'est le cas que dans le cas où la pluie est supérieure à l'infiltration potentielle de la partie perméable. Or, cette condition est loin d'être remplie en permanence, et l'utilisation d'un coefficient équivalent ne peut être appliquée pour le calcul de l'infiltration.

Pour cette raison, il est indispensable d'envisager la partie imperméable des mailles de façon distincte. Chaque maille sera donc caractérisée par un coefficient représentant la portion de maille urbanisée. Notons que cette fraction peut généralement être directement déterminée en fonction de l'occupation du sol (zone urbaine dense...)

Il faut toutefois remarquer que lorsque l'on calcule directement le taux de ruissellement (par exemple via un coefficient de ruissellement C_r [-]), et non pas le taux d'infiltration, l'utilisation d'une propriété « moyennée » pour la maille n'est plus problématique. Reprenons l'exemple précédent. Le taux de ruissellement est donné par

$$\begin{aligned} &\alpha.A.C_{r,\text{jardin}}.p + (1 - \alpha).A.C_{r,\text{imper}}.p \\ &= \alpha.A.C_{r,\text{jardin}}.p \end{aligned} \quad (9.5)$$

⁴⁴ En considérant que l'eau tombant sur les surfaces imperméables n'est pas redistribuée sur le reste de la maille.

Et le ruissellement de la maille peut être évalué en considérant un coefficient de ruissellement pondéré

$$C_{r,maille} = \alpha.C_{r,jardin} \quad (9.6)$$

Au vu de ce qui précède, il apparaît clairement que dans un modèle où l'infiltration est calculée directement (modélisation explicite de l'infiltration), les zones imperméables doivent être considérées de manière séparées, et non pas par l'utilisation de propriétés moyennes sur la maille. De manière plus générale, toute maille composée de terrains aux propriétés différentes ne peut être assimilée à une maille unique, ceci revenant à soulever le problème bien connu en hydrologie de la mise à l'échelle des propriétés (« upscaling »). Néanmoins, dans l'approche de modélisation retenue, les mailles sont considérées comme uniformes au niveau de leurs propriétés, ce qui impose d'utiliser une propriété moyenne unique pour chaque maille. Alors pourquoi appliquer un traitement différent aux zones imperméables (modélisation séparée)? Plusieurs raisons justifient ce choix :

- les zones imperméables ont des propriétés qui diffèrent généralement fortement des sols avoisinants. Elles peuvent générer une partie importante des débits ;
- les zones imperméables sont nombreuses et couvrent généralement des surfaces importantes ;
- il est possible de connaître le taux d'occupation de ces zones imperméables dans chaque maille (voir chapitre III.2.2 et chapitre VIII.4).

VIII.4 Délimitation des zones imperméables

L'utilité de prendre en compte les zones imperméables est incontestée, cependant la détermination de ces zones, en particulier le pourcentage d'imperméabilisation du sol, reste une étape cruciale de la modélisation. Différents types de sources peuvent être disponibles, avec des niveaux de précision fort variables.

VIII.4.1 Les cartes d'occupation du sol classiques

Les cartes d'occupations de terrain généralement utilisées par le passé donnent une information distribuée relativement grossière. Les différents types de zones, telles que les forêts, les cultures, les zones urbaines, etc. sont séparées, mais les contours des zones sont approximatifs, et les délimitations précises des zones imperméables ne sont pas données. Celles-ci sont généralement intégrées dans des « zones urbaines » plus ou moins denses, en fonction de la proportion de bâtiments dans la zone. De telles cartes sont également établies actuellement sur base de photos aériennes ou satellite, ce qui permet de couvrir de grandes surfaces mais donne une représentation moins fiable de la réalité. En effet, la détection automatique des différents types d'occupation de sol est une source d'erreurs relativement importante.

La fraction de zones imperméables doit alors être déterminée sur base de ces délimitations souvent approximatifs, avec en outre la difficulté d'estimer correctement la fraction de surface imperméable correspondant à chaque type d'occupation de sol. Il est possible de trouver dans la littérature des tables donnant des fourchettes pour ces taux d'occupations.

Les chapitres III.2.1 et III.2.3 montrent des exemples de ce type de données.

VIII.4.2 Les cartes vectorielles à haute précision

Il existe des cartes vectorielles à haute précision, qui consistent en un ensemble de vecteurs délimitant les différents types d'occupation du sol (voir chapitre III.2.2). Parmi les différentes occupations de sol, il convient de déterminer celles correspondant à des surfaces imperméables, à savoir les bâtiments, routes et trottoirs, parkings... Pour chaque maille hydrologique, il est alors possible de déterminer la fraction imperméable en sommant les contributions des différentes surfaces imperméables situées sur la maille. Nous présentons ci-dessous un algorithme développé dans ce but.

Un algorithme efficace a été mis au point de manière à calculer de façon efficace la fraction de surface imperméable à partir du contour des bâtiments et routes. Il procède en parcourant les zones de terrain imperméables. Chacune de ces zones est délimitée vectoriellement par un polygone fermé. Chaque maille recouverte totalement ou partiellement par ce polygone se voit ajouter une valeur de surface imperméable égale à ce recouvrement, suivant la procédure décrite plus loin. Lorsque tous les vecteurs d'occupation de sol ont été parcourus, chaque maille possède alors une valeur égale à sa surface imperméabilisée (Figure VIII-32).

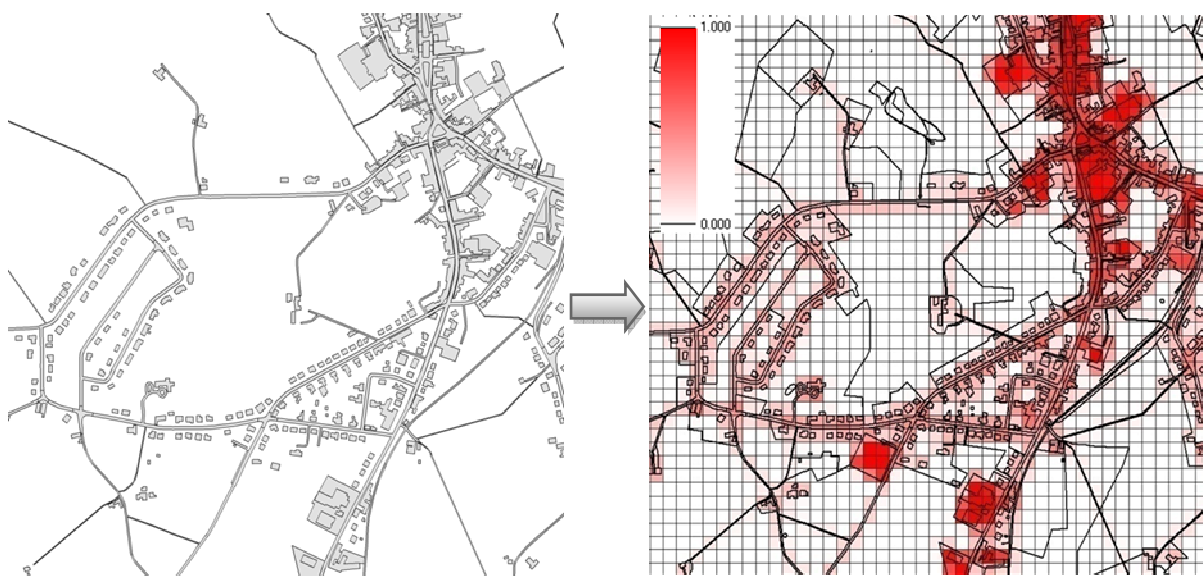


Figure VIII-32 : Exemple de détermination des fractions de mailles imperméables

Le calcul du recouvrement des mailles par les surfaces imperméables se fait en plusieurs étapes.

- a) Calcul de l'aire signée du polygone selon l'équation (9.7). Ce calcul permet de déterminer le sens du parcours (« aire à gauche » ou « aire à droite »), et le changer si nécessaire afin d'avoir toujours le même sens de parcours pour tous les polygones. Notons que cette phase n'est pas nécessaire dans le cas où les vecteurs fournis ont une convention de sens unique. L'aire signée peut être calculée par

$$A_s = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N-1} (X_i * Y_{i+1} - X_{i+1} * Y_i) \quad (9.7)$$

avec A_s l'aire signée du polygone, X_i et Y_i les coordonnées du point i et N le nombre de points du polygone fermé ($X_N = X_1$ et $Y_N = Y_1$)

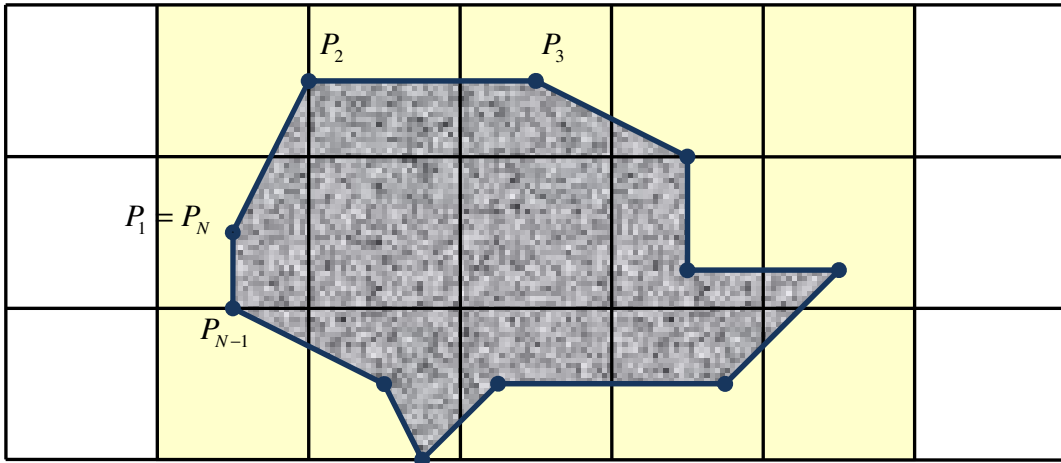


Figure VIII-33 : Contour polygonal d'une zone imperméable et maillage correspondant.

- b) Calcul des intersections entre les segments du polygone et les droites horizontales et verticales définissant le maillage. Les segments du polygone sont ensuite découpés à chacun de ces points d'intersection.

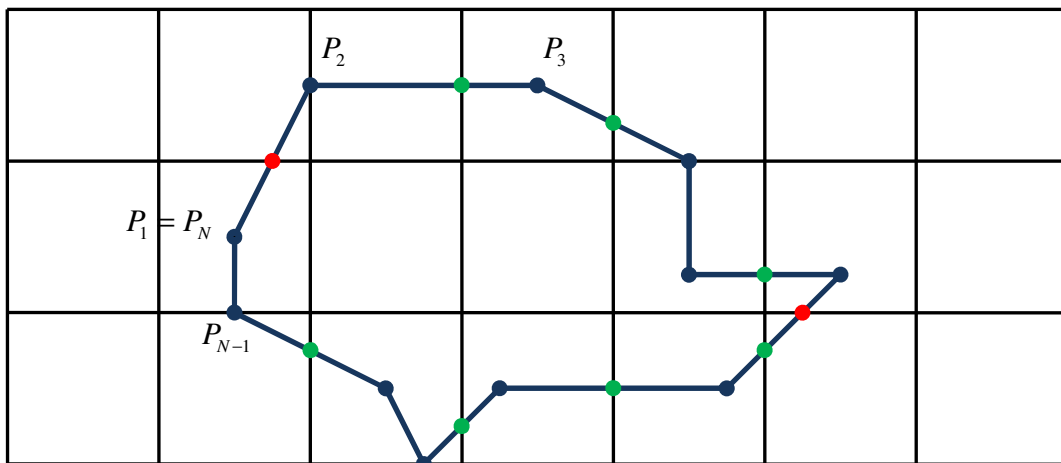


Figure VIII-34 : Intersection du contour polygonal avec les bords des mailles.

- c) Les mailles à modifier sont celles appartenant au rectangle qui englobe complètement le polygone (en jaune sur la Figure VIII-33).
- d) Pour chacun des segments, la surface du trapèze compris entre ce segment et le bord de maille situé juste à sa droite est ajoutée (ou retirée) à la maille correspondante (en orange sur la Figure VIII-35), puis les surfaces des rectangles situés à la droite de ce bord sont ajoutées (ou retirées) aux mailles correspondantes (en mauve sur la Figure VIII-35), et ce jusqu'à la maille limite de droite. Les surfaces sont ajoutées ou retirées en fonction du sens du segment AB considéré (dans le cas d'un parcours « aire à droite », ajout si $Y_B > Y_A$ et retrait dans le cas contraire).

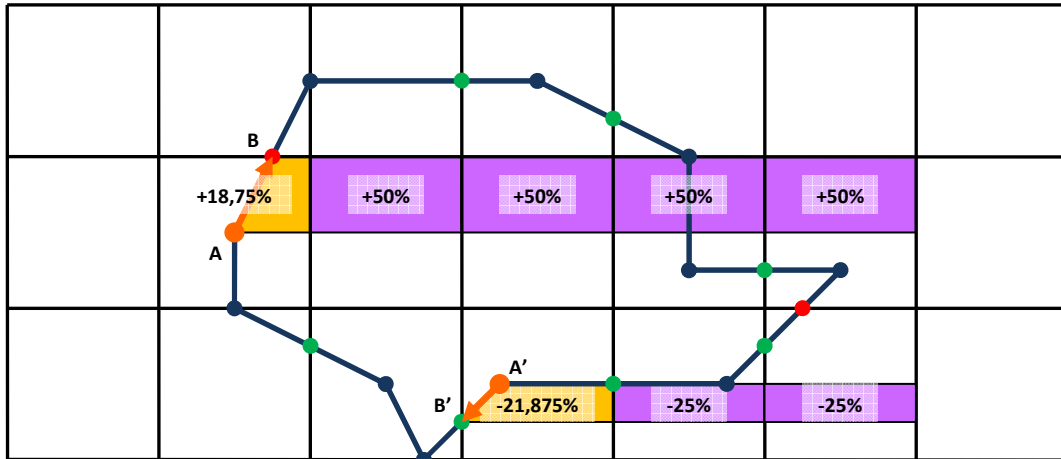


Figure VIII-35 : Ajout ou retrait des surfaces partielles.

- e) Quand l'entièreté des segments a été parcourue, seules les mailles intérieures ont eu leur surface imperméable modifiée. La surface ajoutée correspond à la fraction de maille recouverte par le polygone.

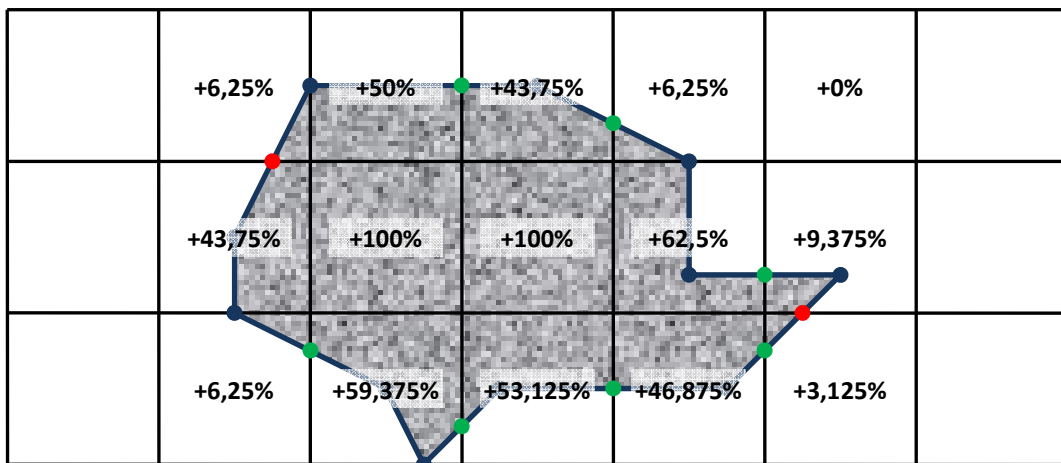


Figure VIII-36 : Fractions imperméables des mailles couvertes.

VIII.4.3 Les zones imperméables sur le bassin de la Berwinne

La méthodologie mise au point permet donc de calculer efficacement le pourcentage d'imperméabilisation de chaque maille et a été appliquée avec succès sur la Berwinne. La Figure VIII-37 montre les fractions imperméables sur l'ensemble du bassin. Le taux moyen d'imperméabilisation ainsi calculé est de 6,3 %.

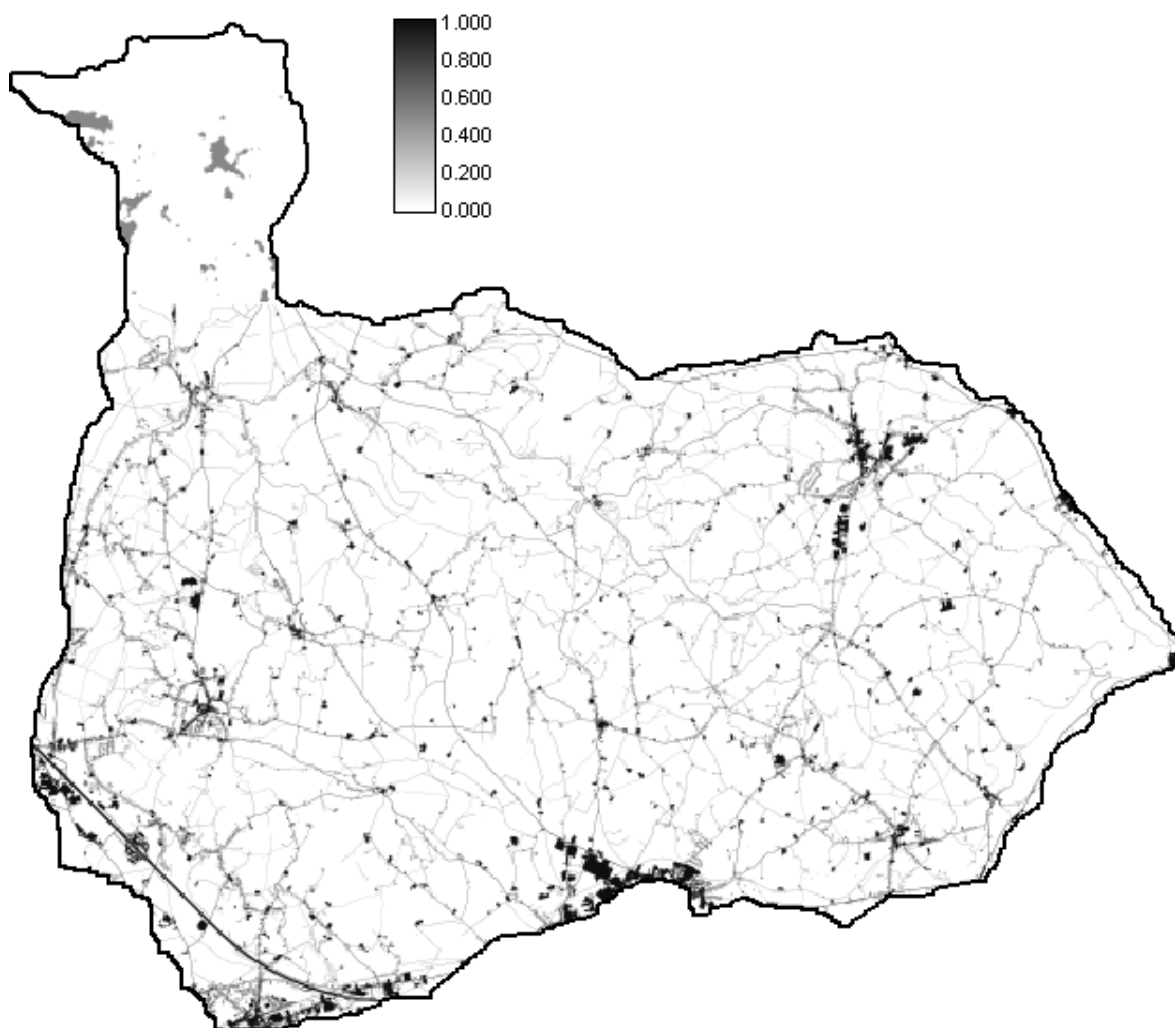


Figure VIII-37 : fractions imperméable des mailles sur l'ensemble du bassin de la Berwinne.

VIII.5 Modélisation de l'égouttage à grande échelle

Parmi les zones imperméables, nous avons choisi de distinguer les zones égouttées, car la propagation des apports qui y sont générés est fondamentalement différente des autres apports. Ce traitement spécifique a pour but de représenter cette dynamique de manière plus adéquate, en utilisant une modélisation spécifique de l'écoulement dans le réseau d'égouttage. La méthodologie proposée peut être décomposée en plusieurs étapes successives, qui peuvent être déclinées en différentes variantes selon les besoins de modélisation et les données disponibles.

VIII.5.1 Détermination des zones égouttées

VIII.5.1.1 Sur base de données vectorielles

La première méthode, lorsque les données sont disponibles, consiste simplement à déterminer les mailles égouttées sur base des contours vectoriels délimitant ces zones. Ainsi, les PASH (voir chapitre III.3.4) possèdent une couche de données délimitant par un contour polygonal chacune des zones égouttées.

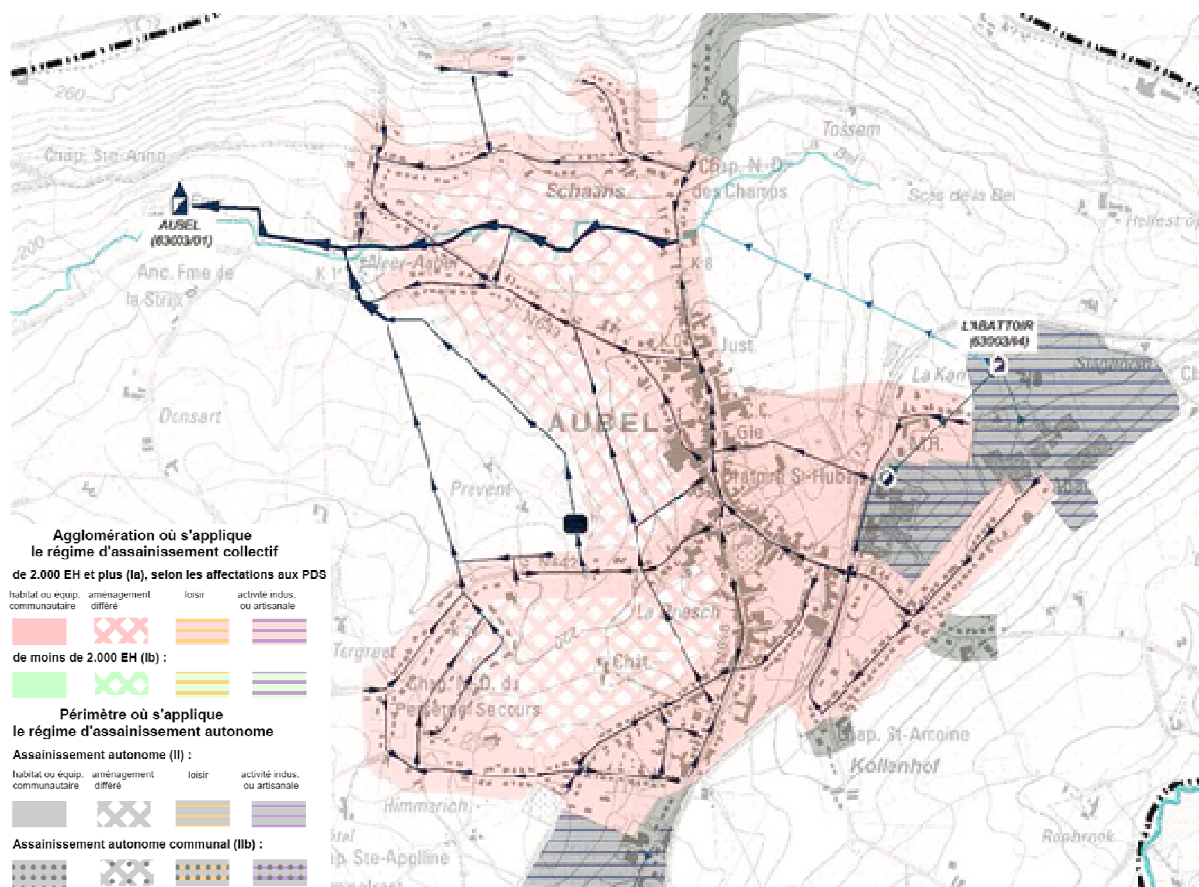


Figure VIII-38 : Exemple de délimitation des zones égouttées dans les PASH (Légende détaillée : voir chapitre III.3.4).

VIII.5.1.2 Sur base du réseau d'égouttage

La première méthode, outre le fait qu'elle nécessite que les informations nécessaires (délimitations) soient disponibles, ne permet pas de connaître le trajet parcouru par l'eau. Il est donc intéressant de déterminer les zones égouttées en fonction du réseau d'égouttage, en associant à chaque maille drainée la conduite dans laquelle l'eau est déversée. Cette information permettra le routage ultérieur de l'eau jusqu'à son exutoire.

Dans ce cas, les mailles ne sont considérées drainées que dans le cas où la distance entre le centre de la maille et la conduite la plus proche est inférieure à une distance maximale (Figure VIII-39). Cela revient à considérer comme drainées toutes les mailles se trouvant à l'intérieur d'un rayon donné à partir du réseau. La conduite la plus proche est alors choisie pour recevoir les apports de la maille imperméable.

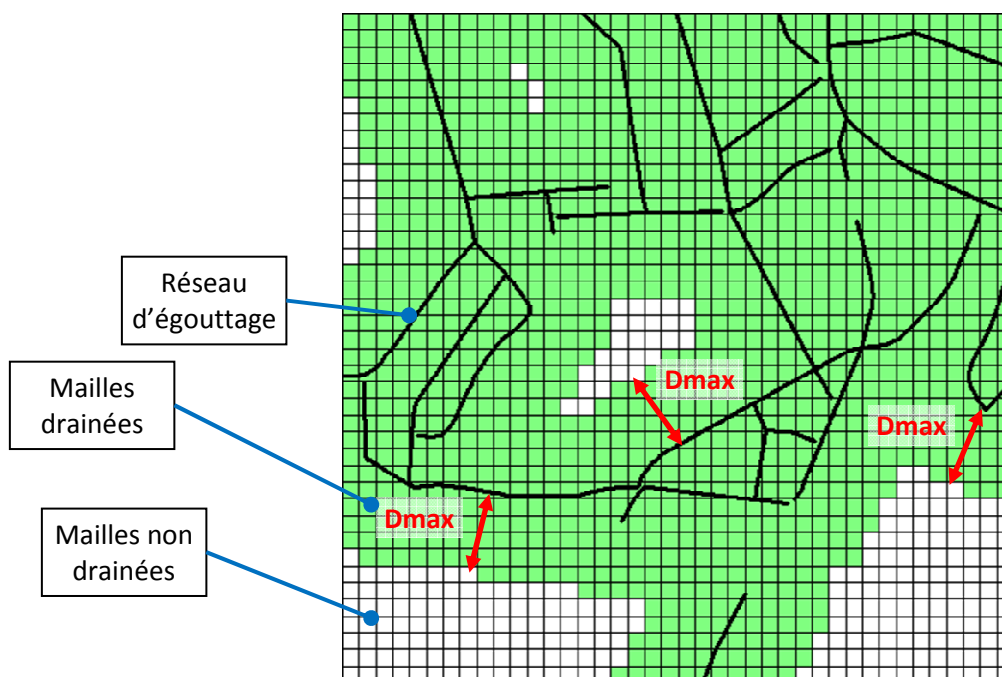


Figure VIII-39 : Concept de la distance minimale pour choisir les mailles drainées.

La distance maximale entre la maille et la conduite d'égouttage représente le trajet de l'eau par ruissellement sur les surfaces imperméables, dans les rigoles et dans les conduites n'apparaissant pas dans les données de réseau d'égouttage. Cette valeur varie donc selon la densité du réseau fourni, mais également selon la manière dont l'égouttage est réalisé (il peut exister une plus ou moins grande portion d'écoulement avant de rejoindre le réseau).

Il est intéressant d'étudier l'influence de ce paramètre sur la surface imperméable considérée comme drainée. Pour cela, le bassin versant de la Berwinne est utilisé, puisque les données d'occupation de sol (dont la délimitation vectorielle des zones imperméables) et de drainage (réseau d'égouttage) y sont disponibles.

Dans un premier temps, nous déterminons, pour chaque maille, sa distance à la conduite la plus proche (voir Figure VIII-40). Nous pouvons alors regrouper les mailles en fonction de cette distance (par intervalles de 1m). En sommant les surfaces imperméables des mailles contenues dans chaque classe, nous pouvons obtenir l'évolution de la surface imperméable drainée en fonction de la distance limite (distance maximale entre une maille et la conduite la plus proche pour considérer la surface drainée).

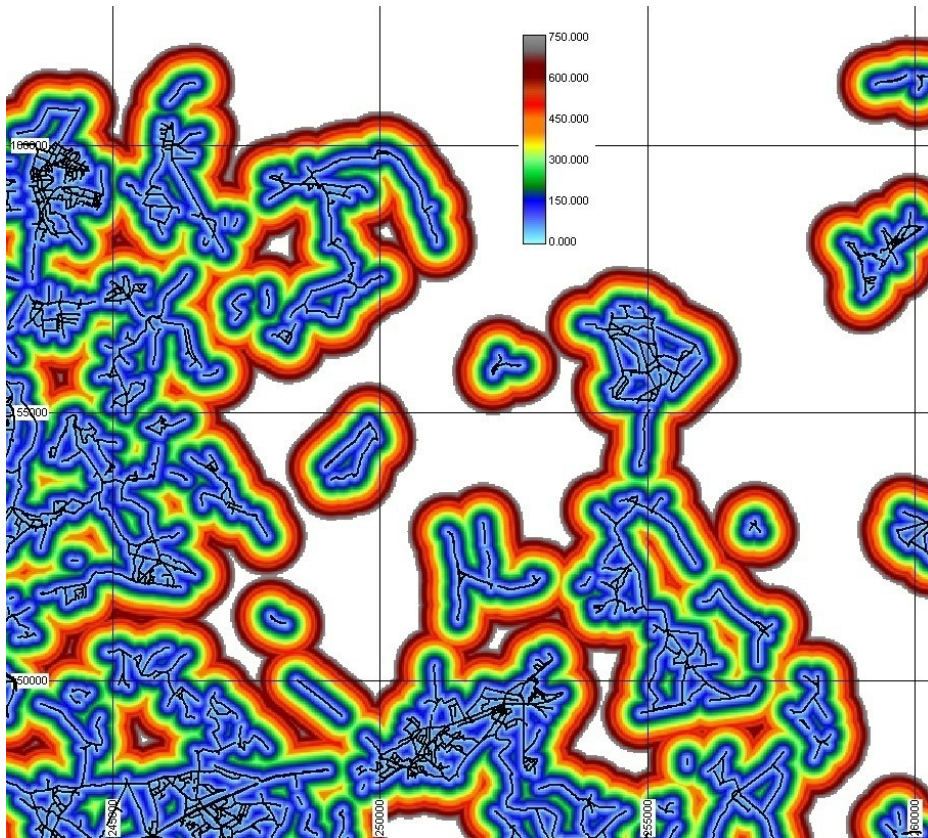


Figure VIII-40 : Distance de chaque maille à la conduite la plus proche [m]. Les traits en noir représentent les conduites du réseau d'égouttage.

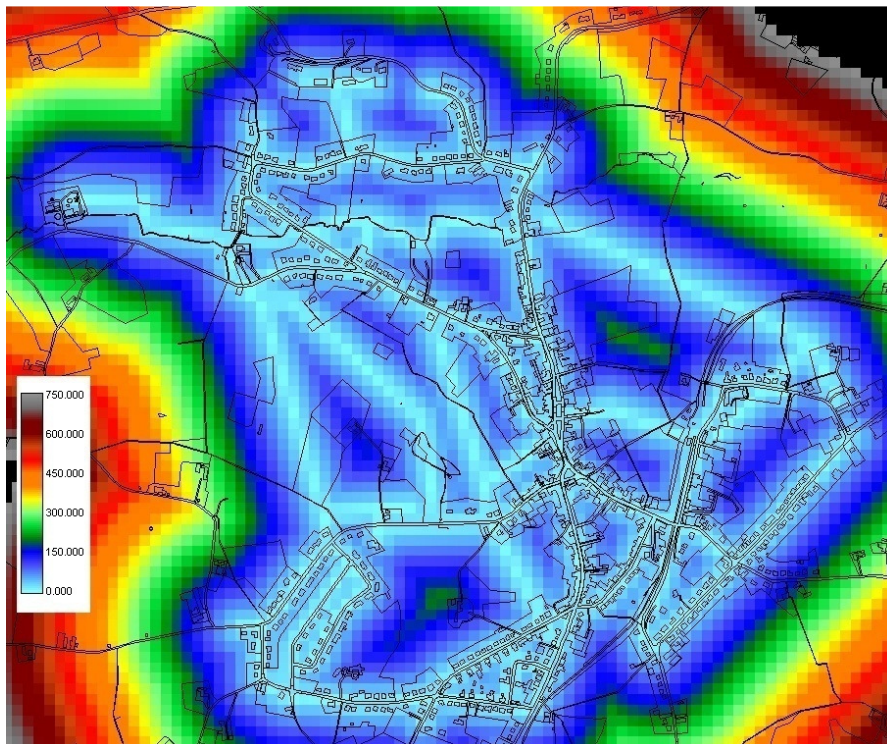


Figure VIII-41 : Zoom sur la ville d'Aubel. Les traits en noir représentent l'occupation du sol (IGNv), avec délimitation des bâtiments (voir chapitre III.2.2)

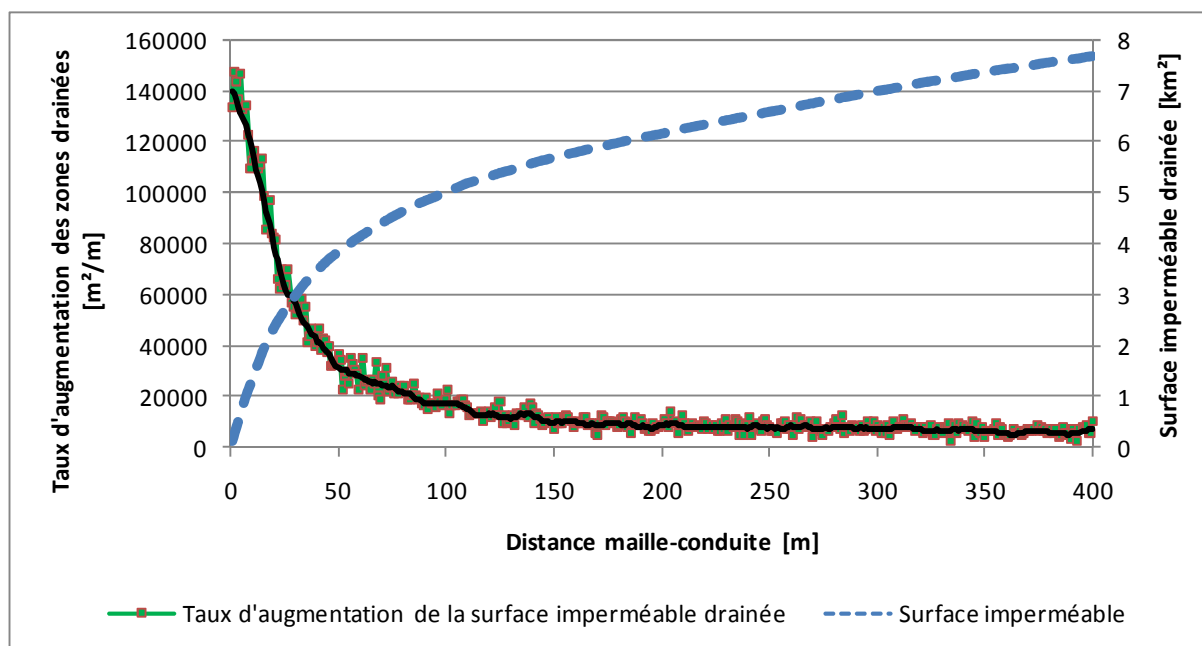


Figure VIII-42 : Evolution de la surface drainée en fonction de la distance maille-conduite.

Dans un premier temps, lorsque l'on augmente la distance limite, il existe une forte croissance de la surface imperméable drainée, pour deux raisons :

- il y a une forte augmentation du nombre de mailles dont la distance aux conduites est inférieure à la distance limite ;
- ces mailles sont pour la plupart situées dans des zones urbaines, et comprennent donc une surface imperméabilisée importante.

Ensuite, le taux de croissance diminue rapidement :

- il y a moins de mailles additionnelles englobées par l'augmentation de la distance limite ;
- ces mailles supplémentaires ont pour la plupart des taux d'imperméabilisation relativement faible (zones périphériques en-dehors des agglomérations).

Par conséquent, au-delà d'une certaine valeur, la surface imperméable drainée possède une sensibilité relativement faible par rapport au choix de la distance limite. Nous proposons une valeur par défaut de cette distance limite égale à 150m. En effet,

- la carte de la Figure VIII-43 montre que, pour cette distance, nous englobons l'essentiel des zones urbaines denses (pour cette distance, les zones drainées des agglomérations forment des zones compactes) ;
- la Figure VIII-42 montre que l'augmentation des surfaces drainées au-delà de cette distance est limitée ;
- cette distance est cohérente par rapport au sens physique qui lui a été attribué (voir au début du chapitre) ;
- les zones imperméables englobées par cette distance correspondent relativement bien avec celles incluses dans les délimitations des zones égouttées selon les PASH (voir Figure VIII-43 et Figure VIII-44).

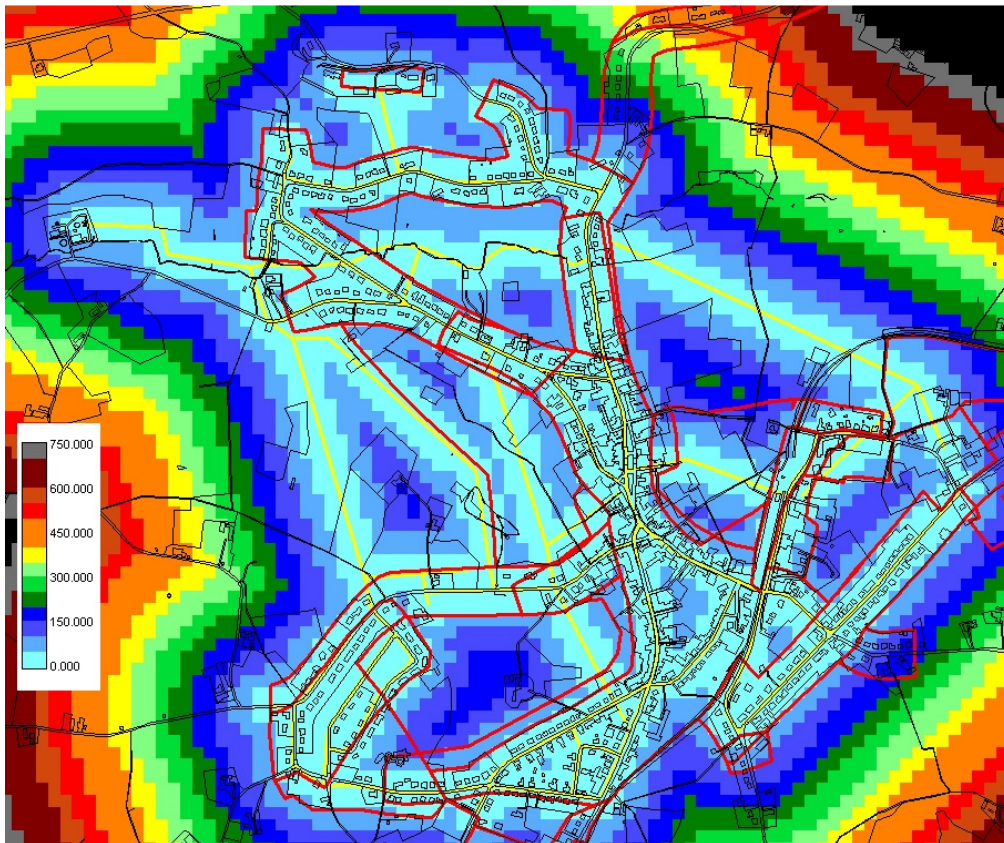


Figure VIII-43 : Distance maille-conduite [m] avec superposition du réseau (trait jaune) et des délimitations des zones égouttées selon les PASH (à Aubeil).

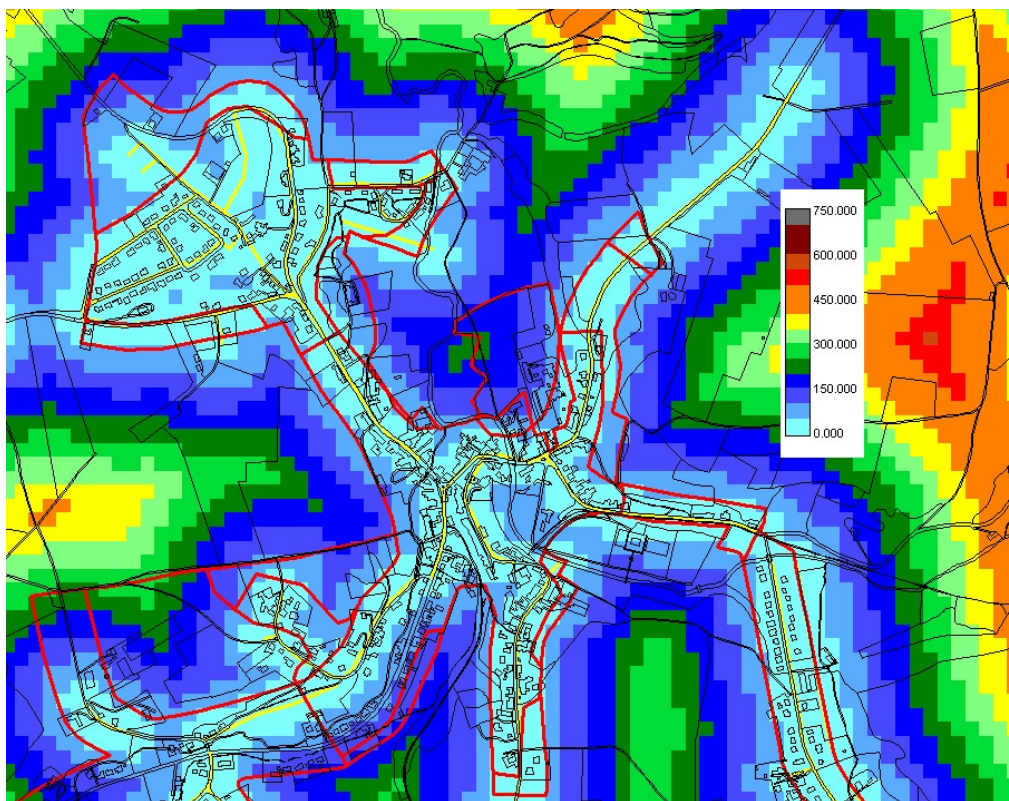


Figure VIII-44 : Distance maille-conduite [m] avec superposition du réseau (trait jaune) et des délimitations des zones égouttées selon les PASH (à Dalhem).

L'analyse d'influence réalisée ci-dessus sur le bassin de la Berwinne pourrait lors de recherches ultérieures être étendue à l'ensemble de la Région wallonne, sur laquelle les informations nécessaires existent.

Par ailleurs, il faut noter que le paramètre de distance minimale peut également être calé en fonction de l'estimation des surfaces drainées totales (voir chapitre VIII.5.1.3).

VIII.5.1.3 Analyse des débits

Dans le cas où le réseau d'égouttage n'est pas disponible, une autre méthodologie est proposée de manière à déterminer la proportion de mailles drainées. L'estimation est basée sur une analyse d'événements pluvieux sur le bassin, de manière semblable à l'approche suggérée par Boyd [14; 125] pour les bassins urbains.

Celle-ci consiste à choisir un ensemble d'événements pluvieux d'intensité faible. En effet, lors de ces pluies, les sols n'atteignent pas l'état de saturation et l'essentiel du ruissellement est produit par les zones imperméables drainées (cette eau n'étant pas infiltrée puisqu'elle ne circule que sur des surfaces imperméables). Ainsi, il suffit alors de calculer le coefficient de ruissellement pour connaître la fraction de zones imperméables pour l'ensemble du bassin). Cette méthodologie doit cependant être appliquée à un nombre suffisant d'événements afin de réduire le risque d'erreurs, pouvant provenir de sources multiples :

- incertitudes dans les valeurs de débits mesurés ;
- incertitudes sur les valeurs de pluie mesurées ;
- incertitude sur la pluie moyenne sur le bassin, qui peut différer de la pluie mesurée aux stations ;
- effet de la répartition spatiale de la pluie (pour une même intensité moyenne sur le bassin, la pluie peut tomber de façon plus ou moins intense sur les parties urbanisées du bassin) ;
- sélection d'événements inadéquats dans le cas où le ruissellement n'est pas uniquement produit par les zones imperméables drainées.

Il convient alors d'utiliser la borne inférieure du coefficient de ruissellement minimal des événements pluvieux, déterminé non pas en prenant l'événement donnant la plus petite valeur (ce qui risquerait fortement d'engendrer des erreurs dans le cas où cette valeur est entachée d'incertitudes), mais par exemple via une analyse graphique.

Les événements à inclure dans l'analyse doivent être choisis précautionneusement. Nous proposons les critères suivants (voir Figure VIII-45) :

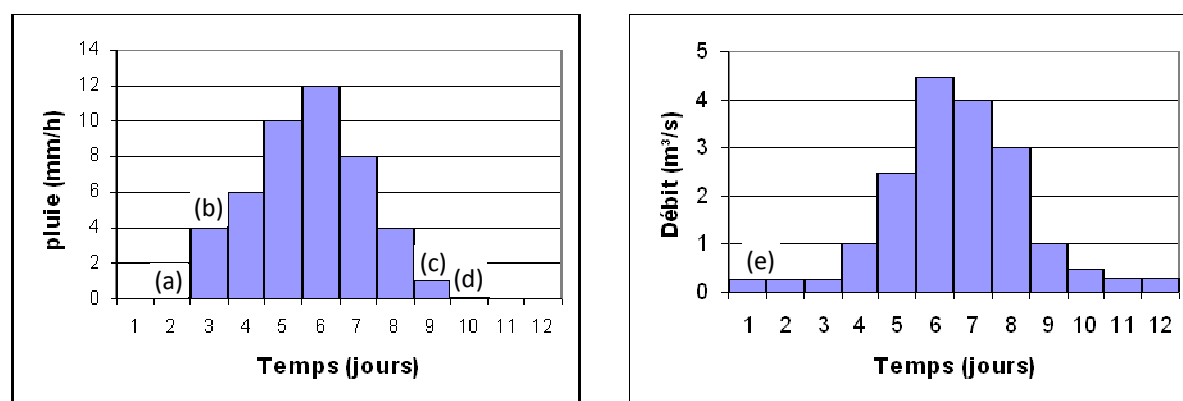


Figure VIII-45 : Critères de choix des événements pluvieux isolés à inclure dans l'analyse.

- l'événement pluvieux est isolé ;
- le jour précédent l'événement a un volume de pluie inférieur à 0,2mm (a), tandis que le premier jour de pluie a une valeur d'au moins 2mm (b) ;

- la fin de l'événement se termine par deux jours dont le volume de pluie est faible. Le premier jour a un volume $<0,5\text{mm}$ (c), et le deuxième $<0,2\text{mm}$ (d) ;
- la composante de ruissellement peut être séparée du débit de base dans les débits mesurés à la station ;
- les pluies sont choisies en période d'étiage, où l'apport du débit de base est quasi-constant. Le débit de base des pluies sélectionnées est inférieur à $0,5\text{m}^3/\text{s}$ (e).

La Figure VIII-46 montre les résultats obtenus sur la Berwinne (station de Moelingen) pour l'ensemble des pluies sélectionnées. Les droites rouges et bleues correspondent à des coefficients de ruissellement de respectivement 2% et 4%. Un zoom sur les pluies d'intensité moins importante est illustré à la Figure VIII-47.

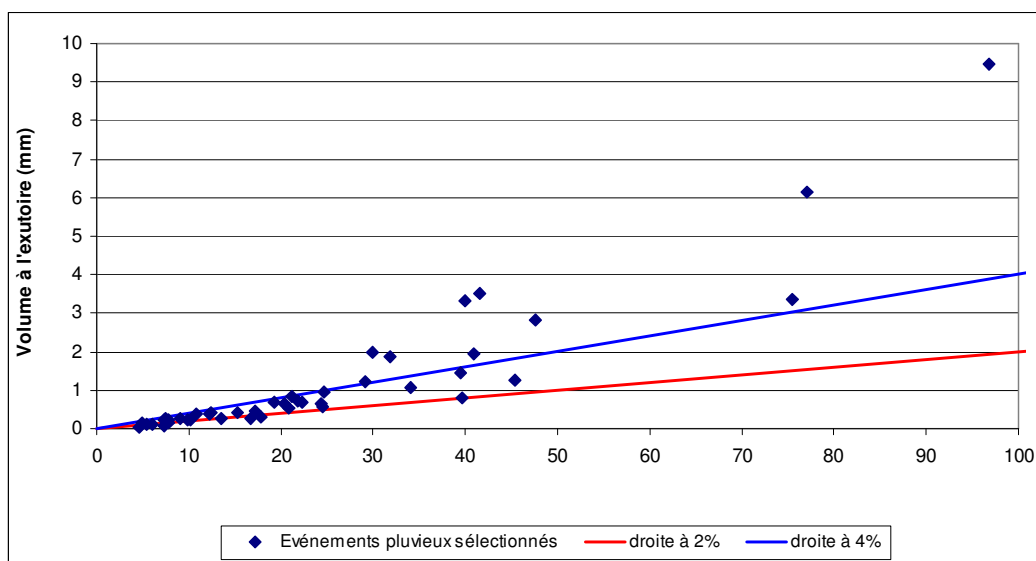


Figure VIII-46 : Volume d'eau à l'exutoire pour les pluies sélectionnées.

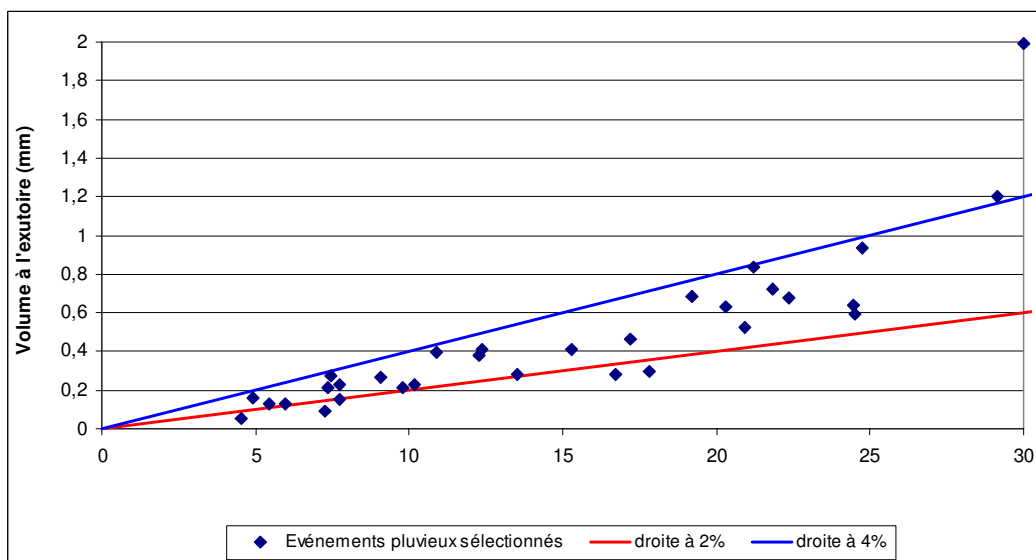


Figure VIII-47 : Volume d'eau à l'exutoire pour les pluies sélectionnées (zoom sur les pluies les plus faibles).

Il apparaît que dans l'ensemble, les débits sont bornés par le seuil de 2% (à l'exception de quelques valeurs isolées). Ceci suggère que les surfaces imperméables drainées produisent dans ce cas environ 2% des apports hydrologiques totaux (il s'agit d'une limite inférieure, puisque les événements où les surfaces perméables contribuent au ruissellement ont un coefficient de ruissellement plus grand). En considérant un coefficient de ruissellement moyen de 0.85 (afin de tenir compte des pertes,

principalement dues à l'évaporation et au stockage dans les aspérités de surface), les surfaces imperméables drainées occupent environ $2\% / 0,85 = 2,4\%$ du bassin. Cette valeur est tout à fait en cohérence avec les valeurs déterminées via la méthode proposée au chapitre VIII.5.1.2. L'analyse des débits peut donc servir à vérifier les valeurs trouvées par d'autres méthodes, voir même à aider à calibrer les paramètres de ces méthodes (comme par exemple la distance intervenant dans la méthode décrite au chapitre VIII.5.1.2).

VIII.5.2 Détermination du trajet jusqu'à l'exutoire

Les apports fournis par les mailles drainées doivent être acheminés jusqu'à la rivière. Il est nécessaire de connaître le trajet suivi par l'eau afin de le modéliser.

VIII.5.2.1 Sur base des données vectorielles

Il est nécessaire de connaître l'arborescence du réseau d'égouttage pour déterminer les chemins d'écoulement. Or, cette structure ordonnée n'est pas toujours disponible. Ainsi, par exemple, le PASH fournit le réseau sous forme d'un ensemble de conduites non ordonnées, c'est-à-dire qu'il n'existe pas de lien de « parenté » entre les conduites. Le sens des conduites est toutefois donné. La reconstruction du réseau ordonné a donc été réalisée en déterminant pour chaque conduite celle qui se trouve directement à l'aval, dans laquelle elle se jette.

Plusieurs difficultés peuvent se présenter lors de cette reconstruction.

- Le choix des conduites à inclure dans la modélisation : dans les plans fournis, il convient de séparer les conduites existantes des conduites à construire. L'idéal serait de connaître l'état des conduites à l'époque correspondant à chaque simulation réalisée. Cependant, en pratique, cela peut difficilement être mis en place, puisque d'une part l'historique des conduites est souvent inconnu, et d'autre part une modification du réseau en fonction de la simulation deviendrait fastidieuse, en particulier en termes de pré-processing.
- L'existence de conduites « isolées », n'ayant aucune conduite reliée à leur aval. Un tronçon conséquent doit dans ce cas être ajouté pour relier la conduite à son exutoire au niveau de la rivière.

VIII.5.2.2 Sur base de la topographie

La disponibilité des données utiles concernant le réseau de drainage n'est pas systématiquement acquise. Dès lors, une méthodologie alternative peut s'avérer nécessaire pour pouvoir pallier à ce manque. Dans ce but, la création d'un réseau artificiel sur base de la topographie a été choisie comme solution. Les hypothèses à la base de cette méthode sont les suivantes :

- à moins d'avoir par ailleurs une délimitation des zones drainées, toutes les mailles partiellement ou totalement imperméables sont considérées comme égouttées. Eventuellement, si la fraction moyenne de surfaces égouttées est connue (par exemple via une analyse des débits telle que présentée dans le chapitre VIII.5.1.3), elle peut être appliquée pour réduire la quantité d'eau drainée dans les simulations ;
- le trajet de l'eau suit les directions de plus grande pente. Le réseau d'égouttage est donc identique au réseau hydrographique, à la différence près qu'il est constitué de la partie amont du réseau, alors que, à l'opposé, les rivières apparaissent après un seuil de convergence minimal (voir chapitre VII.3.1). Notons que le prétraitement de la topographie décrit au chapitre VII.3.1.1 est nécessaire pour assurer l'existence d'un exutoire à chaque maille ;
- les conduites suivent les dénivellations de terrain (pentes).

Cette méthode engendre la création d'un réseau extrêmement dense de conduites possédant un nombre important de petites ramifications. Néanmoins, cela n'est pas un problème puisque les conduites sont ensuite agglomérées en un nombre de conduites équivalentes (voir VIII.5.3).

VIII.5.3 Simplification du réseau drainant

Ayant à disposition à la fois les fractions de mailles imperméables, la connaissance des mailles drainées ou non et les chemins de propagation, il reste alors à modéliser la propagation vers la rivière. Cependant, il est clairement apparu au cours des étapes précédentes que les réseaux d'égouttage possèdent généralement une densité importante, avec des ramifications étendue incluant de nombreuses petites conduites en bout de branches. De nombreuses raisons poussent à la recherche de simplifications considérables pour la modélisation du réseau :

- les données qui seraient nécessaires à la modélisation exacte du réseau dépassent la simple connaissance des positions et longueurs des conduites. La pente de chaque conduite ainsi que son diamètre et ses propriétés de rugosité sont autant de données nécessaires mais souvent difficilement trouvables ;
- la longueur des conduites constituant le réseau étant souvent très faible (parfois de l'ordre du mètre), la taille de maille 1D nécessaire implique l'utilisation d'un pas de temps d'autant plus réduit ;
- l'ensemble de petites canalisations devrait être modélisé par un nombre conséquent de mailles, qui peut largement dépasser le nombre de mailles du réseau de rivière initial ;
- le réseau comporte de nombreuses intersections de plus de 2 conduites, qui sont autant de points sensibles de la modélisation 1D. En particulier, dans le cas de conduites circulaires, des difficultés supplémentaires peuvent apparaître lorsqu'il existe une mise en charge au niveau des confluences.

Une simplification du réseau semble donc tout à fait pertinente. Dans le cas où le réseau est créé à partir de la topographie (voir chapitre VIII.5.2.2), il s'agit même d'une étape incontournable du processus de modélisation.

La solution proposée consiste donc à remplacer chaque réseau d'égouttage, lié à un exutoire particulier au niveau de la rivière, par une conduite équivalente qui reprendrait l'ensemble des apports. Pour chaque maille égouttée, la distance cumulée jusqu'à l'exutoire est calculée, et la maille déverse alors ses apports directement dans la conduite équivalente à cette distance de l'exutoire.

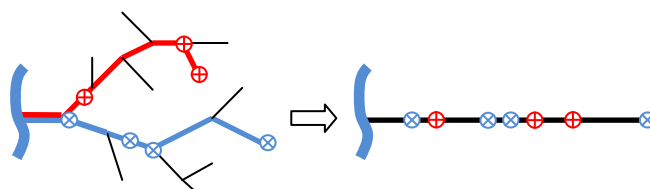


Figure VIII-48 : Transformation du réseau en arbre en conduite équivalente.

Ainsi, chaque maille de la conduite équivalente reçoit les apports d'un certain nombre de mailles drainées, et il est possible de calculer par sommation des surfaces correspondantes le « bassin versant imperméable » drainé par chaque maille de la conduite.

Les pentes attribuées aux conduites équivalentes sont calculées par des moyennes pondérées des pentes du réseau d'origine. Afin de fournir des valeurs par défaut pour les dimensions des conduites équivalentes, une relation a été établie en considérant que le débit à faire transiter dans ces conduites est proportionnel à la surface imperméable drainée et que l'écoulement suit la loi de frottement de Manning-Strickler.

$$i = J = \frac{n^2 u^2}{R_h^{4/3}} \quad (9.8)$$

où J [-] est la pente de frottement, choisie égale à la pente de la conduite i [-] (écoulement uniforme), n [$m^{-1/3}s$] est le coefficient de Manning, u [m/s] est la vitesse de l'écoulement et R_h [m] le rayon hydraulique. Les conduites circulaires sont dimensionnées de manière à accepter une pluie constante de 50 mm/h sur les surfaces drainées, avec un taux de remplissage de 80%. Le coefficient de Manning n des conduites est pris égal $0.015 m^{-1/3}s$. Nous pouvons alors en tirer la relation suivante :

$$D_{eq} = 0.005 \left(\frac{A_{imp}}{i^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (9.9)$$

où D_{eq} [m] est le diamètre de la conduite équivalente, i [-] sa pente, et A_{imp} [m^2] la surface imperméable drainée. Si la pente n'est pas connue, la formule (9.9) peut être approchée par

$$D_{eq} = 0.01 \left(A_{imp} \right)^{3/8} \quad (9.10)$$

(les formules (9.9) et (9.10) ne sont strictement égales que pour une pente de 2,5%).

Une deuxième méthode de dimensionnement originale, basée sur un principe de sections d'écoulement équivalentes, est proposée dans l'annexe XII.24.

L'écoulement dans les canalisations peut être résolu via les équations de Saint-Venant (voir chapitre VII.1), au même titre que le réseau de rivières. Dans ce cas, les conduites équivalentes peuvent être greffées sur le réseau existant de manière à constituer un réseau « étendu ». Cette approche a l'avantage d'exploiter directement le modèle de propagation en réseau 1D sans nécessiter l'ajout d'un module spécifique de propagation dans le réseau d'égouttage.

VIII.5.4 Les zones égouttées sur le bassin de la Berwinne

Le croisement de ces données avec la carte des zones imperméables nous permet de déterminer les zones imperméables réellement égouttées. Si l'on suit les frontières hydrologiques du bassin, les surfaces imperméables égouttées représentent environ 2,7% du bassin. Cependant, certaines zones égouttées se trouvant à l'intérieur du bassin voient leur exutoire situé en-dehors de celui-ci, ce qui diminue encore légèrement ce chiffre pour atteindre 2,5%.

Nous pouvons constater que ces chiffres correspondent bien à ce qui était attendu étant donné l'analyse graphique de la Figure VIII-47, où le débit mesuré se situait systématiquement au-dessus de cette borne de 2,5%.

La simulation simultanée des apports hydrologiques et des zones égouttées nécessite de modifier le réseau 1D pour prendre en compte des bras supplémentaires (égouttage)⁴⁵.

La Figure VIII-49 illustre les bras supplémentaires ajoutés dans le réseau (en gris : représentation des « bras supplémentaires » correspondant aux conduites équivalentes).

⁴⁵ Notons qu'afin de permettre aux apports des conduites d'égouttages d'être injectés dans le réseau de rivières dans une maille proche de leur point réel de déversement, l'ajout de ces conduites peut nécessiter la modification du seuil de convergence (densification du réseau de rivières)

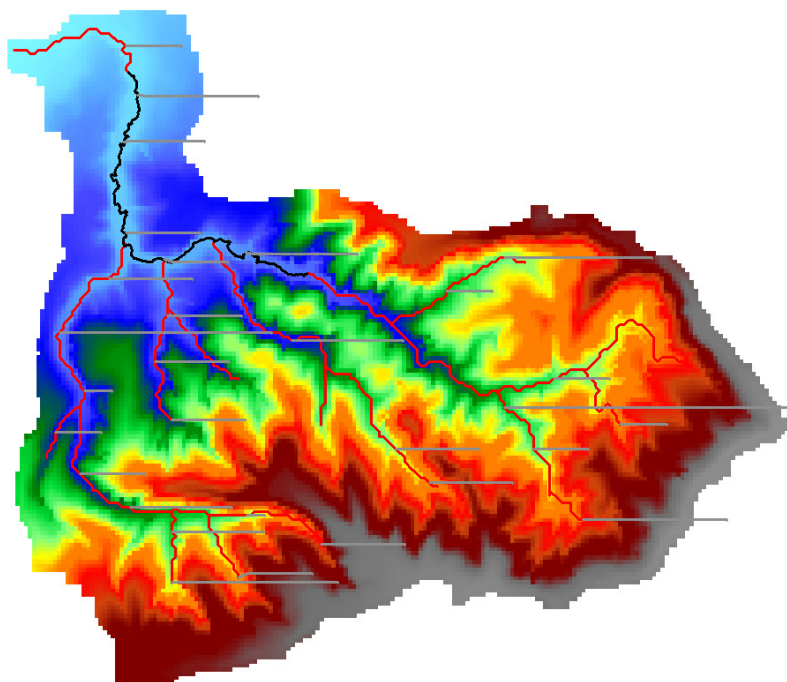


Figure VIII-49 : Réseau modifié par l'ajout des bras représentant les « conduites équivalentes ».

VIII.6 Facteurs d'importance de la prise en compte du réseau d'égouttage

L'importance relative des débits ayant transité par le réseau d'égouttage va dépendre de nombreux facteurs : événements envisagés, configuration du bassin et du réseau d'égouttage... Ce chapitre va mettre en évidence les situations dans lesquelles la prise en compte explicite du réseau d'égouttage est importante, au point de vue du volume total ruisselé et du pic de débit atteint.

VIII.6.1 Volume total ruisselé

Au niveau de la production locale de ruissellement, la prise en compte du réseau d'égouttage n'apporte aucune différence. En effet, l'eau qui tombe sur la fraction imperméable de la maille ne s'infiltrer pas dans le sol et constitue donc un apport direct de ruissellement, que la surface soit drainée ou non. La différence entre les approches va se situer au niveau de la réinfiltration éventuelle de l'eau sur son trajet jusqu'à l'exutoire. En effet, en se propageant dans le réseau de conduite, l'eau ne subit aucune infiltration et son volume reste donc inchangé. Au contraire, dans le cas de la propagation en surface, l'eau peut se réinfiltrer le long de son trajet, ce qui peut engendrer une diminution du volume ruisselé. Néanmoins, dans l'hypothèse d'un écoulement en ruisseau (et à fortiori en ruisseau ou rivière), la quantité d'eau qui peut s'infiltrer sur le trajet est faible, en particulier lors d'événements pluvieux intenses (voir chapitre V.5.2). Par conséquent, le volume total ruisselé est peu modifié par la prise en compte du réseau d'égouttage.

VIII.6.2 Pic de débit

Si le réseau d'égouttage n'augmente pas le volume d'eau, il va par contre radicalement modifier la dynamique de propagation des apports en provenance des zones drainées. Le ruissellement produit par les zones imperméables égouttées sera transmis à la rivière sur une durée plus courte, avec pour conséquence une augmentation du pic de débit correspondant.

L'influence relative du réseau de drainage dépend de nombreux facteurs : dimension, forme et pente du bassin, taux d'urbanisation... Cette influence sera d'autant plus significative que

- la surface drainée est importante ;

- le réseau d'égouttage réduit de façon significative le temps de propagation (pour un petit bassin dans lequel les zones égouttées se trouvent fort proches de la rivière, les débits générés par les zones imperméables ne gagneront que peu de temps en empruntant le réseau d'égouttage, et l'effet de ce dernier sera relativement faible) ;
- cette réduction est importante en comparaison au temps de propagation dans la rivière.

La troisième condition est nécessaire pour avoir une superposition des débits générés par les zones imperméables réparties sur le bassin. Si le bassin a des dimensions importantes, le temps de trajet dans les conduites ne constitue qu'une faible partie du temps de propagation totale. Les apports des conduites rejoignent rapidement le réseau de rivières et se propagent donc de la même façon que si le réseau est absent. Dans un tel bassin, il est donc inutile de prendre explicitement le réseau d'égouttage en compte.

VIII.7 Simulation de crues avec modélisation des zones imperméables égouttées

Afin de mettre à l'épreuve la méthodologie de prise en compte des zones urbaines proposée, celle-ci a été appliquée sur le bassin de la Berwinne. Les cas-tests proposés ne diffèrent que par la pluie imposée sur le bassin. Les propriétés réelles du bassin sont conservées (notamment la fraction de mailles imperméables). Pour les propriétés des sols, des valeurs par défaut ont été fixées pour les cas-test présentés ci-dessous.

Quelques remarques générales sur les modélisations doivent être notées :

- Les routes sont considérées comme surfaces imperméables. Or, certaines routes apparaissant dans les Top10v-GIS sont en réalité des chemins qui ne sont pas imperméables. Dès lors, la quantité de zones imperméables non drainées peut être légèrement surestimée.
- Les plans d'égouttage ainsi que les plans d'occupation du sol (Top10v-GIS) sont plus récents que les événements pluvieux modélisés. Il se peut donc qu'ils incluent des éléments (routes, bâtiments...) récents qui n'étaient pas présents au moment de la pluie en question. Cela peut donc engendrer une légère surestimation des zones imperméables.
- Au niveau des zones non couvertes par les cartes top10v-GIS, l'incertitude sur les surface imperméables est plus importante que dans les autres zones. Cela a cependant peu d'impact car les zones non couvertes sont relativement faibles.
- Dans la suite des simulations, les zones imperméables considérées sont celles données dans les cartes actuelles. Néanmoins, une urbanisation future du bassin est de nature à augmenter les apports hydrologiques.
- Les canalisations d'égouttage sont considérées comme ayant une capacité suffisante pour transporter les débits générés. Autrement dit, la mise sous pression et le débordement de ces canalisations ne sont pas pris en compte.

VIII.7.1 Premier cas-test : pluie arbitraire

La première pluie proposée est une pluie composée de deux averses de 2h chacune, espacées par une période de 22h sans pluie (Figure VIII-51a). Le bassin est initialement dans un état sec. La Figure VIII-51b montre la comparaison de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin, dans le cas où le réseau d'égouttage

- a) n'est pas pris en compte ;
- b) est modélisé sur base de la méthodologie décrite dans les chapitres précédents.

Dans un premier temps, la pluie qui tombe sur les surfaces drainées engendre une augmentation bien plus rapide du débit à l'exutoire. Cependant, étant donné que cet apport rapide arrive avant celui des autres surfaces, il n'est cumulé avec aucun autre apport, et son effet sur le débit total maximum n'est

pas marqué. Après la seconde période de pluie, l'égouttage de la zone imperméable engendre un pic très marqué au niveau des débits.

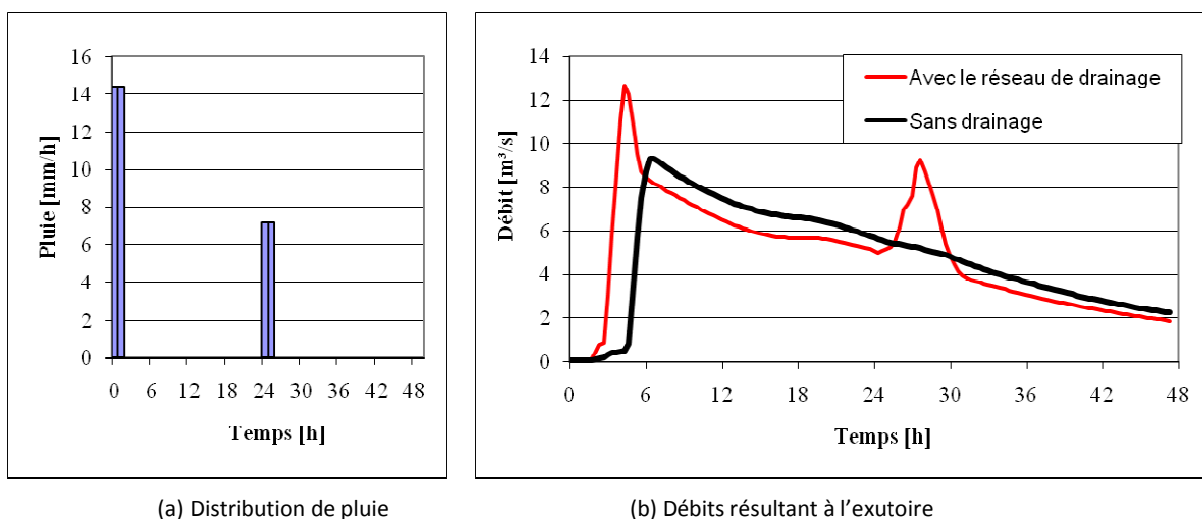


Figure VIII-51 : Comparaison de la réponse du bassin à une pluie arbitraire avec et sans prise en compte des zones drainées.

VIII.7.2 Deuxième cas-test : pluie réelle (août 1996)

La comparaison a été effectuée également sur base d'une crue réelle (août 1996). La pluie correspondante est simulée sans et avec prise en compte du drainage des surface imperméables égouttées, et les débits obtenus sont comparés avec ceux mesurés à la station de mesure située le plus en aval (Moelingen). Cette pluie étant située dans une période d'étiage, l'écoulement de base est négligeable. Les données de pluie horaires, désagrégées à partir des valeurs journalières aux stations météorologiques (voir chapitre V.1.3.2), sont distribuées sur le bassin suivant la méthode des polygones de Thiessen (voir chapitre V.1.2.2).

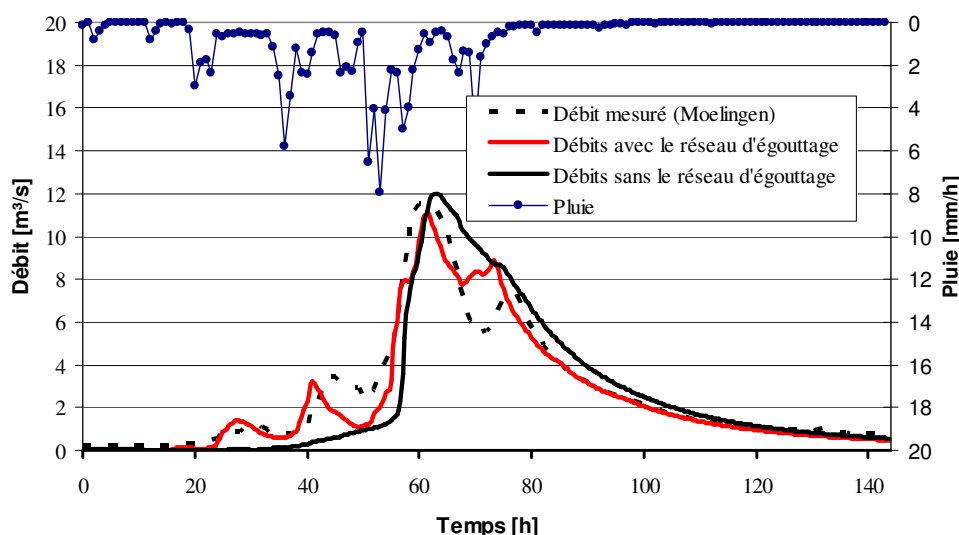


Figure VIII-52 : Hydrogrammes et hyétogramme pour la crue d'août 1996.

Il apparait clairement une composante de débit supplémentaire rapide modifiant la distribution temporelle de débits. Celle-ci permet une meilleure modélisation des débits réels, comme le montre la Figure VIII-52. Il reste cependant des différences entre les deux courbes. Bien que le ruissellement des zones imperméables drainées fournisse une composante de débit rapide, d'autres processus peuvent également influencer le débit calculé à des pas de temps horaires. Par exemple, les zones saturées situées près des rivières [27] peuvent aussi produire de tels écoulements rapides, puisqu'elles ont un

temps de propagation vers la rivière très faible. Par ailleurs, les incertitudes sur les données de pluies à ces pas de temps peuvent également conduire à des différences significatives entre les débits simulés et mesurés. En particulier, le processus de désagrégation des pluies journalières en pluies horaires est une source d'incertitudes.

VIII.8 Conclusions du chapitre

Ce chapitre a permis d'appliquer le modèle hydrologique dans le cadre d'un bassin versant réel (Berwinne). La filière de modélisation suivie a été décrite, avec la modélisation de plusieurs événements pluvieux ponctuels.

Dans ce cadre, l'impact important des surfaces imperméables sur la production des apports hydrologiques a été mis en avant. La dynamique d'écoulement de l'eau tombant sur ces surfaces peut différer significativement selon qu'elles sont reliées ou non à un système d'égouttage. Une méthodologie a donc été développée de manière à quantifier les contributions des zones imperméables avec précision et à prendre en compte l'effet du réseau de drainage sans sa modélisation complète. La fraction imperméable de chaque maille est déterminée par sommation des surfaces imperméables délimitées par des cartes d'occupation du sol au format vectoriel. Le réseau d'égouttage est représenté par un ensemble de conduites simplifiées qui permet le routage des mailles égouttées jusqu'à la rivière.

L'application de ces procédés sur le bassin de la Berwinne a montré la capacité accrue du modèle à représenter la dynamique de la rivière à des pas de temps horaires. Néanmoins, il faut noter que d'autres processus hydrologiques (p.ex. la pluie tombant sur les zones saturées proches des rivières) ou la précision des données (p.ex. les données journalières de pluies devant être désagrégées en intensités horaires) peuvent également avoir un impact significatif sur les débits calculés à de faibles échelles de temps. Par conséquent, la modélisation spécifique des zones imperméables drainées est nécessaire pour améliorer la modélisation des processus d'écoulement, mais ne peut être considéré comme l'unique phénomène capable d'expliquer les variations rapides de débit apparaissant dans les hydrogrammes mesurés en rivière.

L'organigramme de la Figure VIII-53 résume le fonctionnement de la couche de surface avec prise en compte des zones imperméables (l'évapotranspiration n'y est pas indiquée afin de ne pas encombrer le schéma).

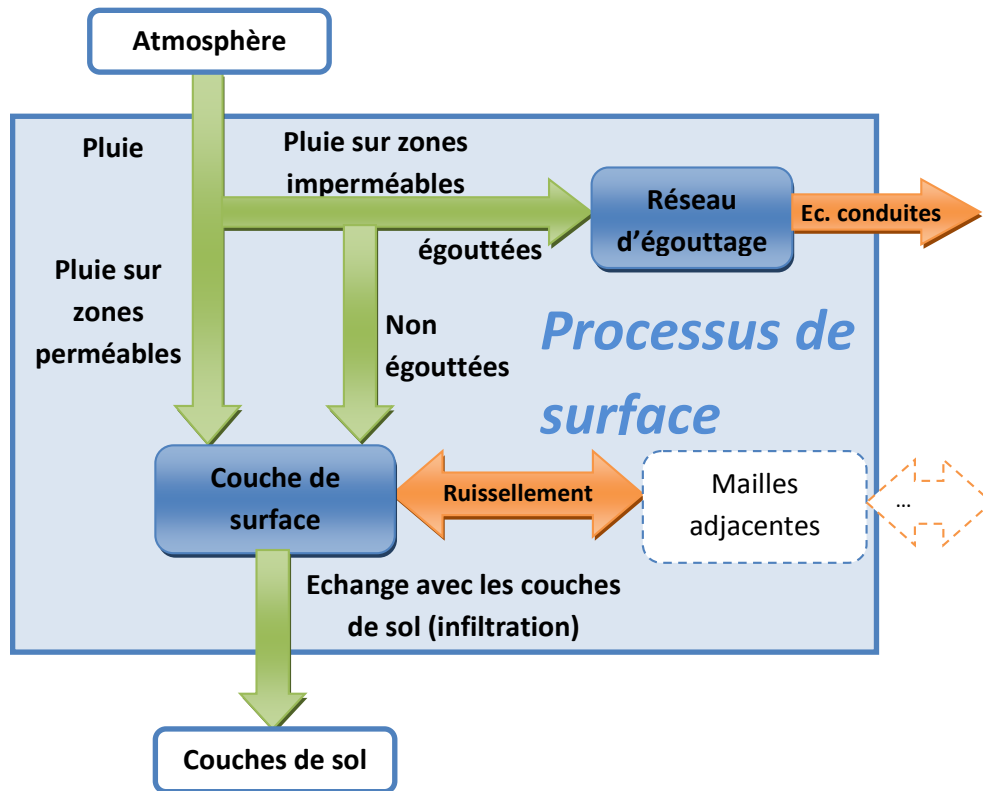


Figure VIII-53 : Organigramme de la surface avec prise en compte des zones imperméables.

XI CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

A une époque où la gestion des ressources en eau constitue une préoccupation de plus en plus importante dans nos sociétés, la modélisation des composantes du cycle de l'eau devient fondamentale en tant qu'outil d'aide à la décision. La partie hydrologique est une des composantes clés de ce cycle. Elle fait depuis longtemps partie des préoccupations des scientifiques et ingénieurs, mais est toujours à l'heure actuelle très peu maîtrisée, à cause de la complexité de ses nombreux aspects (processus mal identifiés, insuffisance criante de données...).

La composante hydrologique doit non seulement être capable de modéliser l'ensemble des processus intervenant dans la propagation des apports pluvieux jusqu'à la rivière, mais également s'intégrer harmonieusement dans une filière de modélisation plus globale. Ainsi, l'étude des ouvrages hydrauliques passe non seulement par une modélisation en amont de tous les processus de propagation des apports pluvieux, mais aussi par un transfert de ces apports à la rivière et par la modélisation détaillée de celle-ci.

Ce travail de thèse, s'insérant dans ce contexte relativement porteur en termes d'applications, avait pour objectif général de contribuer à l'amélioration des connaissances nécessaires à une modélisation de qualité des différentes composantes d'écoulement intervenant dans le trajet de l'eau, et ce grâce au

développement des modèles conceptuels sous-jacents permettant d'exploiter au mieux la multitude de données disponibles actuellement.

XI.1 Conclusions générales

Ce travail s'insère dans la cadre de la suite de modélisation déjà existante WOLF. Les recherches entreprises ont permis non seulement d'apporter des évolutions au module hydrologique WOLFHYDRO et au module de propagation en rivière, mais aussi d'améliorer le lien entre ces composantes. Une attention particulière a été portée à l'exploitation de données existantes (voir notamment le chapitre III), conférant aux développements réalisés une applicabilité importante dans des études de cas concrets.

L'amélioration du modèle hydrologique existant a été effectuée grâce à un balayage de l'ensemble des composantes du modèle. De nombreux aspects du modèle présentant un potentiel d'évolution ont alors fait l'objet de développements originaux décrits dans ce document. Des axes de recherche complémentaires concernant la filière de modélisation des ouvrages hydrauliques ont été inspirés des besoins concrets rencontrés dans le cadre d'applications réelles de grande envergure (voir chapitres VIII, IX et X).

Le modèle est composé de trois couches principales distinctes (surface, couche hypodermique et couche profonde) au sein desquelles se mettent en place des transferts latéraux, et entre lesquelles ont lieu des échanges par flux verticaux (infiltration, percolation, résurgence...).

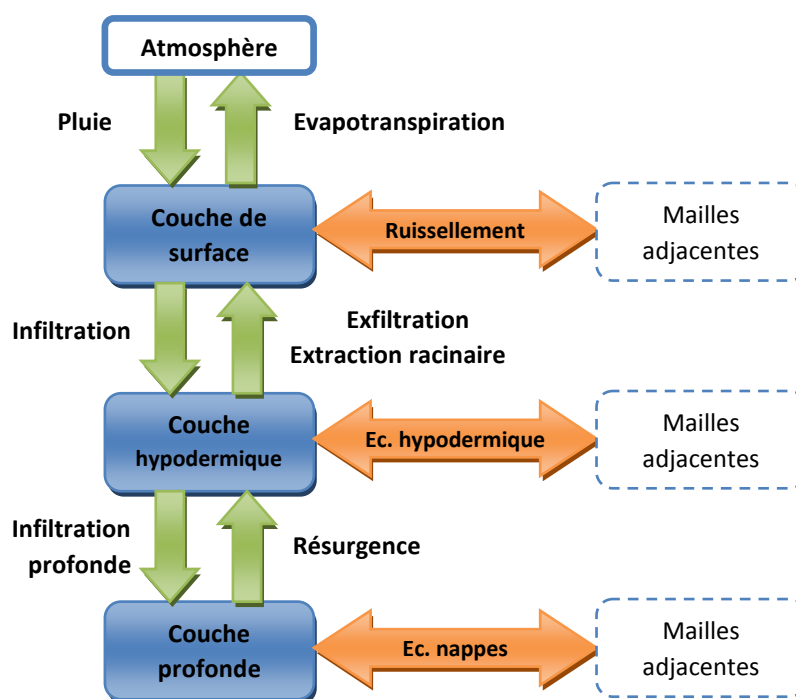


Figure XI-1 : Organigramme général du modèle.

Au niveau de la couche de surface, un travail important a été réalisé pour prendre en compte de façon explicite la macrorugosité de sol. Les développements ont été réalisés selon plusieurs axes : la création de relations analytiques Hauteur-Section-Volume, l'intégration des dépressions de terrain en tant que zones de rétention, et l'utilisation de lois de frottement en macro-rugosité. En particulier, une loi a été établie, permettant de représenter à la fois l'écoulement diffus, concentré en ruisselets ou en rivières, grâce à l'intégration d'une loi de frottement locale sur la section transversale d'une maille définie par ses relations Hauteur-Section-Volume. Toujours dans l'optique d'une topographie avec macrorugosité, la

modélisation de la résurgence de l'eau vers la surface a fait l'objet de recherches, ce qui a abouti à une fonction de transfert augmentant linéairement en fonction du taux de remplissage de la couche hypodermique. En outre, une saturation variable et progressive de la surface a été prise en compte via une fonction de saturation également liée au taux de remplissage de la couche hypodermique.

Le calcul de l'infiltration, permettant la séparation des apports pluvieux entre ruissellement et écoulement dans le sol, a été traité en profondeur, avec notamment plusieurs améliorations significatives de la méthode de Green-Ampt. La première est l'emploi de fronts d'infiltrations multiples, ce qui permet de gérer une redistribution de l'eau infiltrée et de modéliser les pluies ultérieures, sans pour autant nécessiter une discrétisation verticale complète. La seconde concerne l'impact de l'occupation du sol sur la loi d'infiltration. Une méthodologie originale a été mise en place pour sa prise en compte au niveau du modèle. Les développements ainsi réalisés permettent de répercuter l'effet de l'occupation du sol directement au niveau de la perméabilité, et ce de façon continue, ce qui évite les discontinuités telles que celles résultant d'une approche de type SCS-CN.

Au niveau des couches de sol, les équations régissant l'écoulement dans la zone saturée en prenant en compte non pas une distribution de pression hydrostatique, mais une distribution linéaire dépendant directement des débits échangés à la surface et dans le bas de la couche, ont été développées. Cette approche permet d'inclure l'effet des débits verticaux sur les potentiels. Une relation entre le volume et la pression a en outre été introduite de manière à conserver les mêmes équations lorsque la couche est complètement remplie.

L'écoulement dans la zone non saturée est extrêmement complexe, à cause d'une part de la méconnaissance de la forme du profil d'humidité résultant de l'intégration sur la hauteur de la couche, et d'autre part à cause de la forte non-linéarité du comportement des sols (perméabilité). Alors que la plupart des modélisations actuelles utilisent une discrétisation 1D verticale ou 3D complète, nous avons étudié des possibilités de modélisation de façon intégrée sur la hauteur de la couche. Plusieurs méthodes originales de calcul des débits latéraux dans cette zone ont été proposées. La première approche définit un coefficient de répartition particulier permettant un calcul aisé des débits, mais requérant une équation de transport supplémentaire relativement complexe pour calculer son évolution. La seconde méthode est basée sur des formes de profils simplifiés identiques à celles utilisées pour l'infiltration (profils rectangulaires), et détermine l'évolution de ces profils grâce à une équation de moment additionnelle.

Une première application a été réalisée sur le bassin versant de la Berwinne. Plusieurs événements pluvieux ponctuels ont été modélisés en décrivant la filière de modélisation suivie. Dans ce cadre, l'impact important des surfaces imperméables sur la production des apports hydrologiques a été mis en avant. La dynamique d'écoulement de l'eau tombant sur ces surfaces peut différer significativement selon qu'elles sont reliées ou non à un système d'égouttage. Une méthodologie a été développée de manière à quantifier les contributions des zones imperméables avec précision et à prendre en compte l'effet du réseau d'égouttage (propagation rapide des apports) sans sa modélisation complète. La fraction imperméable de chaque maille est déterminée par sommation des surfaces imperméables délimitées par des cartes d'occupation du sol au format vectoriel. Les mailles sont considérées drainées si la distance entre le centre de la maille et la conduite la plus proche est inférieure à une distance minimale, fixée grâce à une analyse globale des zones imperméables par rapport au réseau d'égouttage. Dans la modélisation, celui-ci est représenté par un ensemble de conduites simplifiées qui permet le routage des mailles égouttées jusqu'à la rivière.

Une deuxième application a été proposée dans une optique à long terme (simulation en continu de longues périodes de crues), avec pour objectif l'aménagement du site de manière à réduire l'impact des crues par des mesures de protection. Il a permis de suivre la filière complète de modélisation, depuis les

écoulements hydrologiques diffus (incluant plusieurs processus d'écoulement différents) sur le bassin jusqu'à l'évaluation des habitations inondées, en passant par la propagation en réseau de rivière (1D) et par la modélisation locale d'écoulements de crue (2D). Cette application a montré l'utilité de différents éléments du modèle, étudiés et développés dans cette thèse (évapotranspiration, résurgence des débits, saturation du sol...).

Enfin, une troisième application a été présentée, avec pour objectif d'évaluer dans quelle mesure le modèle peut s'adapter à des situations où le bassin est peu instrumenté. Dans le cas étudié, le bassin du Rieu des Barges n'est pas instrumenté en termes de mesures de débits dans la rivière, et les hyétogrammes lors de crues de référence dans la région ne sont pas disponibles. Cette application se plaçait dans le cadre d'une recherche de solutions adéquates pour réduire les effets néfastes des crues. Cette application a permis de mettre en place un grand nombre de développements présentés dans la thèse, dans le cadre d'une étude complète liée à la gestion des ressources en eau, avec pour aboutissement des propositions concrètes d'aménagements hydrauliques pour diminuer l'impact néfaste des crues sur le bassin. Outre l'aspect d'application des différents procédés proposés dans la thèse, l'étude du Rieu des Barges constitue un exemple concret de méthodologie pertinente à suivre pour l'étude de solutions au problème des inondations. Quatre étapes principales ont été suivies (préparation des données sur l'ensemble du bassin, étude stationnaire pour cibler les zones problématiques et déterminer les débits acceptables, étude instationnaire pour évaluer les débits dans le cas d'une crue de référence, proposition de solution et analyse de leur impact sur les débordements) et ont abouti à des propositions combinant mesures globales (bassins de stockage, entretien des berges) et locales (modification d'ouvrages sous-dimensionnés, rehausse de murs de berge, dédoublement de la rivière...).

Les quelques points mis en avant ci-dessus ne constituent qu'une partie des nombreux développements réalisés dans le cadre de cette thèse, dont l'ensemble contribue à une modélisation plus efficace du trajet complexe de l'eau depuis la pluie jusqu'à l'écoulement en rivière.

XI.2 Perspectives

Lors d'un travail de thèse tel que celui-ci s'ouvrent inévitablement de nombreuses pistes de développement qui ne peuvent être explorées dans la foulée. Il est utile de faire le point sur ces nombreux aspects prometteurs qui pourront faire l'objet de travaux ultérieurs dans le domaine.

XI.2.1 Types de données et propriétés correspondantes

Les différences entre les diverses sources de données ont été mises en avant et analysées au chapitre III. Une étape suivante dans ce processus serait de comparer les sources de données dans le cadre direct des applications, de manière à évaluer de manière quantitative l'impact de l'utilisation de l'un ou l'autre type de données. Il serait par exemple utile d'estimer le gain en termes de précision lié à l'utilisation des cartes vectorielles de l'IGN pour générer le MNT.

Dans les applications, les mailles de calcul ont des surfaces bien plus importantes que les parcelles délimitées par les cartes vectorielles récentes. Il devient donc nécessaire d'agglomérer les informations d'occupation du sol à l'échelle correspondante, ce qui nécessite toute une réflexion sur la méthodologie à suivre, de manière à exploiter correctement les informations fines. Dans le cas des surfaces imperméables, cela ne pose évidemment pas de problème puisqu'elles peuvent être traitées séparément selon la méthodologie décrite au chapitre VIII.3. En revanche, la méthode d'agrégation des autres types de sol devrait faire l'objet d'études spécifiques.

Concernant l'impact des classes de drainage, une première approche a été proposée. Il serait utile d'explorer cette problématique de façon plus approfondie. Il est cependant extrêmement complexe

d'isoler l'effet de la classe de drainage, qui est elle-même une conséquence de nombreux paramètres liés à la configuration du sol ou à la présence de nappes.

XI.2.2 Modélisation des différentes couches

Le calcul de la capacité maximale de stockage dans les dépressions du terrain est généralement effectué en fonction de la rugosité du sol représentée par divers indices (voir chapitre IV.1.7). Etant donné que, à l'échelle de bassins versants entiers, la donnée de base sur la surface est généralement l'occupation de sol, il serait utile de relier la rugosité à celle-ci. Une première approche, basée sur des hypothèses très fortes, a été proposée au chapitre IV.1.7.3. Néanmoins, une étude spécifique sur le sujet serait nécessaire pour obtenir une estimation plus représentative de la réalité. Une telle étude pourrait par exemple être mise en place en mesurant le stockage dans les dépressions sur un grand nombre de parcelles référencées avec des occupations de sol différentes.

De même, il serait utile de relier les paramètres des relations Hauteur-Volume-Sections aux classes d'occupation de sol, de manière à pouvoir exploiter directement ces relations sur des bassins versants entiers.

Au niveau de l'écoulement dans les sols, nous avons proposé un concept tout à fait original permettant de prendre en compte les variations à court et à long terme du profil d'humidité, et permettant de lier l'altitude de surface libre au volume d'eau dans la couche et à ses variations. La sensibilité du niveau de surface libre par rapport au volume, causée par la présence de la frange capillaire est traduite sans problème grâce aux courbes d'évolution caractéristiques utilisées. Ces concepts très prometteurs en sont pour l'instant au stade essentiellement théorique, mais pourront utilement faire l'objet de recherches ultérieures et de validations sur des cas-tests. Plusieurs perspectives de développement sont à explorer :

- expliciter les équations des courbes caractéristiques sur base de la relation (4.50) et des expressions du profil d'équilibre développées au chapitre VI.2.4.3;
- proposer des formes simplifiées de ces équations pour optimiser la méthode ;
- envisager le cas des apports par le dessus de la couche, qui ne peut être traité de façon identique (une piste serait d'utiliser des relations caractéristiques différentes pour ce cas) ;
- envisager le cas mixte où les apports proviennent à la fois du dessus et du bas de la couche.

XI.2.3 Transferts verticaux

Lors de l'utilisation de pluies de projet, des questions fondamentales se posent sur les scénarios de pluie à modéliser.

- Quelle répartition de la pluie sur le bassin ? Une pluie uniforme sur l'ensemble du bassin ? Une pluie avec un pic d'intensité localisé sur un point précis (et sur quel point ?) ? Un pic qui se déplace (dans quelle direction et à quelle vitesse ?) ?
- Dans l'étude d'un bassin de grande taille, quel coefficient d'abattement utiliser ? Pour l'évaluation du débit à l'exutoire, l'abattement correspondra naturellement à l'ensemble du bassin. Mais qu'en est-il si la rivière entière doit être étudiée ? L'emploi d'un coefficient d'abattement pour l'ensemble du bassin pourrait devenir insécuritaire pour les parties de rivière situées en plus en amont.

Bien sûr, il est toujours possible d'envisager des scénarios multiples. Une approche de type Monte-Carlo permettrait même d'obtenir des distributions statistiques des résultats. Mais une telle approche est extrêmement lourde en termes de calculs, et peut difficilement être mise en place systématiquement. La question du scénario de référence reste donc un sujet fondamental qui devrait faire l'objet d'une

réflexion approfondie, en particulier dans le cadre d'un modèle distribué où la distribution spatiale et temporelle est pleinement prise en compte.

De même que les propriétés de la surface du sol seraient utilement reliées aux classes d'occupation du sol (voir chapitre XI.2.2), le calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR) gagnerait à l'être également, afin de pouvoir être appliqué de façon directe grâce aux cartes d'occupation du sol. Rappelons que pour l'instant, le calcul de l'ETR est fonction de l'indice foliaire (LAI), qui lui-même dépend du type la végétation présente et de son stade de croissance. Il serait donc nécessaire de faire le lien entre une classe de sol, et une couverture végétale représentative du comportement « moyen » des différentes végétations possibles pour cette classe de sol.

Au niveau de l'infiltration, l'approche originale mise en place au chapitre V.5.12 permet de prendre en compte l'occupation du sol dans le calcul de l'infiltration. Cette approche est cependant liée à des études réalisées sur base d'approches globales (étude du débit total à la rivière), et donnant un comportement « moyen » (optimisation sur base des apports moyens à la rivière sur de longues périodes).

Dans un modèle destiné à modéliser des événements pluvieux bien plus précis, il serait plus pertinent d'évaluer l'impact de l'occupation du sol de manière plus précise, en étudiant les processus en jeu au niveau de la maille. Autrement dit, il faudrait évaluer comment, à l'échelle locale, l'occupation du sol modifie les propriétés du sol par rapport à l'infiltration, et ce pour toute une série d'intensités de pluies et de scénarios pluvieux. Cependant, l'énorme difficulté dans une telle approche est d'obtenir les données nécessaires : cela impliquerait en effet l'instrumentation d'un très grand nombre de parcelles aux propriétés différentes (aussi bien en termes de composition du sol qu'en termes d'occupation de celui-ci). Il faut également ajouter à cela l'influence de nombreux autres paramètres (présence des nappes, pente du terrain...) qui peuvent intervenir dans les processus en question.

Au niveau de l'interaction entre la couche hypodermique et les nappes sous-jacentes, il faudra également se pencher sur les modes d'interaction possibles, notamment la mise en pression lorsque la nappe atteint le bas de la couche hypodermique (jonction des écoulements dans les différentes couches).

Concernant la résurgence, une approche conceptuelle a été proposée pour l'inclure de manière cohérente avec la vision d'une surface contenant une macrorugosité. Par contre, il reste nécessaire d'évaluer les paramètres du modèle (en fonction du type de sol, de l'occupation du sol...).

XI.2.4 Transferts latéraux

La loi de frottement originale du chapitre VI.1.3 a été développée à une dimension. Son extension à deux dimensions devrait être réalisée. En particulier, des difficultés pourraient apparaître pour représenter correctement sur le maillage 2D l'écoulement lorsqu'il devient concentré.

La transition entre l'écoulement diffus et l'écoulement concentré peut être représentée grâce à une variation progressive des paramètres représentatifs de la surface, comme suggéré au chapitre VI.1.3.4. Cette piste doit cependant être approfondie afin de déterminer la fonction permettant de faire la transition entre les paramètres liés à l'écoulement diffus et ceux liés à l'écoulement concentré.

Différentes variantes ont été proposées pour calculer les écoulements latéraux dans le sol. Il serait intéressant d'étudier, à l'échelle du bassin versant, l'impact du choix de l'un ou l'autre de ces modèles, et identifier celui ou ceux qui sont les plus pertinents à utiliser (par rapport à la charge de calcul nécessaire, au gain de précision, aux données nécessaires...) en fonction du type de bassin versant à modéliser (dimension, morphologie...).

XI.2.5 Ecoulement dans les axes concentrés

La méthode de « Stream Burning » proposée au chapitre VII.3.1.4 implique un remaniement automatique du cours de la rivière. Une pente minimale est imposée à ces mailles de manière à générer une pente continue vers l'exutoire. Or, dans le cas de tronçons de rivière non couverts par des levés de section, les bras de rivière sont modélisés sur base de cette topographie. Il existe donc une dépendance directe entre les paramètres du « Stream Burning » et la modélisation subséquente de la rivière qui mériterait de faire l'objet d'une analyse.

Un autre aspect qui n'est actuellement pas pris en compte dans le modèle, l'interaction rivière-nappes, peut influencer l'hydrologie du bassin, en particulier le long des rivières où le niveau des nappes s'établit en fonction de celles-ci. La modélisation de cette interaction pourrait donc également faire l'objet de recherches ultérieures.

XI.2.6 Modélisation des zones imperméables égouttées à grande échelle

Dans le cadre de l'étude de crues ponctuelles, un procédé de modélisation complet a été proposé pour prendre en compte les surfaces imperméables égouttées dans les simulations hydrologiques. Lorsque les données sur le réseau d'égouttage ne sont pas présentes, des solutions alternatives (par exemple la création d'un réseau d'égouttage en fonction des chemins de plus grande pente) ont été proposées, mais n'ont pu être testées dans le cadre de cette thèse. La comparaison entre la solution alternative et la méthode basée sur les données complètes serait donc intéressante.

Par ailleurs, une étude a été réalisée pour estimer la distance minimale entre une maille égouttée et la conduite la plus proche. Cependant, cette étude n'a été réalisée que sur un bassin limité. Etant donné l'existence des PASH⁵² et des cartes IGN⁵³ sur l'ensemble de la Wallonie, cette analyse pourrait être étendue sur un échantillon bien plus conséquent de données, de manière à lui conférer une dimension moins spécifique.

Enfin, il serait utile d'établir des critères objectifs (par exemple des nombres adimensionnels caractérisant le bassin et son taux d'urbanisation) afin de déterminer quand la modélisation explicite du réseau d'égouttage a une influence significative sur le calcul des débits, et vaut donc la peine d'être modélisé explicitement.

XI.2.7 Applications

Comme cela a été décrit dans les chapitres précédents, parmi les développements réalisés dans cette thèse, seule une partie a pu, à l'heure actuelle, être implémentée dans le modèle WOLF. Cette implémentation est nécessaire pour pouvoir tester et évaluer ces composantes dans le cadre d'applications réelles. Mais outre la mise en place de ces développements dans WOLF, il est nécessaire d'élargir le nombre d'applications traitées. En effet, les applications proposées dans cette thèse permettent de montrer l'applicabilité du modèle dans des situations fort contrastées (durée allant de quelques jours à plusieurs années, données disponibles en quantités très variables, objectifs différents...). Cependant, une analyse rigoureuse des composantes du modèle et leur validation requiert l'application sur un grand nombre de bassins.

Des lors, l'implémentation des modèles théoriques proposés dans cette thèse et leur application sur un nombre important de bassins constitue une perspective majeure de travail dans la continuité des recherches effectuées.

⁵² Plans d'Assainissement par Sous-bassins Hydrographiques, répertoriant notamment les conduites d'égouttage.

⁵³ Cartes vectorielles de l'Institut Géographique National.

XI.2.8 Divers

La suite de modélisation WOLF intègre un module de calibrage automatique de paramètres par algorithme génétique. Le couplage de ce module avec le modèle hydrologique devrait idéalement être analysé, de manière à fixer les paramètres à faire varier en priorité, puisque ceux-ci sont trop nombreux pour être calibrés de façon automatique.

Un autre défi majeur, souvent pointé dans la littérature, est l'étude des incertitudes liées au modèle hydrologique (incertitudes sur les données ; sur le modèle lui-même ; propagation des incertitudes...).

XI.2.9 Conclusion

Le grand nombre de points abordés lors de cette thèse ont ouvert quantité de pistes de recherches qui n'ont pu être explorées dans ce travail. Ces sujets ne sont cependant qu'une faible partie des développements potentiels à réaliser dans le domaine de l'hydrologie. Dans les décennies à venir, l'hydrologie est une science qui est amenée à se développer, car elle est à la source de toutes les études d'aménagements sur les rivières. En particulier dans le contexte du réchauffement climatique, la nécessité de bien comprendre et modéliser l'ensemble du processus hydrologique se fait sentir de plus en plus pour pouvoir anticiper et prévenir les risques d'inondations et/ou des sécheresses.

XI.3 Le mot de la fin

L'ensemble du travail fourni dans cette thèse contribue à sa mesure aux progrès de la science dans ce domaine complexe qu'est l'hydrologie. Nous souhaitons en outre qu'il puisse servir de base à de futures recherches et avancées scientifiques dans ce domaine qui offre encore de très nombreuses perspectives de développement. Enfin, nous espérons que les recherches menées aideront à outiller les praticiens et à répondre à leur besoin de modèles performants pour relever les défis du XXIème siècle en termes de gestion des ressources hydrauliques.

XII ANNEXES

XII.1 Loi intégrale de Leibniz

La règle d'intégration de Leibniz fournit une formule pour la différentiation d'une intégrale définie dont les limites sont des fonctions de la variable différentielle :

$$\int_{a(x)}^{b(x)} \frac{\partial f(x, z)}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{a(x)}^{b(x)} f(x, z) dz - f(x, b(x)) \frac{\partial b}{\partial x} + f(x, a(x)) \frac{\partial a}{\partial x} \quad (\text{A.1})$$

XII.2 Légende des la cartes d'occupation du sol (Walphot-Cicade)

La carte ci-dessous représente la légende des cartes d'occupation de la convention Walphot-Cicade. Chaque maille (30m x 30m) de la carte est affectée à un des 16 groupes décrits ci-dessous.

Légende

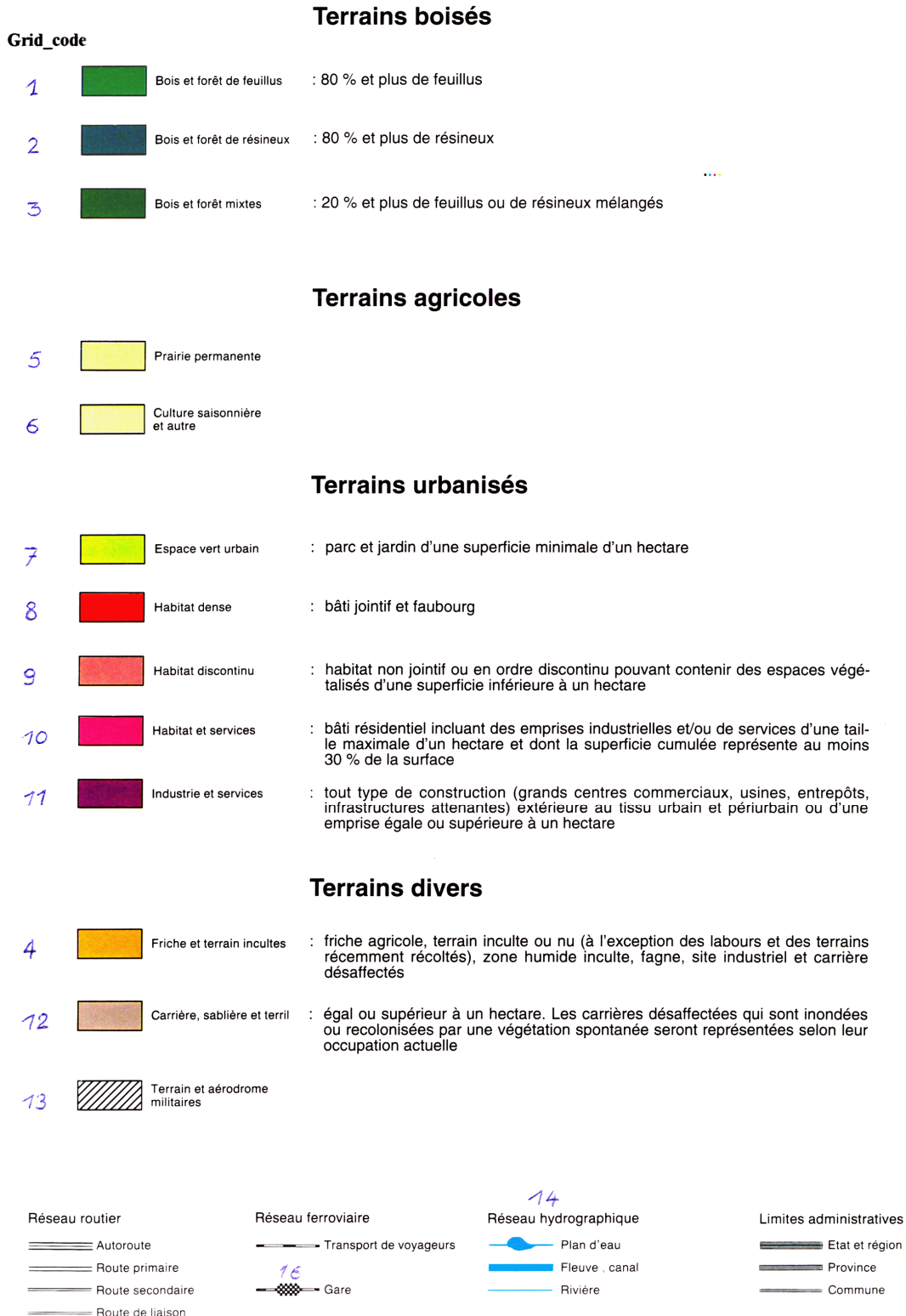


Figure XII-1 : Légende de la carte d'occupation du sol générée lors de la convention Walphot-Cicade.

XII.3 Légende des cartes Corine Land Cover

La figure ci-dessous représente la légende des cartes d'occupation du sol européennes (Corine Land Cover). Celles-ci comprennent trois niveaux de classement, le troisième niveau correspondant aux classes les plus précises.



Figure XII-2 : Légende des cartes Corine Land Cover.

XII.4 Conversion des données d'occupation du sol

Le chapitre III.2 décrit les différentes sources de données d'occupation de terrain. Cette annexe propose des tables de correspondance permettant la conversion entre différents types de données. Ces tables

sont élaborées en prenant la classification des COSW comme table de référence. Les correspondances sont établies sur base sémantique, en fonction de la description des différentes classes.

Le Tableau XII-1 propose la conversion depuis les classes de l'IGN vers les classes de la COSW. Etant donné la précision importante de ces deux systèmes de classification, il est souvent possible de trouver des correspondances très proches. Les correspondances sont écrites au « niveau 5 » (catégorie la plus détaillée) de la COSW, ainsi qu'en niveau 2 (Le code correspond simplement aux deux premiers chiffres du code de niveau 5).

Type (IGN)	Description	Correspondance (COSW)	
		Niveau 5	Niveau 2
GS	Ground Surface (Surface de sol)	90000	90
GS1	(Sable)	90000	90
GS110	Sable	90000	90
GS111	Sable sec	90000	90
GS112	Sable mouillé	90000	90
GS120	Slikke	90000	90
GS130	Schorre	90000	90
GS2	(Roche)	90000	90
GS200	Rocher	90000	90
GS3	(Stérile)	12000	12
GS300	Surface stérile(10)	12000	12
HY	Hydrographie	51000	51
HY1	(Eau)	51000	51
HY112	Surface de rivière	51100	51
HY113	Elargissement de la rivière	51100	51
HY120	Lac, étang, mare, bassin	51200	51
HY121	Etang	51200	51
HY122	Bassin d'orage	51200	51
HY131	Marais profond	41100	41
HY140	Mer du Nord	90000	90
HY141	Zone de profondeur	90000	90
HY2	(Structures)	12300	12
HY24	(Ecluses)	12300	12
HY240	Ecluse	12300	12
HY25	(Ascenseur hydraulique)	12300	12
HY250	Ascenseur hydraulique	12300	12
RA	Rail	12220	12
RA112	Voie ferrée	12220	12
RO	Road (Route)	12210	12
RO112	Route	12210	12
RO113	Carrefour	12210	12
ST	Structures	10000	10
ST1	(Structure industrielle ou agricole)	12000	12
ST110	Bâtiment industriel	12111	12
ST111	Bâtiment industriel en activité	12111	12
ST112	Bâtiment industriel désaffecté	12111	12
ST113	Hangar	12112	12
ST120	Silo/Réservoir	12112	12
ST121	Silo	12112	12
ST122	Citerne	12112	12
ST131	Serre	12142	12
ST132	Ferme	12141	12
ST141	Tour de refroidissement	12110	12
ST142	Cheminée	12110	12
ST143	Torchère industrielle	12110	12
ST151	Eolienne	12110	12
ST152	Moulin à eau	12110	12
ST153	Moulin à vent STRUCPNT Points	12110	12
ST154	Roues à aubes	12110	12

CHAPITRE XII : ANNEXES

ST160	Station de gaz	12110	12
ST170	Carrière, sablière	13110	13
ST180	Pipeline visible	12110	12
ST2	(Service)	12120	12
ST210	Hôpital	12122	12
ST211	Hôpital non universitaire	12122	12
ST212	Hôpital universitaire	12122	12
ST220	Maison communale	12121	12
ST230	Ecole	12123	12
ST240	Caserne de pompier	12127	12
ST250	Bâtiment commercial	12130	12
ST260	Gendarmerie	12120	12
ST270	Maison de repos	11000	11
ST280	Prison	12120	12
ST291	Aéroport	12400	12
ST292	Piste d'aéroport	12400	12
ST293	Aire d'atterrissage pour hélicoptères	12400	12
ST3	(Bâtiment religieux)	12124	12
ST311	Bâtiment religieux	12124	12
ST312	Eglise désaffectée	12124	12
ST313	Bâtiment religieux	12124	12
ST320	Couvent	12124	12
ST330	Abbaye	12124	12
ST340	Eglise	12124	12
ST350	Chapelle	12124	12
ST351	Petite chapelle	12124	12
ST360	Grotte N.-D de Lourdes	12124	12
ST4	(Sport, loisir)	12120	12
ST410	Complexe sportif	12129	12
ST411	Bâtiment réservé à la pratique de sports	12129	12
ST412	Terrain de sport	14222	14
ST413	Terrain de football	14222	14
ST414	Tribune couverte	12129	12
ST415	Tribune non couverte	14220	14
ST416	Piscine couverte	12129	12
ST417	Piscine non couverte	14200	14
ST420	Terrain de golf	14221	14
ST430	Tour d'observation	14200	14
ST440	Parc d'attraction	14223	14
ST450	Zoo	14200	14
ST460	Champ de course	14224	14
ST461	Piste dans les champs de course	14224	14
ST5	(Histoire, monument)	15000	15
ST510	Ruine	15000	15
ST520	Fortification	15000	15
ST530	Château	15000	15
ST541	Monument	15000	15
ST542	Escalier monumental	15000	15
ST6	(Télécommunication)	90000	90
ST610	Pylône de télécommunication	90000	90
ST611	Mât de télécommunication	90000	90
ST612	Mât de télécommunication	90000	90
ST620	Tour de télécommunication	90000	90
ST630	Antenne parabolique	90000	90
ST640	Radiobalise	90000	90
ST7	(Eau)	12127	12
ST711	Réservoir STRUCPNT Points	12127	12
ST712	Château d'eau STRUCPNT Points	12127	12
ST720	Bâtiment abritant des installations de captage	12127	12
ST721	Station de pompage	12127	12
ST730	Station d'épuration	12127	12
ST731	Bassin d'épuration	12127	12

ST740	Station de drainage STRUCPNT Points	12127	12
ST750	Conduite d'eau STRUCNET Lignes	12127	12
ST9	(Autre)	10000	10
ST911	Bâtiment ordinaire	11000	11
ST912	Bâtiment spécifique	11000	11
ST913	Bâtiment élevé	12000	12
ST914	Bâtiment en ruine	13410	13
ST915	Quartier bâti	11200	11
ST920	Tour	15000	15
ST931	Cimetière	12125	12
ST932	Petit cimetière	12125	12
ST940	Structure gonflable	15000	15
VE	Végétation	30000	30
VE1	(Arbres)	31000	31
VE110	Feuillus	31100	31
VE111	Feuillus en haute futaie régulière sans sous-bois ligneux	31100	31
VE112	Feuillus en taillis	31100	31
VE113	Feuillus en futaie avec sous-bois ligneux	31100	31
VE114	Peupleraie(10)	31140	31
VE120	Conifères	31200	31
VE130	Couvert mixte	31300	31
VE131	Couvert mixte de feuillus et de conifères sans dominant	31330	31
VE132	Couvert mixte à feuillus dominants	31310	31
VE133	Couvert mixte à conifères dominants	31320	31
VE140	Vergers	22200	22
VE150	Pépinière	21131	21
VE2	(Végétation de hauteur moyenne)	32000	32
VE210	Lande	32200	32
VE211	Lande	32210	32
VE212	Lande buissonneuse	32240	32
VE213	Lande et feuillus	32220	32
VE214	Lande et conifères	32230	32
VE220	Broussailles	32200	32
VE231	Végétation rudérale	32110	32
VE232	Végétation rudérale buissonneuse	32110	32
VE240	Roselière	32000	32
VE3	(Végétation basse)	20000	20
VE310	Pelouse	14100	14
VE320	Prairie ou pré de fauche	23100	23
VE330	Jardin d'agrément ou potager ⁵⁴	20000	20
VE340	Surface agricole ou culture maraîchère	20000	21

Tableau XII-1 : Conversion des classes IGN vers les classes de la COSW.

Le Tableau XII-2 donne quant à lui la conversion depuis les classes de la COSW vers les classes courantes de la méthode SCS (voir chapitre V.4.2). Ces correspondances sont proposées au moins pour les classes les plus générales (niveau 2), ainsi que pour les classes de niveau supérieur pour lesquelles une correspondance suffisamment nette existe. Les classes de niveau 2 n'ayant pas de correspondance claire s'en voient attribuer une par défaut.

⁵⁴ Dans les cartes IGN Top10v-GIS, les habitations sont délimitées séparément des jardins qui les entourent, au contraire de la COSW. Dès lors, lorsque l'on veut transformer les cartes de type IGN Top10v-GIS, il convient de regrouper les « jardins d'agrément ou potagers » avec les bâtiments proches dans la classe urbaine la plus proche (en leur attribuant le numéro correspondant ou, par défaut, la classe « 11 »)

CHAPITRE XII : ANNEXES

Niveau	Code		Code SCS (cf. § V.4.2.6)	Description SCS
1	0	NON CADASTRE	1	
1	10000	TERRITOIRES ARTIFICIALISES	58	Residential (1/4 acre) - 38%
2	11000	TERRAINS RESIDENTIELS	57	Residential (1/8 acre or less (town houses)) - 65%
3	11100	ILOTS URBAINS CONTINUS DENSES	57	Residential (1/8 acre or less (town houses)) - 65%
4	11110	Ilots urbains continus de très haute densité	56	Industrial - 72%
4	11120	Ilots urbains continus de haute densité	57	Residential (1/8 acre or less (town houses)) - 65%
3	11200	ILOTS URBAINS ET TISSU BATI	57	Residential (1/8 acre or less (town houses)) - 65%
4	11210	Ilots urbains		
5	11211	Ilots urbains continus de densité moyenne	58	Residential (1/4 acre) - 38%
5	11212	Ilots urbains continus de faible densité	59	Residential (1/3 acre) - 30%
5	11213	Ilots urbains discontinus de haute densité	60	Residential (1/2 acre) - 25%
5	11214	Ilots urbains discontinus de densité moyenne	61	Residential (1 acre) - 20%
5	11215	Ilots urbains discontinus de faible densité	62	Residential (2 acre) - 12%
5	11216	Ensemble d'appartements en buildings disjoints		
4	11220	Tissu bâti		
5	11221	Tissu bâti continu		
5	11222	Tissu bâti discontinu		
5	11223	Parcelles bâties isolées		
2	12000	ESPACES D'ACTIVITE ECONOMIQUE, DE SERVICE, D'EQUIPEMENT ET DE COMMUNICATION	56	Industrial - 72%
3	12100	ESPACES D'ACTIVITE ECONOMIQUE, DE SERVICE ET D'EQUIPEMENT COMMUNAUTAIRE	56	Industrial - 72%
4	12110	Terrains à usage industriel et artisanal		
5	12111	Activités industrielles et artisanat		
5	12112	Bâtiments et aires de stockage		
5	12113	Bassins de décantation)		
4	12120	Terrains occupés par des bâtiments de service public et d'équipement communautaire		
5	12121	Service administratif		
5	12122	Service social et de santé		
5	12123	Equipement scolaire		
5	12124	Equipement de culte		
5	12125	Cimetières		
5	12126	Bâtiments et enceintes militaires		

CHAPITRE XII : ANNEXES

5	12127	Equipement technique		
5	12128	Equipement socio-culturel		
5	12129	Equipement sportif et récréatif couvert		
4	12130	Terrains occupés par des commerces, bureaux et services		
5	12131	Commerces de petite surface		
5	12132	Commerces de moyenne surface		
5	12133	Commerces de grande surface		
5	12134	Services et bureaux		
4	12140	Terrains occupés par des bâtiments d'exploitation agricole		
5	12141	Bâtiments agricoles		
5	12142	Serres		
5	12143	Manèges)		
3	12200	RESEAUX ROUTIER ET FERROVIAIRE ET ESPACES ASSOCIES	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
4	12210	Réseau routier et espaces associés		
4	12220	Réseau ferroviaire et espaces associés		
3	12300	ZONES PORTUAIRES	56	Industrial - 72%
3	12400	AEROPORTS ET AERODROMES	55	Commercial and business - 85%
4	12410	Aéroports		
4	12420	Aérodromes		
4	12430	Ulmodromes		
2	13000	MINES, DECHARGES ET ESPACES ABANDONNES	1	Fallow (Bare soil)
3	13100	EXTRACTION DE MATERIAUX		
4	13110	Carrières en activité		
4	13120	Terrils en exploitation		
3	13200	DECHARGES		
4	13210	CET et centres de tri)		
4	13220	Décharges désaffectées)		
4	13230	Dépotoirs)		
3	13400	FRICHES, RUINES ET BATIMENTS ABANDONNES		
4	13410	Ruines et bâtiments abandonnés		
4	13420	Friches industrielles		
2	14000	ESPACES VERTS ARTIFICIALISES, NON AGRICOLES	49	Open Spaces - Fair
3	14100	ESPACES VERTS URBAINS	49	Open Spaces - Fair
4	14110	Espaces verts publics)	49	Open Spaces - Fair
4	14120	Espaces verts privés)	49	Open Spaces - Fair
3	14200	ÉQUIPEMENTS SPORTIFS ET DE LOISIRS DE PLEIN AIR	49	Open Spaces - Fair

CHAPITRE XII : ANNEXES

4	14210	Campings, parcs résidentiels et villages de vacances		
5	14211	(Campings et caravanings)		
5	14212	(Parcs résidentiels de week-end)		
5	14213	(Villages de vacances)		
4	14220	Terrains de sport, parcs de loisirs et d'attraction		
5	14221	(Terrains de golf)		
5	14222	(Terrains de sport)		
5	14223	(Parcs de loisirs et d'attraction)		
5	14224	(Circuits de sports moteur)		
2	15000	AUTRES	1	Fallow (Bare soil)
1	20000	TERRITOIRES AGRICOLES	5	Row Crops (SR) - Good
2	21000	TERRES ARABLES	5	Row Crops (SR) - Good
3	21100	TERRES ARABLES	5	Row Crops (SR) - Good
4	21110	Cultures annuelles	5	Row Crops (SR) - Good
5	21111	Cultures sarclées	5	Row Crops (SR) - Good
5	21112	Cultures non sarclées	29	Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow (SR) - Good
5	21113	Jachères	1	Fallow (Bare soil)
4	21120	Cultures maraîchères et horticoles		
4	21130	Pépinières et sapins de Noël	45	Woods - Fair
5	21131	Pépinières	45	Woods - Fair
5	21132	Sapins de Noël	45	Woods - Fair
2	22000	CULTURES PERMANENTES	37	Meadow
3	22100	(VIGNOBLES)	37	Meadow
3	22200	VERGERS PRODUCTIFS	37	Meadow
4	22210	Vergers hautes tiges		
4	22220	Vergers basses tiges		
2	23000	SURFACES ENHERBEES	37	Meadow
3	23100	PRAIRIES PERMANENTES	37	Meadow
4	23110	Prairies permanentes nues	37	Meadow
4	23120	Prairies permanentes avec présence d'éléments agri-environnementaux	37	Meadow
3	23200	PRAIRIES TEMPORAIRES	29	Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow (SR) - Good
3	23300	BANDES ENHERBEES	37	Meadow
2	25000	FRICHES AGRICOLES	5	Row Crops (SR) - Good
1	30000	FORETS ET MILIEUX SEMI-NATURELS	45	Woods - Fair

CHAPITRE XII : ANNEXES

2	31000	FORETS	45	Woods - Fair
3	31100	FORETS DE FEUILLUS	45	Woods - Fair
4	31110	(Hêtraies)		
4	31120	(Chênaies)		
4	31130	(Peuplements de feuillus nobles)		
4	31140	(Peupleraies)		
4	31150	(Autres peuplements feuillus)		
3	31200	FORETS DE CONIFERES	45	Woods - Fair
4	31210	(Pessières)		
4	31220	(Douglasaies)		
4	31230	(Mélèzières)		
4	31240	(Pinteraies)		
4	31250	(Autres peuplements résineux)		
3	31300	FORETS MELANGEES	45	Woods - Fair
4	31310	(Forêts mélangées à feuillus dominants)		
4	31320	(Forêts mélangés à conifères dominants)		
4	31330	(Forêts de feuillus et conifères en mélange équilibré)		
2	32000	MILIEUX A VEGETATION ARBUSTIVE ET/OU HERBACEE	39	Brush - Fair
3	32100	PELOUSES ET PATURAGES NATURELS	35	Pasture, grassland, or range - Fair
4	32110	(Végétation rudérale dominante)		
4	32120	(Végétation non rudérale dominante)		
3	32200	LANDES ET BROUSSAILLES	35	Pasture, grassland, or range - Fair
4	32210	(Landes)		
4	32220	(Landes et végétation arbustive feuillue)		
4	32230	(Landes et végétation arbustive de conifères)		
4	32240	(Landes et végétation arbustive mixte)		
3	32400	FORETS ET VEGETATION ARBUSTIVE EN MUTATION		
4	32410	Végétation arbustive en mutation et mises à blanc)		
4	32420	Terres vaines et vagues		
3	32500	TERRILS RECOLONISES	1	Fallow (Bare soil)
2	33000	(ESPACES OUVERTS SANS OU AVEC PEU DE VEGETATION)	48	Open Spaces - Poor
3	33200	(ROCHES NUES)	1	Fallow (Bare soil)
1	40000	ZONES HUMIDES		
2	41000	ZONES HUMIDES INTERIEURES		
3	41100	MARAIS INTERIEURS		
3	41200	TOURBIERES5		

CHAPITRE XII : ANNEXES

1	50000	SURFACES EN EAU	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
2	51000	EAUX CONTINENTALES	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
3	51100	COURS ET VOIES D'EAU	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
4	51110	(Cours d'eau navigables)	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
4	51120	(Cours d'eau non navigables)	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
3	51200	PLANS D'EAU	51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)
4	51210	(Piscicultures et étangs de pêche)		
4	51220	(Autres plans d'eau)		
1	90000	NON CLASSE	1	Fallow (Bare soil)

Tableau XII-2 : Conversion des classes COSW en classes SCS.

Le Tableau XII-3 propose un système de conversion pour affecter les classes du projet Walphot-Cicade (voir III.2.1) aux classes SCS courantes, ou aux classes de la COSW. La correspondance a été définie sur base des descriptions sémantiques respectives de chaque classe.

Données du projet Walphot - Cicade			Conversion > SCS		Conversion > COSW		
Code	Occupation du sol	Détails	Code SCS (§ V.4.2.6)	Description	Niveau 5	Description	Niv. 2
1	Bois et forêts de feuillus	80% et + de feuillus	45	Woods - Fair	31100	FORETS DE FEUILLUS	31
2	Bois et forêts de résineux	80% et + de résineux	45	Woods - Fair	31200	FORETS DE CONIFERES	31
3	Bois et forêts mixtes	20% et + de feuillus ou de résineux mélangés	45	Woods - Fair	31300	FORETS MELANGEES	31
4	Friche et terrains incultes		1	Fallow (Bare soil)	25000	FRICHES AGRICOLES	25
5	Prairie permanente		37	Meadow	23100	PRAIRIES PERMANENTES	23
6	Culture saisonnière et autres		5	Row Crops (SR) - Good	21000	TERRES ARABLES	21
7	Espace vert urbain	jardin d'une superficie minimale de 1 Ha	49	Open Spaces - Fair	14100	ESPACES VERTS URBAINS	14
8	Habitat dense		56	Industrial - 72%	11100	ILOTS URBAINS CONTINUS DENSES	11
9	Habitat discontinu		57	Residential (1/8 acre or less (town houses)) - 65%	11200	ILOTS URBAINS ET TISSU BATI	11
10	Habitat et services		58	Residential (1/4 acre) - 38%	12100	ESPACES D'ACTIVITE ECONOMIQUE, DE SERVICE ET D'EQUIPEMENT COMMUNAUTAIRE	12
11	Industrie et services		55	Commercial and business - 85%	12110	Terrains à usage industriel et artisanal	12
12	Carrière, sablière et terril				13100	EXTRACTION DE MATERIAUX	13
13	Terrain et aérodrome militaire				12400	AEROPORTS ET AERODROMES	12
14	Réseau hydrographique		51	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. Streets and roads : Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)	51000	EAUX CONTINENTALES	51
15						NON CADASTRE	0
16	Gare		56	Industrial - 72%	12220	Réseau ferroviaire et espaces associés	12

Tableau XII-3 : Conversion des classes « Walphot-Cicade » en classes SCS ou COSW.

XII.5 Critères de sélection de la classe de drainage

Le Tableau XII-4 fournit les critères de classement d'un sol dans les différentes classes de drainage, ainsi que la nomenclature associée.

Classe	Définition		Drainage naturel (appréciation)		Profondeur (en cm) d'apparition des phénomènes d'oxydo-réduction (pseudo-gley) ou de réduction (gley)			
	Textures Z, S, P	Textures L, A, E, U, G	Textures Z, S, P	Textures L, A, E, U, G	Textures Z, S, P		Textures L, A, E, U, G	
					Oxydo-réduction	Réduction	Oxydo-réduction	Réduction
a	Sols très secs	-	Excessif	-	-	-	-	-
b	Sols secs	Sols non gleyifiés	Légèrement excessif	Favorable	90-125	-	> 125	-
c	Sols modérément secs	Sols faiblement gleyifiés	Modéré		60-90	-	80-125	-
d	Sols modérément humides	Sols modérément gleyifiés	Imparfait		40-60	-	50-80	-
h	Sols humides	Sols fortement gleyifiés (en principe à engorgement d'eau temporaire)	Assez pauvre, sans horizon réduit		20-40	-	30-50	-
i	Sols très humides	Sols très fortement gleyifiés (en principe à engorgement d'eau temporaire)	Pauvre, sans horizon réduit		0-20	-	0-30	-
e	Sols humides	Sols fortement gleyifiés à horizon réduit (en principe à engorgement d'eau permanent... avec zone de battement)	Assez pauvre, à horizon réduit		20-40	> 80	30-50	> 80
f	Sols très humides	Sols très fortement gleyifiés à horizon réduit (en principe à engorgement d'eau permanent... avec zone de battement)	Pauvre, à horizon réduit		0-20	40-80	0-30	40-80
g	Sols extrêmement humides	Sols réduits (en principe à engorgement d'eau permanent... sans zone de battement)	Très pauvre		-	< 40	-	< 40
A ((a)+b+c+d)	Sols (très) secs à modérément humides	Sols non à modérément gleyifiés	Excessif à imparfait	Favorable à imparfait	> 40	-	> 50	-
B (a+b)	Sols très secs ou secs	Sols non gleyifiés	Excessif ou légèrement excessif	Favorable	> 90	-	-	-
D (c+d)	Sols modérément secs ou modérément humides	Sols faiblement ou modérément gleyifiés	Modéré ou imparfait		40-90	-	50-125	-
I (h+i)	Sols humides ou très humides	Sols fortement ou très fortement gleyifiés	Assez pauvre ou pauvre		< 40	-	< 50	-
F (e+f)	Sols humides ou très humides	Sols fortement ou très fortement gleyifiés à horizon réduit	Assez pauvre ou pauvre		< 40	> 40	< 50	> 40
G (e+f+g)	Sols humides à extrêmement humides	Sols fortement ou très fortement gleyifiés à horizon réduit à complètement réduit	Assez pauvre à très pauvre		0-40	< 125	0-50	< 125

Tableau XII-4 : Classes de drainage dans la carte numérique des sols de Wallonie - 2005

XII.6 Propriétés des sols

Les quatre figures qui suivent montre les fonctions de pédotransfert associées aux textures de sol (données sous forme de diagrammes triangulaires) et permettant l'estimation de la porosité, du taux d'humidité résiduel, de l'indice de distribution des pores, et de la « bubbling pressure ». Ces paramètres sont notamment utilisés dans les lois de comportement des sols (voir chapitre IV.2.2)

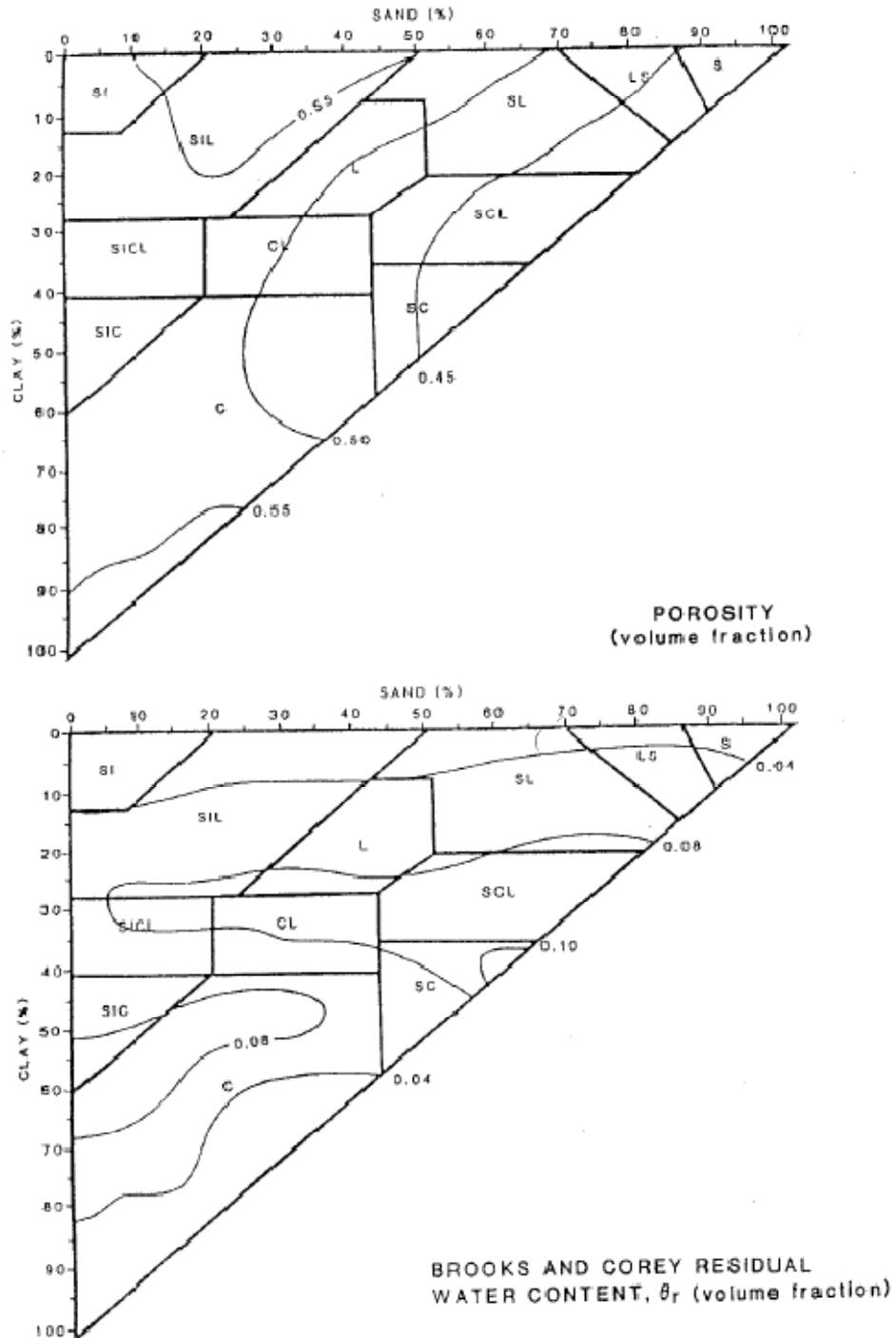


Figure XII-3 : fonctions de pédotransfert : porosité et humidité résiduelle.

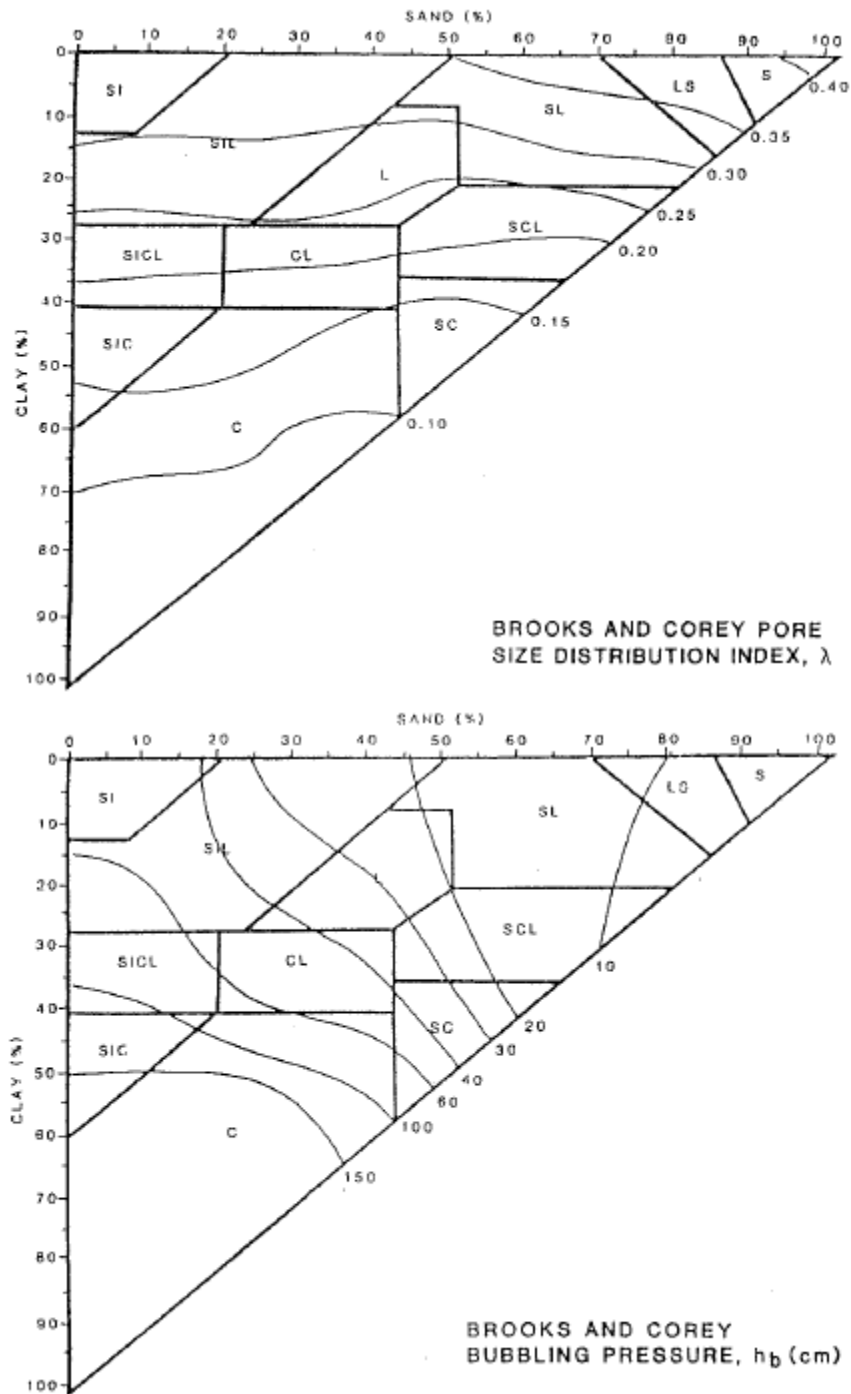


Figure XII-4 : fonctions de pédotransfert : indice de distribution des pores et « bubbling pressure ».

XII.7 Indices de rugosité

Le Tableau XII-5 synthétise les principaux indices de rugosité qui peuvent être trouvés dans la littérature. Ce tableau est extrait de [92]. Des détails supplémentaires peuvent être trouvés dans cet article.

Index†	Equation	Reference
RR	$RR = \left[\frac{1}{k} \sum_{i=1}^k (Z_i - \bar{Z})^2 \right]^{1/2}$ $Z_i = \text{height reading on a transect at location } i;$ $k = \text{number of height readings}$	Allmaras et al. (1966); Currence and Lovely (1970)
T_B	$T_B = L_1/L_0^\ddagger$	Boiffin (1984)
T_P	$T_P = (L_1 - L_0)/L_0 = T_B - 1$	Planchon et al. (1998)
T_B in 3D	$T_B = \text{ TSA/TMA}$	Helming et al. (1992, 1993)
T_S, T_A	TSA = total surface area; TMA = total map area	Auerswald (1992); Morgan et al. (1998); Saleh (1993)
LD and LS	$T_S = T_A = 100 (L_1 - L_0)/L_1 = 100 (1 - 1/T_B)$ $LD = 1/a; LS = 1/b$ $a, b = \text{regression parameters in } 1/\Delta Z_n = a + b(1/h);$ $\Delta Z_h = \text{first-order variance; } h = \text{lag}$	Linden and Van Doren (1986)
Fractals D, l	$D = 3 - H; H, l \text{ regression parameters in } \log(\gamma) =$ $2H \log(h) + l; \gamma = \text{semivariance; } h = \text{lag}$	Burrough (1983, 1989); Huang and Bradford (1992)
Fractal F_B	$\ln(T_B) = F_B \ln(d) + c$	Bertuzzi et al. (1990)
Fractal F_M	$F_B, c = \text{regression parameters; } d = \text{sample spacing}$ $T_S = F_M \log(e) + f$ $F_M, f = \text{regression parameters; } e = \text{length of chain links}$	Merril (1998)
MIF	$MIF = MI \times F$ $MI = \text{area per unit length between a measured surface}$ $\text{profile and the regression line through it; } F = \text{number}$ $\text{of elevation maxima per unit transect length.}$	Römken and Wang (1985, 1986)
MUD	$MUD = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^p \Delta Z / (p - 1)$ $\Delta Z = Z_0 - Z_i \text{ for } Z_i < Z_0; \Delta Z = 0 \text{ for } Z_i \geq Z_0$ $Z_i = \text{height reading on subsegment; } Z_0 = \text{reference point}$ $\text{on sub segment; } m = \text{number of sub segments per}$ $\text{transect; } p = \text{number of height readings per sub}$ segment	Hansen et al. (1999)

† RR, random roughness; T_A , tortuosity index, Auerswald (1992); T_B , tortuosity index, Boiffin (1984); T_P , tortuosity index, Planchon et al. (1998); T_S , tortuosity index, Saleh (1993); LD, limiting elevation difference; LS, limiting slope; m, number of subsegments per transect; D, fractal dimension; l , crossover length; F_B , fractal index, Bertuzzi et al. (1990); F_M , fractal index, Merrill (1998); MIF, microrelief index \times peak frequency; MUD, mean upslope depression.

‡ L_1 is surface profile length; L_0 is the horizontal distance between the begin and end points of the transect.

Tableau XII-5 : Indices de rugosité.

XII.8 Paramètres descriptifs de la surface de sol

Le tableau ci-dessous fournit une série de paramètres décrivant la surface de sol en fonction de la méthode de labour utilisée.

IMPLEMENT CODE & DESCRIPTION	WEPP Parameter Values				
	RR_0 (m)	T_{ds}	RH_0 (m)	$RINT$ (m)	$TDMEAN$ (m)
ANHYDISK - anhydrous applicator with closing disks	0.013	0.25	0.025	0.75	0
ANHYDROS - anhydrous applicator	0.013	0.15	0.025	0.75	0
BEDDER - bedders, lister and hippers	0.025	1	0.15	0.75	0.1
CHISCOST - chisel plow with coulters and straight chisel spikes	0.023	1	0.05	0.3	0.15
CHISCOSW - chisel plow with coulters and sweeps	0.023	1	0.05	0.3	0.15
CHISCOTW - chisel plow with coulters and twisted points or shovels	0.026	1	0.075	0.3	0.15
CHISELSW - chisel plow with sweeps	0.023	1	0.05	0.3	0.15
CHISSTSP - chisel plow, straight with spike points	0.023	1	0.05	0.3	0.15
CHISTPSH - chisel plow, twisted points or shovels	0.026	1	0.075	0.3	0.15
COMBDISK - combination tools with disks, shanks and leveling atchmnts	0.015	1	0.025	0.3	0.075
COMBSPRG - combination tools with spring teeth and rolling basket	0.015	1	0.025	0.3	0.075
CRNTFRR - drill, no-till in flat residues-ripple or bubble coulters	0.012	0.5	0.025	0.2	0
CULTFW - cultivator, row finger wheels	0.015	0.95	0.05	0.75	0.025
CULTMUSW - cultivator, row, multiple sweeps per row	0.015	0.85	0.075	0.75	0.05
CULTRD - cultivator, row, rolling disks	0.015	0.9	0.15	0.75	0.05
CULTRT - cultivator, row, ridge till	0.015	0.9	0.15	0.75	0.05
CULTSW - cultivator, row, single sweep per row	0.015	0.85	0.075	0.75	0.05
DIIWA12+ - disk, one-way with 12-16" blades	0.026	1	0.05	0.2	0.1
DIIWA18+ - disk, one-way with 18-30" blades	0.026	1	0.05	0.2	0.1
DICHSW - disk chisel plow with straight chisel spike pts	0.026	1	0.075	0.3	0.15
DICHSW - disk chisel plow with sweeps	0.023	1	0.05	0.3	0.15
DICHTW - disk chisel plow with twisted points or shovels	0.026	1	0.075	0.3	0.15
DIOFF10 - disk, offset-heavy plow > 10" spacing	0.038	1	0.05	0.2	0.1
DIOFF9 - disk, offset-primary cutting > 9" spacing	0.038	1	0.05	0.2	0.1
DIOFFFIN - disk, offset, finishing 7-9" spacing	0.038	1	0.05	0.2	0.075
DILOW - disk plow	0.038	1	0.05	0.2	0.1
DISGANG - disk, single gang	0.026	1	0.05	0.2	0.05
DITAF19 - disk, tandem-finishing 7-9" spacing	0.026	1	0.05	0.2	0.05
DITAH10 - disk, tandem-heavy plowing > 10" spacing	0.026	1	0.05	0.2	0.075
DITALIAH - disk, tandem-light after harvest, before other tillage	0.026	1	0.05	0.2	0.025
DITAPR9 - disk, tandem-primary cutting > 9" spacing	0.026	1	0.05	0.2	0.075
DRDDO - drill with double disk opener	0.012	0.85	0.025	0.2	0.025
DRDF12 - drill, deep furrow with 12" spacing	0.012	0.9	0.05	0.2	0.075
DRHOE - drill, hoe opener	0.012	0.8	0.05	0.2	0.025
DRNTFLSC - drill, no-till in flat residues-smooth coulters	0.012	0.4	0.025	0.2	0
DRNTFRFC - drill, no-till in flat residues-fluted coulters	0.012	0.6	0.025	0.2	0
DRNTSRFC - drill, no-till in standing stubble-fluted coulters	0.012	0.6	0.025	0.2	0
DRNTSRRI - drill, no-till in standing stubble-ripple or bubble coulters	0.012	0.5	0.025	0.2	0
DRNTSRSC - drill, no-till in standing stubble-smooth coulters	0.012	0.4	0.025	0.2	0
DRSDFP7+ - drill, semi-deep furrow or press 7-12" spacing	0.012	0.9	0.05	0.2	0.05
DRSDO - drill, single disk opener (conventional)	0.012	0.85	0.05	0.2	0.025
FCPTDP - field cultivator, primary tillage-duckfoot points	0.015	1	0.025	0.3	0.075
FCPTS12+ - field cultivator, primary tillage-sweeps 12-20"	0.015	1	0.025	0.3	0.075
FCPTSW6+ - field cultivator, primary tillage-sweeps or shovels 6-12"	0.015	1	0.025	0.3	0.075
FCSTACDP - field cultivator, secondary tillage, after duckfoot points	0.015	1	0.025	0.3	0.05

RR_0 = rugosité aléatoire (Random Roughness) juste après le labourage, T_{ds} =fraction de sol perturbée par le labour, RH_0 = hauteur des sillons (Ridge Height) juste après le labourage, $RINT$ =Intervalle entre les sillons (Ridge Interval) et $TDMEAN$ =profondeur de labourage moyenne

Tableau XII-6 : Propriétés de sol pour 78 types de labour (partie 1).

CHAPITRE XII : ANNEXES

FCSTACDS - field cultivator, secondary tillage, sweeps 12-20"	0.015	1	0.025	0.3	0.05
FCSTACSH - field cultivator, secondary tillage, swp or shov 6-12"	0.015	1	0.025	0.3	0.05
FURROWD - furrow diker	0.015	0.7	0.025	0.75	0.05
HAFTT - harrow-flex-tine tooth	0.018	1	0.025	0.1	0.025
HAPR - harrow-packer roller	0.01	1	0.025	0.08	0.025
HARHCP - harrow-roller harrow (cultipacker)	0.01	1	0.025	0.08	0.025
HASP - harrow-spike tooth	0.015	1	0.025	0.05	0.025
HASPTCT - harrow-springtooth (coil line)	0.015	1	0.025	0.05	0.025
MANUAPPL - applicator, subsurface manure	0.013	0.4	0.025	0.75	0
MOPL - plow, moldboard, 8"	0.043	0.1	0.05	0.4	0.15
MOPLUF - plow, moldboard with uphill furrow (Pacific NW only)	0.043	1	0.05	0.4	0.15
MULCHT - mulch treader	0.015	1	0.025	0.05	0.025
PARAPLOW - paratill/paraplow	0.01	0.3	0.025	0.36	0.2
PLDDO - planter, double disk openers	0.012	0.15	0.025	0.75	0.05
PLNTFC - planter, no-till with fluted coulters	0.012	0.15	0.025	0.75	0
PLNTRC - planter, no-till with ripple coulters	0.012	0.15	0.025	0.75	0
PLNTSC - planter, no-till with smooth coulters	0.012	0.15	0.025	0.75	0
PLRO - planter, runner openers	0.013	0.2	0.025	0.75	0.05
PLRT - planter, ridge-till	0.013	0.4	0.1	0.75	0.05
PLSDDO - planter, staggered double disk openers	0.013	0.15	0.025	0.75	0.05
PLST2C - planter, strip-till with 2 or 3 fluted coulters	0.013	0.3	0.025	0.75	0.05
PLSTRC - planter, strip-till with row cleaning devices (8-14" wide)	0.013	0.4	0.025	0.75	0.05
RORRP - rodweeder, plain rotary rod	0.01	1	0.025	0.13	0.05
RORRSC - rodweeder, rotary rod with semi-chisels or shovels	0.01	1	0.025	0.13	0.05
ROTHOE - rotary hoe	0.012	1	0	0	0.025
ROTILPO - rotary tiller-primary operation 6" deep	0.015	1	0	0	0.15
ROTILSO - rotary tiller-secondary operation 3" deep	0.015	1	0	0	0.075
ROTILST - rotary tiller, strip tillage - 12" tilled on 40" rows	0.015	0.3	0	0	0.075
SUBCC - subsoil-chisel, combination chisel	0.015	1	0.075	0.3	0.4
SUBCD - subsoiler, combination disk	0.015	1	0.075	0.3	0.4
SUBVRIP - subsoiler, V ripper 20" spacing	0.015	0.2	0.075	0.5	0.4
UNSMWBL - undercutter, stubble-mulch sweep (20-30"wide) or blade	0.015	1	0.075	1	0.075
UNSMWBP - undercutter, stubble-mulch sweep or blade plows > 30" wide	0.015	1	0.075	1.5	0.075

Tableau XII-7 : Propriétés de sol pour 78 types de labour, d'après [176] (partie 2).

XII.9 Stabilité du schéma diffusif

Ce chapitre propose une analyse de stabilité du schéma diffusif, dans le cas de schémas de décentrement particuliers. Soit l'équation diffusive écrite sous la forme générale suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c_0 \frac{\partial h}{\partial x} - \mu \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{A.2})$$

Nous choisissons les décentrement suivants :

Dans le temps :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h^{t+1} - h^t}{\Delta t} \quad (\text{A.3})$$

Dans l'espace :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_i - h_{i-1}}{\Delta x} \quad (\text{A.4})$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{h_{i-1} - 2h_i + h_{i+1}}{\Delta x^2} \quad (\text{A.5})$$

L'analyse de stabilité est alors réalisée par la méthode de Von Neumann [41]. Nous introduisons un mode de Fourier de nombre d'onde k :

$$h(x, t) = \hat{h}(t) e^{ikx}. \quad (\text{A.6})$$

La substitution de cette expression dans le schéma de décentrement proposé donne

$$\hat{h}^{t+1} e^{ikx_n} = \hat{h}(t) e^{ikx_n} \left[1 - A(1 - e^{-ik\Delta x}) + B(e^{ik\Delta x} + e^{-ik\Delta x} - 2) \right] \quad (\text{A.7})$$

où l'on a posé

$$A = \frac{c\Delta t}{\Delta x} \quad \text{et} \quad B = \frac{\mu\Delta t}{\Delta x^2} \quad (\text{A.8})$$

L'équation (A.7) peut encore être écrite sous la forme

$$\hat{h}^{t+1} = \lambda \hat{h}(t) \quad (\text{A.9})$$

avec

$$\lambda = \left[1 - A(1 - \cos k\Delta x + i \sin k\Delta x) + 2B(\cos k\Delta x - 1) \right] \quad (\text{A.10})$$

L'amplitude du mode de fourrier est donc amplifiée par un facteur λ à chaque pas de temps. Afin que le schéma numérique soit stable, le module de ce facteur amplificatif doit être inférieur à l'unité pour toutes les valeurs possibles de k :

$$\|\lambda\|^2 < 1 \quad (\text{A.11})$$

On peut calculer $\|\lambda\|^2$:

$$\begin{aligned}
 \|\lambda\|^2 &= 1 + A^2(1 - \cos k\Delta x)^2 + 4B^2(1 - \cos k\Delta x)^2 - 2A(1 - \cos k\Delta x) - 4B(1 - \cos k\Delta x) \\
 &\quad + 4AB(1 - \cos k\Delta x)^2 + A^2 \sin^2 k\Delta x \\
 &= 1 + 2A^2(1 - \cos k\Delta x) + 4B^2(1 - \cos k\Delta x)^2 - 2A(1 - \cos k\Delta x) - 4B(1 - \cos k\Delta x) \quad (\text{A.12}) \\
 &\quad + 4AB(1 - \cos k\Delta x)^2 \\
 &= 1 + 2 \underbrace{(1 - \cos k\Delta x)}_{\geq 0} \left[A^2 + 2B^2(1 - \cos k\Delta x) - A - 2B + 2AB(1 - \cos k\Delta x) \right]
 \end{aligned}$$

On en déduit directement que le terme entre crochets doit être négatif pour avoir un module d'amplification inférieur à l'unité.

Le cas le plus défavorable apparaît pour un nombre d'onde k tel que $\cos k\Delta x = -1$

Dans ce cas, le terme entre crochet est égal à

$$\begin{aligned}
 &A^2 + 4B^2 - A - 2B + 4AB \\
 &= (A + 2B)^2 - (A + 2B) \quad (\text{A.13}) \\
 &= \underbrace{(A + 2B)}_{\geq 0} (1 - (A + 2B))
 \end{aligned}$$

La condition de stabilité s'écrit alors simplement

$$A + 2B < 1 \quad (\text{A.14})$$

En remplaçant A et B par leurs valeurs (A.8), on obtient alors la condition suivante sur le pas de temps :

$$\Delta t < \frac{\Delta x^2}{c_0 \Delta x + 2\mu} \quad (\text{A.15})$$

Notons que si $\mu = 0$ (onde cinématique), la condition devient

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{c_0} \quad (\text{A.16})$$

et si $c = 0$ (onde diffusive pure), la condition se ramène à

$$\Delta t < \frac{\Delta x^2}{2\mu} \quad (\text{A.17})$$

XII.10 Courbes IDF : formules existantes

Plusieurs formes d'équations ont été utilisées pour définir les courbes IDF. Nous présentons ci-dessous quelques exemples.

XII.10.1 Courbes IDF à Uccle (formule de 1996)

Les courbes suivantes ont été déterminées en 1996, sur base de données de pluie à Uccle pour la période 1967-1993 avec un pas de temps de 10 minutes :

$$T = \frac{27}{120} \exp\left(\frac{i - i_0}{\beta}\right)$$

$$\log \beta = \log(842,4) - 1,30 \log(d + 19) + 0,06 \log^2(d + 19) \quad (\text{A.18})$$

$$\log i_0 = \log(352,0) - 1,06 \log(d + 8,8) + 0,06 \log^2(d + 8,8)$$

Avec T [an] la période de retour, i [mm/h] l'intensité de la pluie et d [min] la durée de pluie considérée.

XII.10.2 Formule de Montana

La formule de Montana exprime l'intensité pluvieuse i [mm/h] en fonction de la durée d [min] :

$$i = a \cdot d^{-b} \quad (\text{A.19})$$

avec le paramètre a exprimé en [mm/h] et b sans dimension. Les paramètres a et b dépendent tous les deux de la période de retour T .

Cette formulation est notamment utilisée par le service des voies hydraulique de la région wallonne, qui fournit les courbes IDF sur l'ensemble des communes du territoire⁵⁵. Dans le cadre de cette étude, trois régimes différents ont été établis : 10 min - 25 min, 25 min - 100 h, 100 h - 30 jours. Les coefficients de Montana sont fournis de façon tabulée en fonction de ce régime et de la période de retour considérée.

XII.10.3 Autre formulation à Uccle

D'autres relations permettent le calcul des courbes IDF à la station de référence d'Uccle. L'IRM a édité plusieurs ouvrages décrivant ces courbes IDF [40; 37]. Nous noterons en particulier la formule suivante [40] :

$$i = a_1 \frac{(a_2 + T)^{a_3}}{a_4 + d^{a_5}} \quad (\text{A.20})$$

Avec T [an] la période de retour, i [mm/h] l'intensité de la pluie et d [min] la durée de pluie considérée. Pour la station e Uccle, les constantes a_1 à a_5 valent respectivement 477,27 ; 1,3935 ; 0,16229 ; 2,3421 ; 0,78336.

XII.11 Interception

Lors d'un événement pluvieux, une partie des précipitations est interceptée par la couverture naturelle ou artificielle. La quantité d'eau accumulée dans cette couverture dépend du type (forme, texture) et de la densité de végétation, ainsi que de l'intensité et de la durée de la pluie. Une partie de l'eau interceptée par la couverture va rejoindre le sol (écoulement le long des plantes et troncs, égouttage des feuilles...), tandis que le reste finit par retourner dans l'atmosphère par évaporation.

La pluie tombant sur la végétation peut être séparée en plusieurs composantes :

- la pluie brute (« gross precipitation ») : il s'agit de la pluie tombée, avant tout phénomène d'interception ;
- le stockage de l'eau interceptée (« Interception storage »). L'eau s'accumule sur la couverture végétale qui agit comme un réservoir ;
- la pluie au sol (« throughfall ») : il s'agit de l'eau qui atteint directement le sol, soit parce qu'elle passe entre les feuillages (ou dans les zones sans végétation), soit parce qu'elle ne peut être retenue par ceux-ci (eau s'égouttant à partir des feuilles saturées en eau) ;
- le ruissellement le long des troncs (stemflow) ;
- la pluie nette (net précipitation), qui regroupe l'ensemble de l'eau qui atteint le sol.

⁵⁵ <http://voies-hydrauliques.wallonie.be/opencms/opencms/fr/hydro/idf/>

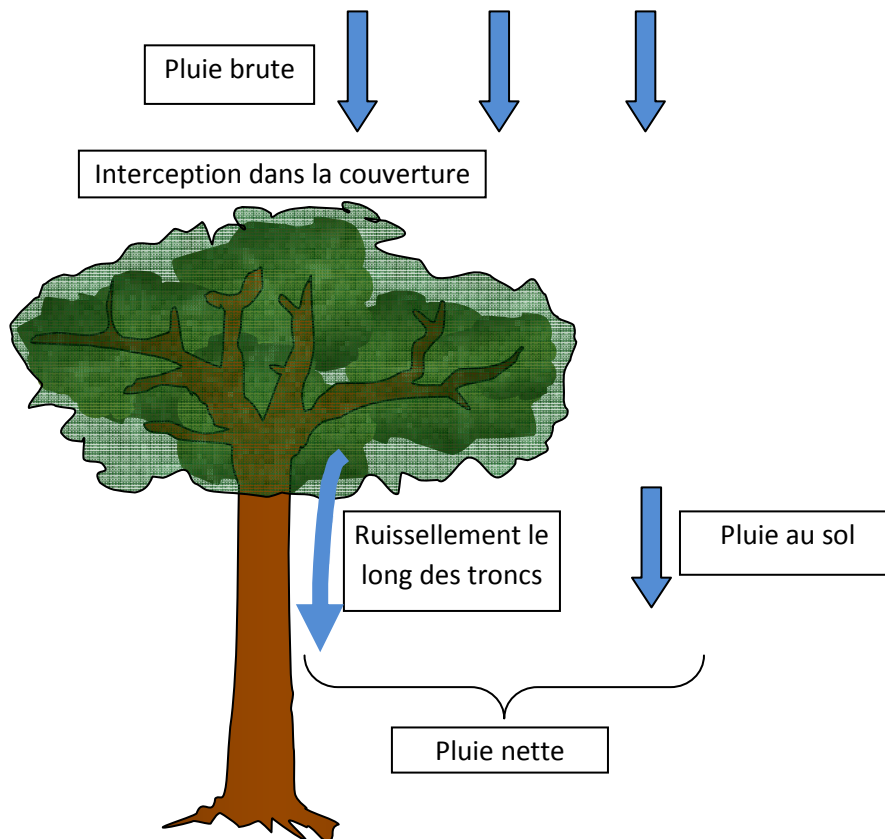


Figure XII-5 : Composantes de l'interception de la pluie.

La seule « perte » par rapport aux apports directs pour le sol est donc constituée de la partie restant stockée dans la couverture. Cependant, cette pluie n'est pas complètement « perdue », puisqu'elle reste disponible pour l'évaporation, et diminue par conséquent la quantité d'eau extraite du sol par évapotranspiration.

Le chapitre XII.11.1 décrit les principales approches utilisées pour décrire l'interception. La capacité de stockage dans la couverture, paramètre principal des modèles d'interception, est ensuite abordée dans le chapitre XII.11.2.

XII.11.1 Modèles d'interception

La composante d'interception peut être modélisée suivant plusieurs méthodes, que nous présentons ci-dessous.

XII.11.1.1 L'interception dans la méthode SCS

La méthode SCS, qui sera plus largement abordée dans le chapitre sur l'infiltration (§ V.4.2), ne modélise pas l'infiltration en tant que telle, mais l'inclut dans un terme de « pertes initiales ». Ce terme regroupe en réalité différentes composantes : interception, infiltration avant le début du ruissellement, stockage dans les dépressions du terrain [79].

XII.11.1.2 Les modèles à réservoir

Dans les modèles hydrologiques actuels, l'infiltration est souvent considérée comme un réservoir. L'évolution de la quantité d'eau dans la couverture est alors évaluée par un bilan global :

$$\frac{\partial S_i}{\partial t} = i_c - d_r - e_c \quad (\text{A.21})$$

avec S_i [m] la quantité d'eau stockée dans le réservoir d'interception, i_c [m/s] l'interception de la pluie par la couverture et e_c [m/s] l'évaporation à partir de la couverture, et d_r [m/s] l'eau qui s'écoule du réservoir d'interception vers le sol. La pluie nette est alors donnée par

$$p_N = p - i \quad (\text{A.22})$$

où p_n [m/s] est la pluie nette, p [m/s] est la pluie brute et i [m/s] représente les « pertes », c'est-à-dire l'eau qui n'atteindra pas directement le sol :

$$i = i_c - d_r \quad (\text{A.23})$$

Des modèles de complexités différentes peuvent alors être distingués selon la manière dont les termes de l'équation (A.21) sont évalués.

De nombreux modèles, tels que MIKE-SHE [29] ou SWAT [123], considèrent que la pluie est totalement interceptée (aucune pluie nette) tant que ce réservoir n'est pas rempli. Une fois la capacité de stockage de la couverture atteinte, l'eau peut alors atteindre le sol. Le terme d'interception est directement calculé par

$$i = \min \left(p, \frac{S_{\max} - S}{\Delta t} \right) \quad (\text{A.24})$$

où S_{\max} [m] représente la capacité de stockage de la couverture, S_i [m] la quantité d'eau déjà accumulée dans la couverture, et Δt [s] le pas de temps utilisé. L'équation (A.24) correspond à une interception de la couverture égale à la pluie ($i_c=p$), avec un terme de drainage donné par

$$d_r = \begin{cases} \frac{S_i - S_{\max}}{\Delta t}, & S_i > S_{\max} \\ 0 & S_i \leq S_{\max} \end{cases} \quad (\text{A.25})$$

Une approche semblable [182] propose d'utiliser, lorsque le réservoir n'est pas rempli, une interception partielle de la pluie, donnée par

$$i_c = p \left[1 - \exp(-0,5LAI) \right] \quad (\text{A.26})$$

où LAI [-] est l'indice foliaire (voir annexe XII.15) et I_c [m] le volume de pluie interceptée. Le terme (A.25) étant toujours d'application pour le drainage.

L'approche proposée par Keim [93] propose d'utiliser un terme de drainage dépendant du volume d'eau stocké dans la couverture suivant une relation non linéaire, soit

$$d_r = bS(t)^n \quad (\text{A.27})$$

où n [-] est une constante de non-linéarité dépendant de l'espèce végétale considérée, et b [m^{1-n}/s] une constante de proportionnalité.

L'étude de l'interception par des feuilles de nombreuses espèces végétales [93] a permis de tirer des valeurs pour ces paramètres. En regroupant différents résultats présentés dans cette étude, nous pouvons aboutir à un terme de drainage donné par

$$\begin{aligned} d_r(t) &= \frac{665}{3600 \cdot 1000} \left(\frac{1000S(t)}{0,41} \right)^n \\ &= 0.000185 \left(2440 \cdot S(t) \right)^n \end{aligned} \quad (\text{A.28})$$

avec d_r , en [m/s] et S en [m]. Les valeurs du paramètre n [-] trouvées dans son étude sont assez variables et sont pour la plupart comprises entre 2 et 10. Le graphique suivant montre l'évolution du stockage d'eau dans le feuillage et l'intensité de la pluie nette correspondante, avec une pluie brute d'intensité 20mm/h et une évapotranspiration négligeable.

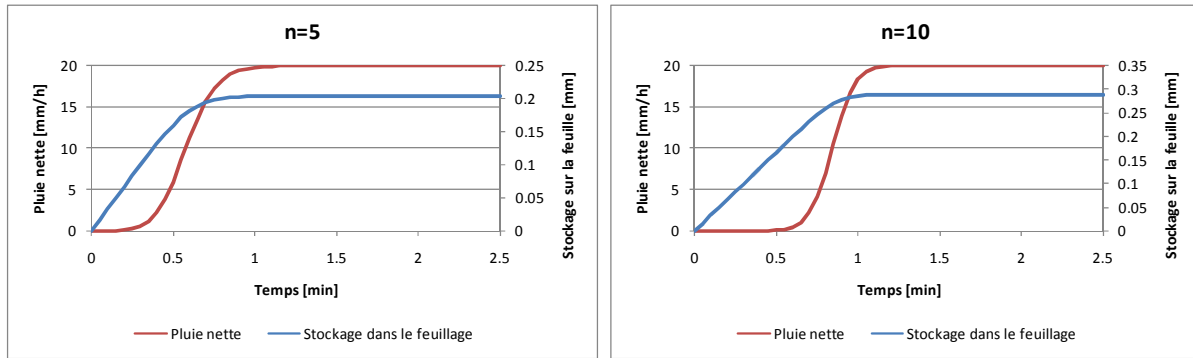


Figure XII-6 : Evolution du stockage dans le feuillage lors d'une pluie.

Dans tous les cas, les temps caractéristiques de remplissage des feuilles sont de l'ordre de quelques minutes. Cet ordre de grandeur est nettement inférieur au temps caractéristique des pluies généralement étudiées. Cette observation influencera le choix du modèle d'interception choisi au final (voir chapitre XII.11.3).

XII.11.2 Capacité de stockage de la couverture

La capacité de stockage dans la végétation dépend de nombreux facteurs liés au type de végétation ainsi qu'à son stade de développement. De manière plus générale, certains modèles proposent d'évaluer la capacité de stockage en fonction de l'indice foliaire [29; 104; 123] :

$$S_{max} = C_{int} * LAI \quad (A.29)$$

avec S_{max} [m/s] la capacité de stockage de la couverture, C_{int} [m] le coefficient d'interception (dont la valeur est généralement comprise entre 0.0001m et 0.0005m) et LAI [-] l'indice foliaire (Leaf Area Index : voir annexe XII.15).

Dans le cas de la formule de Keim (voir équations (A.27) et (A.28)), le stockage maximal dans la couverture est dépendant de la pluie. Pour une pluie uniforme de longue durée et d'intensité P_{∞} [m/s], il vient

$$\begin{aligned} S_{\infty} &= \frac{0,41}{1000} \left(\frac{3600 \cdot 1000 \cdot P_{\infty}}{665} \right)^{\frac{1}{n}} LAI \\ &= 0.00041 \left(5414 P_{\infty} \right)^{\frac{1}{n}} LAI \end{aligned} \quad (A.30)$$

Il est intéressant de constater que cette approche fournit un terme semblable à (A.29). Néanmoins, dans le modèle de Keim, l'eau contenue dans la couverture végétale diminue dès que la pluie s'arrête, alors que dans le modèle précédent, l'eau ne peut être évacuée que par évaporation. Dès lors, les capacités calculées par (A.29) et (A.30) représentent des concepts légèrement différents.

Afin de fournir des ordres de grandeur des valeurs d'infiltration, la Figure XII-7 montre les valeurs de stockage surfacique ($LAI=1$) maximales pour différentes espèces végétales ($5 \leq n \leq 10$), en fonction de l'intensité de la pluie.

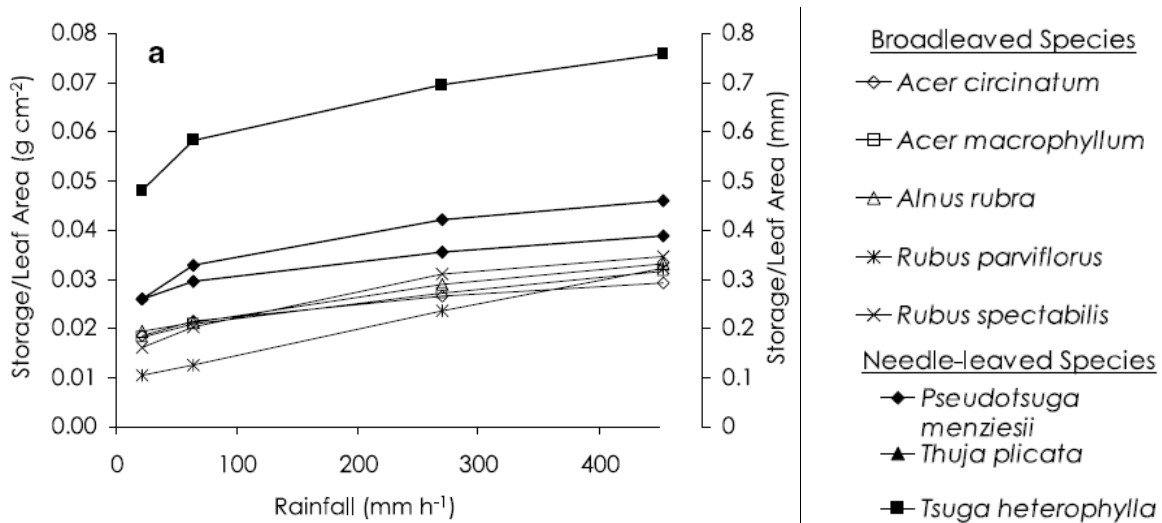


Figure XII-7 : Capacité de stockage dans différents types de feuillages.

D'autres fonctions d'interceptions spécifiques dépendant de la pluie peuvent également être trouvées dans la littérature.

Ainsi, par exemple, Bultot & al. [32; 16] ont établi les relations suivantes sur base de mesures d'interception sous forêt de hêtre et d'épicéa.

Pessière :

$$\begin{aligned}
 S &= 0.0166P^2 + 0.5861P & \text{si } P < 17\text{mm} \\
 S_{\max} &= 5.2 & \text{si } P > 17\text{mm}
 \end{aligned}
 \tag{A.31}$$

Hêtraie :

$$\begin{aligned}
 S &= 0.0139P^2 + 0.3820P & \text{si } P < 13\text{mm} \\
 S_{\max} &= 2.6 & \text{si } P > 13\text{mm}
 \end{aligned}
 \tag{A.32}$$

XII.11.3 Interception : conclusion

Dans le cadre du modèle développé, il nous semble inutile d'utiliser un modèle trop détaillé tel que celui de Keim. Les temps caractéristiques faibles liés au remplissage du réservoir d'interception rendent superflu l'utilisation d'équations modélisant complètement son évolution temporelle. Un modèle simple à seuil (en-dehors de l'évaporation, le réservoir ne se vide que par excès de remplissage) est donc proposé. L'équation (A.24) est donc choisie pour représenter l'interception.

Néanmoins, tous ces modèles nécessitent la connaissance de l'indice foliaire (LAI) pour déterminer la capacité de stockage de la végétation (voir annexe XII.15). Dans le cas où l'indice foliaire n'est pas connu, l'interception ne peut être estimée qu'en utilisant des valeurs d'index par défaut, qui seront bien moins représentatives.

Il est également utile de relativiser le terme d'interception. Dans le cadre de l'étude d'événements pluvieux générateurs de crues, les volumes de pluie prennent généralement des valeurs importantes (plusieurs dizaines de mm) et de loin supérieures aux volumes stockés dans la végétation (de l'ordre de quelques mm). L'effet de l'interception n'est donc pas prépondérant, et peut si nécessaire être compensé par d'autres processus au moment du calibrage des paramètres du modèle.

XII.12 Evapotranspiration

L'évapotranspiration constitue un terme prépondérant du bilan hydrologique annuel. Le tableau suivant nous montre une estimation de l'évapotranspiration (ET) sur le bassin de la Berwinne (voir chapitre VIII), pour différentes périodes. Ces quantités sont estimées sur base de bilans annuels, en prenant l'hypothèse d'une variation du stock d'humidité dans le sol nulle sur l'année (voir chapitre XII.12.3.3.3).

Période					
Début	Fin	Volume écoulé à Moelingen (mm)	Pluie moyenne sur le bassin (mm)	ET calculée sur base du bilan (mm)	ET (en % de la pluie)
1/09/1993	31/08/1994	426	1015	589	58
1/09/1994	31/08/1995	366	921	554	60
1/09/1995	31/08/1996	168	755	588	78
1/09/1996	31/08/1997	284	882	597	68
1/09/1997	31/08/1998	233	843	610	72

Tableau XII-8 : Estimation de l'évapotranspiration annuelle sur le bassin de la Berwinne.

L'évapotranspiration est cependant un phénomène relativement lent. A l'échelle d'un événement pluvieux un tant soi peu intense, la quantité d'eau perdue par évapotranspiration reste marginale. Dans le cadre d'un modèle destiné à étudier les événements extrêmes, son utilité sera essentiellement liée à la détermination de conditions initiales réalistes. En effet, de nombreuses zones de stockage de l'eau voient leur niveau considérablement influencé par l'évapotranspiration : humidité du sol, niveau des nappes, capacité de stockage dans la végétation... Or, ces conditions initiales sont primordiales dans la modélisation des relations pluie-débits, que ce soit au niveau des apports de base fournis par les nappes, ou via l'influence des conditions initiales sur les processus tels que l'extension des zones saturées ou sur la capacité du sol à absorber la pluie avant ruissellement.

La bonne simulation de ces conditions initiales passera donc de façon incontournable par la modélisation de l'évapotranspiration. Les chapitres suivants vont permettre de faire le tour des modèles existants et de choisir le plus adapté à nos besoins.

XII.12.1 Ce qu'il faut distinguer dans l'évapotranspiration

Le terme évapotranspiration recouvre en réalité bien des concepts différents. Avant d'attaquer la modélisation à proprement parler, il convient de bien comprendre les différentes notions qu'il recouvre. Il est nécessaire de bien comprendre les concepts d'évapotranspiration *réelle ou potentielle*, et de faire la distinction entre *évaporation*, *transpiration* et *évapotranspiration*.

XII.12.1.1 Réelle ou potentielle ?

Thornthwaite a posé en 1948 la distinction entre les concepts d'évapotranspiration réelle et potentielle [175].

« Il y a une distinction entre le volume d'eau qui est effectivement évapotranspiré et celui qui pourrait être évapotranspiré, s'il était disponible. Lorsque la disponibilité en eau augmente, l'évapotranspiration atteint un maximum qui dépend uniquement du climat. C'est ce que nous pourrions appeler 'évapotranspiration potentielle', en distinction de l'évapotranspiration réelle »

L'**évapotranspiration potentielle (ETP)** représente donc une *demande en eau* de l'atmosphère. Elle dépendra essentiellement de paramètres climatiques. Certaines caractéristiques physiques de la surface végétale (par exemple l'albédo de la végétation qui influence le rayonnement net ou la hauteur de la végétation qui implique des effets de résistance aérodynamique) peuvent également influencer l'ETP. De nombreuses définitions ont été proposées pour recouvrir le concept d'ETP. Une revue de ces définitions peut être trouvées dans la thèse de Oudin [127]. Dans le cadre de ce travail, nous nous contenterons de

citer Bouchet, qui définit l'ETP comme « l'eau susceptible d'être perdue dans des conditions données quand l'eau n'est pas un facteur limitant » [13].

La manière dont la demande de l'ETP va être comblée est l'**évapotranspiration réelle (ETR)**. Elle dépendra de la disponibilité de cette eau en surface (végétation, rivières et lacs...) et dans les premières couches de sol. L'ETR va naturellement dépendre de l'ETP, certains auteurs font même parfois état d'une rétroaction entre l'ETR et l'ETP [13]. Cette possibilité est cependant rarement modélisée dans la pratique.

XII.12.1.2 Evaporation, transpiration et évapotranspiration

L'**évaporation (E)** représente l'ensemble des phénomènes de vaporisation sans passage par le matériel végétal. L'évaporation concernera donc l'eau déposée en fine pellicule sur la végétation lors de l'interception des pluies, l'eau de surface (rivières, lacs, dépressions du terrain...), et l'eau s'évaporant directement à partir du sol (les phénomènes capillaires entrant alors en jeu pour amener de l'eau située plus profondément vers la surface). Il faut noter que ces types d'évaporation diffèrent par la facilité avec laquelle l'eau est disponible pour la vaporisation. Dans le premier cas, l'eau peut se vaporiser librement, puisque disponible directement sous forme d'eau libre. Dans le second cas, l'eau doit être extraite du sol. Selon la teneur en eau de celui-ci, cette opération pourra être plus ou moins facilitée.

La **transpiration (T)** englobe quant à elle l'eau qui a transité par la végétation avant de se vaporiser dans l'atmosphère. L'eau provient donc principalement des couches de sol atteintes par les racines des plantes. Ces dernières absorbent l'eau et l'amènent vers la surface pour les besoins de la plante, celle-ci peut alors s'évaporer dans l'atmosphère. La transpiration va donc dépendre directement de la couverture végétale. La transpiration dépendra naturellement de la surface des feuilles en contact avec l'atmosphère, ainsi que de l'extraction de l'eau par les racines. Les couches concernées par la transpiration vont naturellement dépendre de la profondeur des racines.

L'**évapotranspiration (ET)** couvre l'ensemble de l'eau qui se vaporise dans l'atmosphère. Elle correspond donc à la somme de l'évaporation et de la transpiration.

XII.12.2 Les modèles d'ETP

Plusieurs approches différentes ont été utilisées pour calculer l'ETP. Selon la méthodologie adoptée, un nombre plus ou moins grand de variables sont nécessaires au calcul. Le Tableau XII-9 reprend de manière synthétique un ensemble de formule pour calculer l'ETP).

Notations :

ETP	Evapotranspiration potentielle [mm/j]	T_a	Température de l'air [°C]
Δ	Pente de la courbe de tension de vapeur [kPa/°C]	T_d	Température du point de rosé [°C]
λ	Chaleur latente de vaporisation [MJ/kg]	R_e	Radiation extraterrestre [MJ/m ² /j]
ρ	Densité de l'eau [=1000 kg/m ³]	R_g	Radiation globale [MJ/m ² /j]
γ	Constante psychrométrique [kPa/°C]	R_n	Radiation solaire nette [MJ/m ² /j]
e_s	Pression de vapeur à saturation [kPa]	DL	Longueur du jour [h/j]
e_a	Pression de vapeur [kPa]	D	Durée d'ensoleillement [h/j]
r_a	Résistance aérodynamique [s/m]	α	Albédo de surface
r_s	Résistance stomacale de référence [=69 s/m]	J_D	Jour de l'année
U	Vitesse du vent 2m au-dessus du sol [m/s]		

Penman (1948)	$ETP = \frac{\Delta R_n + \gamma(e_a - e_d)W}{\lambda\rho(\Delta + \gamma)}$ avec $W = 2,6(1 + 0,536U)$
Penman-Monteith (1965)	$ETP = \frac{\Delta R_n + \gamma(e_a - e_d)W}{\lambda\rho\left(\Delta + \gamma\left(1 + \frac{r_s}{r_a}\right)\right)}$ avec $W = (1500 / r_a)$ et $r_a = (208 / U)$
Priestley et Taylor (1972)	$ETP = \frac{\alpha_{pt}\Delta R_n}{\lambda\rho(\Delta + \gamma)}$ avec $\alpha_{pt} = 1,26$
Kimberly-Penman (Wright, 1982)	$ETP = \frac{\Delta R_n + \gamma(e_a - e_d)W}{\lambda\rho\left(\Delta + \gamma\left(1 + \frac{r_s}{r_a}\right)\right)}$ avec $W = \left[0,4 + 0,14 \exp\left(-\left(\frac{J_D - 173}{58}\right)^2\right)\right] + \left[0,605 + 0,345 \exp\left(-\left(\frac{J_D - 243}{80}\right)^2\right)\right]U$
Thom and Oliver (1977)	$ETP = \frac{\Delta R_n + 2,5\gamma(e_a - e_d)W}{\lambda\rho\left(\Delta + \gamma\left(1 + \frac{r_s}{r_a}\right)\right)}$ avec $W = 2,6(1 + 0,536U)$
Thornthwaite (1948)	$ETP = \frac{4}{3}DL\left(10\frac{T_m}{I}\right)^K$ avec $K = 0,49 + 1,8(I / 100) - 0,77(I / 100)^2 + 0,67(I / 100)^3, I = \sum_{k=1}^{12}\left(\frac{T_k}{5}\right)^{1,51}$ où T_k est la température mensuelle moyenne.
Blaney-Cridde (1950)	$ETP = k \cdot D \cdot (0,46T_a + 8,13)$ avec k compris entre 0,45 et 1,2 selon la saison et le type de végétation
Hamon (1961)	$ETP = \left(\frac{DL}{12}\right)^2 \exp\left(\frac{T_a}{16}\right)$
Romanenko (1961)	$ETP = 4,5\left(1 + \frac{T_a}{25}\right)^2\left(1 - \frac{e_d}{e_a}\right)$
Linacre (1977)	$ETP = \frac{500T_h}{100 - A} + 15(T_a - T_d)$ avec A la latitude et $T_h = T_a + 0,006h$ où h est l'altitude (m)
Turc (1961)	$ETP = 0,027\left(\frac{T_a}{T_a + 15}\right)(R_g(1 - \alpha) + 24)$
Jensen et Haise (1963)	$ETP = \frac{R_e T_a}{\lambda\rho 40}$

McGuinness-Bordne (1972)	$ETP = \frac{R_e}{\lambda\rho} \frac{T_a + 5}{40}$
Hargreaves and Samani (1975)	$ETP = 0,0023 \frac{R_e}{\lambda\rho} (T_{\max} - T_{\min})^{1/2} (T_a + 17,8)$
Doorenbos-Pruitt (1977)	$ETP = -0,3 + \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \frac{R_g}{\lambda\rho} (1 - \alpha) W$ $W = 1,066 - 0,13 \frac{e_d}{e_a} + 0,045U - 0,02 \frac{e_d}{e_a} U - 3,15 \left(\frac{e_d}{e_a} \right)^2 - 0,0011U^2$ avec
Abtew (1996)	$ETP = 0,53 \frac{R_g}{\lambda\rho} (1 - \alpha)$
Makkink	$ETP = \frac{1}{\lambda\rho} \left(\frac{0,63R_g\Delta}{\Delta + \gamma} + 14 \right)$

Tableau XII-9 : Formulations pour le calcul de l'ETP (adapté de [127])

Nous n'entrons pas ici dans le détail de ces formulations. Le lecteur intéressé trouvera une description plus large de ces modèles dans la littérature [127].

XII.12.2.1 Choix du modèle d'ETP

Oudin [128] a comparé 27 modèles d'ETP entre eux dans le cadre d'un modèle pluie-débit. Il en conclut que la sensibilité des modèles par rapport à la formulation de l'évapotranspiration potentielle reste très limitée, et que les modèles simples présentent des performances similaires aux modèles plus complexes requérant plus de données. Suite à cette comparaison et diverses analyses complémentaires, il propose d'utiliser le modèle suivant pour le calcul de l'ETP :

$$ETP = \frac{R_e}{\lambda\rho} \frac{T_a + 5}{100} \quad \text{si } T_a + 5 > 0$$

$$ETP = 0 \quad \text{sinon} \quad (A.33)$$

avec ETP [m/j] l'évapotranspiration potentielle, R_e [MJ/m²/j] la radiation extraterrestre, T_a [°C] la température journalière moyenne de l'air, λ la chaleur latente de vaporisation ($\lambda=2,45$ MJ/kg), ρ [kg/m³] la densité de l'eau. La radiation extraterrestre peut être calculée aisément en fonction de la latitude et la longitude du bassin ainsi que le jour de l'année (voir Annexe XII.13). Pour la latitude de la Belgique (latitude = 50°), la radiation extraterrestre R_e [MJ/m²/j] peut être approchée par la fonction

$$R_e = 24,63 - 17,27 * \cos \left(2\pi \frac{d + 10}{365,25} \right) \quad (A.34)$$

avec d [j] le jour de l'année.

Suivant les recommandations d'Oudin, nous choisissons donc d'utiliser la formule (A.33) pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle. Il faut noter que cette formule permet d'estimer l'évapotranspiration en disposant d'un nombre réduit de données (seules les mesures de température moyenne de l'air sont nécessaires), et sera dès lors facilement applicable dans de nombreux cas.

XII.12.3 Calcul de l'ETR

XII.12.3.1 Utilisation de l'eau de surface

La demande en eau de l'atmosphère est en premier lieu comblée par l'eau facilement accessible, ce qui comprend

- l'eau stockée dans la couverture végétale (réservoir d'interception) ;
- la pluie brute ;
- l'eau dans les dépressions du terrain.

Dans la modélisation, cela se traduit par un retrait direct des couches correspondantes, avec le calcul d'une éventuelle évapotranspiration restante :

$$ETP' = \max(0; ETP - S_{disp}) \quad (A.35)$$

où ETP' [m] est l'évapotranspiration potentielle restante après utilisation de l'eau de surface facilement accessible, ETP [m] est l'évapotranspiration potentielle, et S_{disp} [m] représente l'ensemble des stocks d'eau disponibles.

Si l'évapotranspiration potentielle restante n'est pas nulle, elle va pouvoir être comblée par l'évaporation de l'eau dans le sol et la transpiration du sol, mais cette fois avec une limitation liée au taux d'humidité (évapotranspiration réelle).

XII.12.3.2 Méthodes de calcul de l'ETR

Différentes procédures peuvent être trouvées dans la littérature pour le calcul de l'évapotranspiration réelle. Certains modèles calculent directement l'ETR à partir de l'ETP. D'autres calculent séparément l'évaporation réelle (ER) et la transpiration réelle (TR) à partir de l'ETP. Enfin, certains modèles calculent d'abord des valeurs d'évaporation potentielle (EP) et de transpiration potentielle (TP) avant d'en tirer les valeurs d'ER et de TP.

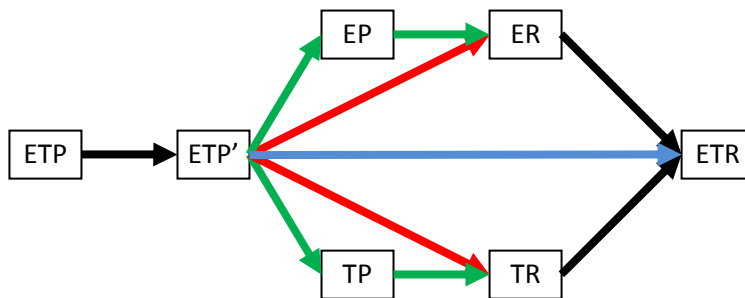


Figure XII-8 : Calcul de l'évapotranspiration réelle.

XII.12.3.3 Calcul direct de l'ETR

Certaines formulations permettent d'évaluer directement l'évaporation réelle à partir de l'évapotranspiration potentielle, suivant différentes méthodologies : par les coefficients culturaux, par des fonctions particulières que l'on trouve dans certains modèles pluie-débit, via l'équation de bilan, ou encore par des approches plus récentes telle que la formulation complémentaire.

XII.12.3.3.1 Par les coefficients culturaux

Il s'agit d'une méthode couramment utilisée pour évaluer l'ETR d'une plante donnée. Elle consiste à calculer l'évapotranspiration potentielle ETP_0 d'une plante de référence (par exemple le gazon ou la luzerne à maturité), puis de la multiplier par les coefficients culturaux appropriés [160] :

$$ETR = K_c ETP_0 \quad (A.36)$$

avec K_C [-] le coefficient cultural. Ces coefficients sont spécifiques au type de végétation et évoluent en fonction de leur stade de développement. Etant donné l'utilisation de plantes de références différentes selon les auteurs, il convient d'être attentif lors de l'utilisation de coefficients provenant de la littérature. L'évapotranspiration de référence peut être calculée par les différentes équations présentées dans le Tableau XII-9, en utilisant des valeurs de paramètres liés à la culture de référence (par exemple les valeurs de r_s et r_a dans les approches de type Penman ou Penman-Monteith).

Deux effets sont pris en compte séparément via l'utilisation des coefficients culturaux : d'une part la culture présente (ce qui inclut le type de culture et son état), d'autre part l'environnement dans lequel se trouve la culture (principalement la disponibilité en eau). Le premier effet est caractérisé par le coefficient cultural potentiel. Ainsi, une culture parfaitement irriguée verra son évapotranspiration réelle calculée par

$$ETR_{C,irrig} = ETP_C = K_{C0} ETP_0 \quad (A.37)$$

où K_{C0} [-] est le coefficient cultural potentiel et ETP_C [m] l'évapotranspiration potentielle pour la culture considérée. Des recherches ont été menées pour définir K_{C0} en fonction du temps pour différentes cultures. Pour les cultures agricoles annuelles, il apparaît logiquement une dépendance saisonnière marquée, comme illustré dans l'exemple de la Figure XII-9.

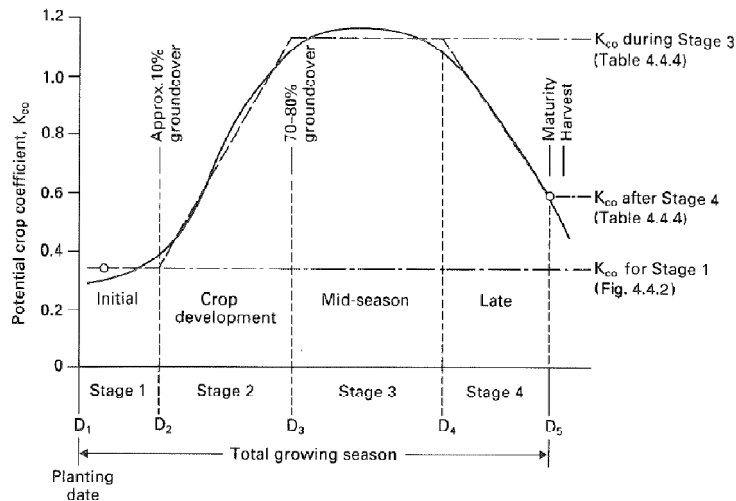


Figure XII-9 : Evolution du coefficient cultural en fonction des saisons [160].

Le Tableau XII-10 donne quant à lui des valeurs numériques des paramètres (saison typique de croissance ; fractions de cette période correspondant aux différents stades de croissance ; valeurs recommandées du coefficient cultural potentiel pendant le stade 3 et après le stade 4 sous différentes conditions de vent et d'humidité) pour une série de cultures irriguées courantes. L'ensemble de ces données sont issues de [160].

Crop	Typical growing season, days	Fraction of stage time at growth stage				K_{co} during Stage 3				K_{co} after Stage 4			
						$RH_{min} > 70\%$		$RH_{min} < 20\%$		$RH_{min} > 70\%$		$RH_{min} < 20\%$	
						Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹	
		1	2	3	4	0-5	5-8	0-5	5-8	0-5	5-8	0-5	5-8
Artichokes (perennial)	310-360	0.09	0.12	0.70	0.09	0.95	0.95	1.00	1.05	0.90	0.90	0.95	1.00
Barley	120-150	0.12	0.20	0.44	0.24	1.05	1.10	1.15	1.20	0.25	0.25	0.20	0.20
Beans (green)	75-90	0.22	0.33	0.33	0.12	0.95	0.95	1.00	1.05	0.85	0.85	0.90	0.90
Beans (dry)/Pulses	95-110	0.16	0.25	0.40	0.19	1.05	1.10	1.15	1.20	0.30	0.30	0.25	0.25
Beets (table)	70-90	0.24	0.35	0.29	0.12	1.00	1.00	1.05	1.10	0.90	0.90	0.95	1.00
Carrots	100-150	0.18	0.27	0.39	0.16	1.00	1.05	1.10	1.15	0.70	0.75	0.80	0.85
Castor beans	180	0.14	0.22	0.36	0.28	1.05	1.10	1.15	1.20	0.50	0.50	0.50	0.50
Celery	125-180	0.16	0.27	0.46	0.11	1.00	1.05	1.10	1.15	0.90	0.95	1.00	1.05
Corn (sweet)	80-110	0.23	0.29	0.37	0.11	1.05	1.10	1.15	1.20	0.95	1.00	1.05	1.10
Corn (grain)	125-180	0.17	0.28	0.33	0.22	1.05	1.10	1.15	1.20	0.55	0.55	0.60	0.60
Cotton	180-195	0.16	0.27	0.31	0.26	1.05	1.15	1.20	1.25	0.65	0.65	0.65	0.70
Crucifers	80-95	0.24	0.38	0.26	0.12	0.95	1.00	1.05	1.10	0.80	0.85	0.90	0.95
Cucumber	105-130	0.19	0.28	0.38	0.15	0.90	0.90	0.95	1.00	0.70	0.70	0.75	0.80
Eggplant	130-140	0.21	0.32	0.30	0.17	0.95	1.00	1.05	1.10	0.80	0.85	0.85	0.90
Flax	150-220	0.15	0.21	0.39	0.25	1.00	1.05	1.10	1.15	0.25	0.25	0.20	0.20
Grain (small)	150-165	0.14	0.20	0.40	0.26	1.05	1.10	1.15	1.20	0.30	0.30	0.25	0.25
Lentil	150-170	0.14	0.20	0.41	0.25	1.05	1.10	1.15	1.20	0.30	0.30	0.25	0.25
Lettuce	75-140	0.26	0.37	0.27	0.10	0.95	0.95	1.00	1.05	0.90	0.90	0.90	1.00
Melons	120-160	0.20	0.28	0.37	0.15	0.95	0.95	1.00	1.05	0.65	0.65	0.75	0.75
Millet	105-140	0.14	0.23	0.39	0.24	1.00	1.05	1.10	1.15	0.30	0.30	0.25	0.25
Oats	120-150	0.12	0.20	0.44	0.24	1.05	1.10	1.15	1.20	0.25	0.25	0.20	0.20
Onion (dry)	150-210	0.10	0.17	0.49	0.24	0.95	0.95	1.05	1.10	0.75	0.75	0.80	0.85

(Continued)

Tableau XII-10 : Valeurs des paramètres pour le calcul des coefficients culturaux.

Crop	Typical growing season, days	Fraction of stage time at growth stage				K_{co} during Stage 3				K_{co} after Stage 4			
						$RH_{min} > 70\%$		$RH_{min} < 20\%$		$RH_{min} > 70\%$		$RH_{min} < 20\%$	
						Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹		Wind, m s ⁻¹	
		1	2	3	4	0-5	5-8	0-5	5-8	0-5	5-8	0-5	5-8
Onion (green)	70-95	0.29	0.45	0.17	0.09	0.95	0.95	1.00	1.05	0.95	0.95	1.00	1.05
Groundnuts	130-140	0.22	0.30	0.30	0.18	0.95	1.00	1.05	1.10	0.55	0.55	0.60	0.60
Peas	90-100	0.21	0.26	0.37	0.16	1.05	1.10	1.15	1.20	0.95	1.00	1.05	1.10
Peppers (fresh)	120-125	0.22	0.29	0.33	0.16	0.95	1.00	1.05	1.10	0.80	0.85	0.85	0.90
Potato	105-145	0.21	0.25	0.33	0.21	1.05	1.10	1.15	1.20	0.70	0.70	0.75	0.75
Radishes	35-40	0.20	0.27	0.40	0.13	0.80	0.80	0.85	0.90	0.75	0.75	0.80	0.85
Safflower	125-190	0.17	0.27	0.35	0.21	1.05	1.10	1.15	1.20	0.25	0.25	0.20	0.20
Sorghum	120-130	0.16	0.27	0.33	0.24	1.00	1.05	1.10	1.15	0.50	0.50	0.55	0.55
Soybeans	135-150	0.14	0.21	0.46	0.19	1.00	1.05	1.10	1.15	0.45	0.45	0.45	0.45
Spinach	60-100	0.27	0.31	0.34	0.08	0.90	0.95	1.00	1.05	0.90	0.90	0.95	1.00
Squash	90-100	0.24	0.34	0.26	0.16	0.90	0.90	0.95	1.00	0.70	0.70	0.75	0.80
Sugar beet	160-230	0.18	0.27	0.33	0.22	1.05	1.10	1.15	1.20	0.90	0.95	1.00	1.00
Sunflower	125-130	0.17	0.28	0.36	0.19	1.05	1.10	1.15	1.20	0.40	0.40	0.35	0.35
Tomato	135-180	0.20	0.28	0.33	0.19	1.05	1.10	1.20	1.25	0.60	0.60	0.65	0.65
Wheat	120-150	0.12	0.20	0.44	0.24	1.05	1.10	1.15	1.20	0.25	0.25	0.20	0.20

Source: Derived from Doorenbos and Pruitt (Ref. 30, Tables 21 and 22). Used with permission.

Tableau XII-11 : Valeurs des paramètres pour le calcul des coefficients culturaux (suite).

Le deuxième coefficient à appliquer dans cette méthode tient compte des restrictions liées à la disponibilité moins importante de l'eau. L'évapotranspiration réelle s'écrit alors, au total :

$$ETR = K_c ET_0 = ETR = f(\theta) K_{c_0} ETP_0 \quad (A.38)$$

où θ est le taux d'humidité du sol. Notons que dans les modèles utilisant plusieurs couches de sols, l'extraction peut être répartie sur les différentes couches de sol. Le Tableau XII-12 montre plusieurs équations permettant d'estimer la fonction de pondération $f(\theta)$.

Valeurs journalières	
	$f(\theta) = [1 - \exp(-\gamma\theta)] [1 - 2 \exp(-\gamma\theta_{FC}) + \exp(-\gamma\theta)]^{-1}$ (A.39)
	$f(\theta) = [1 - (\theta_c / \theta)^{bk}]^{-1}; k = 2,69 \exp(-0,09ET_0)^{-0,62}$ (A.40)

$f(\theta) = \left[\frac{\theta - \theta_w}{\theta_d - \theta_{FC}} \right]$	(A.41)
$f(\theta) = (1 - 0,533V)^{-1} \left[\frac{\theta - \theta_w}{\theta_f - \theta_w} \right]$	(A.42)
Valeurs pour 5 jours	
$f(\theta) = 0,2 + 2 \left[\frac{\theta - \theta_w}{\theta_d - \theta_{FC}} \right] - 1,2 \left[\frac{\theta - \theta_w}{\theta_d - \theta_{FC}} \right]^2$	(A.43)
Valeurs mensuelles	
$f(\theta) = \left[\frac{\theta - \theta_w}{\theta_d - \theta_{FC}} \right]$	(A.44)
<p>Avec</p> <p>θ le taux d'humidité du sol</p> <p>θ_w le taux d'humidité du sol au point de flétrissement</p> <p>θ_{FC} le taux d'humidité du sol à la capacité au champ</p> <p>θ_c le taux d'humidité du sol lorsque $ETR = ET_0 / 2$</p> <p>θ_d le taux d'humidité du sol servant de paramètre et ayant des valeurs typiques de $0,5\theta_{FC}$ à $0,8\theta_{FC}$</p> <p>V la densité de couverture végétale</p>	

Tableau XII-12 : Différentes équations pour la fonction d'extraction. Adapté de [160].

XII.12.3.3.2 Dans les modèles pluie-débits

Les modèles pluie-débits sont généralement appliqués sur des bassins entiers, pour lesquels des informations localisées (cultures en cours, état de croissance de la végétation...) sont indisponibles, trop disparates ou bien trop imprécises. Dans ce type de modèles, des fonctions bien moins complexes sont utilisées pour calculer l'ETR. Oudin a relevé différentes fonctions de rendement du sol fournissant le rapport entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle. Le Tableau XII-13 reprend la synthèse de ces modèles. De plus amples détails sur les modèles en question sont donnés dans l'annexe XII.14. Dans ce tableau, S_{sol} [m] représente la quantité d'eau dans le réservoir sol (couche de surface) et $S_{sol,max}$ [m] la quantité d'eau maximale accumulable dans ce réservoir.

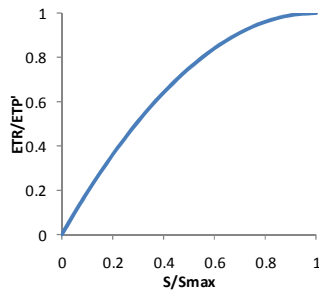
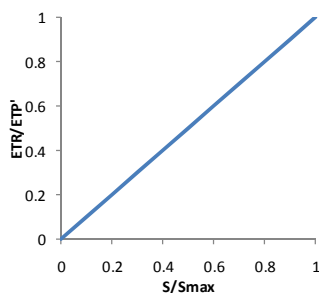
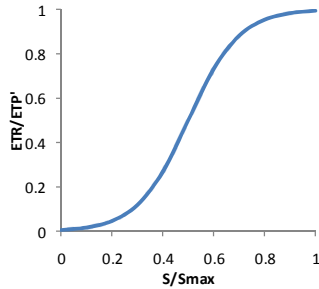
Modèle	Interception	Fonction de rendement au réservoir Sol
GR4J	$ETP' = 0$ si $P \geq ETP$ $ETP' = ETP - P$ sinon	 $\frac{ETR}{ETP'} = \frac{S_{sol}}{S_{sol,max}} \left(2 - \frac{S_{sol}}{S_{sol,max}} \right) \quad (A.45)$
IHAC	$ETP' = \max(0; 30 - ETP/X6)$	$ETR = S_{sol} \exp(ETP') \quad (A.46)$
HBV0	$ETP' = \frac{ETP}{X2}$	 $\frac{ETR}{ETP'} = \frac{S_{sol}}{S_{sol,max}} \quad (A.47)$
TOPMO	Réservoir d'interception, cf. éq. (A.24)	 $\frac{ETR}{ETP'} = \frac{1}{1 + \exp\left(X7 - \frac{S_{sol}}{X5}\right)} \quad (A.48)$ <p>Les paramètres X7 et X5 sont ajustés pour chaque bassin (calage). La courbe tracée ci-contre correspond aux valeurs X7=5 et X5=0.1 S_{sol,max}</p>

Tableau XII-13 : Prise en compte de l'ETP dans les modèles pluie-débit GR4J, IHAC, TOPMO, HBV0. Adapté de [127]. Détails dans l'annexe XII.14.

A travers ces fonctions, nous voyons que, dans le cadre de modèle pluie-débit à l'échelle du bassin versant, il est tout à fait possible d'utiliser des fonctions simples pour estimer l'ETR en fonction de l'ETP, sur base du taux d'humidité dans un réservoir du sol. Ce réservoir correspond naturellement à la couche de sol suffisamment proche de la surface pour que l'eau puisse en être extraite par évapotranspiration. Dans le cadre de notre modèle, cette couche sera donc logiquement représentée par la couche hypodermique.

Il convient de remarquer que l'approche suivie dans le cadre de ces modèles pluie-débit est tout à fait similaire à l'utilisation de la fonction d'extraction $f(\theta)$ mentionnée au chapitre XII.12.3.3.1, avec quelques différences :

- le type de culture et son état de développement ne sont plus pris en compte ;
- les fonctions de pondération sont cette fois exprimées en fonction de la capacité de stockage en eau du sol au lieu des taux d'humidité caractéristiques (Capacité au champ, point de flétrissement) ;
- les fonctions de rendement ont des formes différentes.

XII.12.3.3.3 Par une approche basée sur le bilan

Une autre technique relativement simple permet d'estimer le terme d'évapotranspiration. En repartant du bilan hydrologique global à l'échelle du bassin, nous obtenons sur le long terme

$$P = Q + ETR + \Delta S$$

$$\Leftrightarrow ETR = P - Q - \Delta S \quad (\text{A.49})$$

avec P [m] la pluie totale sur le bassin, Q [m] le volume d'eau évacué par la rivière (rapporté à une surface de bassin unitaire), ETR [m] le volume total d'évapotranspiration et ΔS [m] la variation de stock d'eau dans le bassin. En considérant cette dernière composante comme négligeable⁵⁶ lorsque le bilan est effectué sur une période de 1 an, il vient

$$ETR = P - Q \quad (\text{A.50})$$

La valeur moyenne de l'ETR au cours de l'année peut donc aisément être estimée. Il est alors nécessaire d'évaluer l'évolution de ce terme au cours de l'année. Pour cela, nous posons une deuxième hypothèse : l'ETR est supposée proportionnelle à ETP. Cela revient à considérer que l'évapotranspiration réelle ne dépend pas de paramètres tels que l'état de couverture végétale ou le taux d'humidité du sol. Cette hypothèse simplificatrice est donc relativement éloignée de la réalité, mais permet néanmoins, lorsqu'appliquée sur de longues périodes, une prise en compte satisfaisante de l'évapotranspiration sur le bassin, tout en gardant une approche simple ne requérant que des données généralement disponibles. L'application de ce concept sur le bassin instrumenté de la Berwinne montre d'ailleurs une capacité de cette méthode à améliorer significativement les résultats du modèle par rapport au cas où seule une évapotranspiration moyenne (constante toute l'année) est prise en compte (voir chapitre IX.1.3).

XII.12.3.3.4 La formulation complémentaire

Il s'agit d'une méthode de calcul de l'ETR basée sur une hypothèse posée par Bouchet [13]. Celle-ci va à l'encontre de l'idée qu'une ETP plus importante signifie une ETR plus importante. Elle se justifie par le fait que lorsqu'une surface sèche à partir de conditions humides, l'évapotranspiration potentielle augmente alors que l'évapotranspiration réelle diminue. Sa méthode pose l'hypothèse qu'une variation de l'ETR s'accompagne d'un changement de l'ETP d'amplitude égale et de signe opposé, soit

$$ETR + ETP = 2ET_w \quad (\text{A.51})$$

où ET_w [m] est l'évapotranspiration d'un milieu humide (dans un tel milieu, $ET_w = ETP = ETR$). Cette relation complémentaire a servi de base à plusieurs modèles de calcul de l'ETR. Celle-ci est calculée à partir de (A.51), alors que les deux autres termes sont évalués à partir d'autres équations (Penman, Priest-Taylor...). Plusieurs auteurs ont utilisé cette formulation avec succès, [184], mais il semble néanmoins que cette approche ne fournisse pas de meilleurs résultats que les approches classiques basées sur le taux d'humidité du sol [129]. Nous n'aborderons donc pas plus en profondeur ces modèles dans le cadre de ce travail.

XII.12.3.4 Calcul indirect de l'ETR

Le calcul indirect de l'ETR est réalisé en calculant séparément la transpiration réelle et l'évaporation réelle, puis en sommant ces deux termes, le total des deux devant être inférieur ou égal à l'évapotranspiration potentielle totale :

$$ETR = \min(ETP', TR + ER) \quad (\text{A.52})$$

Cette approche nécessite donc un calcul séparé des transpirations potentielle (TP) et réelle (TR).

XII.12.3.5 Calcul de la Transpiration

XII.12.3.5.1 Transpiration potentielle

c) Méthode de Penman modifiée par Granger et Gray

⁵⁶ Il s'agit bien entendu d'une hypothèse assez forte, mais qui est néanmoins suffisamment réaliste en première approche étant donné que les variations principales du niveau des nappes sont généralement saisonnières.

Une forme modifiée de l'équation de Penman (voir § XII.12.2) a été mise au point par Granger et Gray [69] sur base de l'hypothèse de Bouchet (voir § XII.12.3.3.4) :

$$ETR = G \frac{\Delta R_n + \gamma E_a}{\lambda \rho (\Delta G + \gamma)} \quad (\text{A.53})$$

où G est un paramètre d'évapotranspiration sans dimension, $E_a = (e_a - e_d)W$, et les autres notations sont identiques à celles décrites au dessus du Tableau XII-9. La valeur du paramètre G est donnée par la formule

$$G = \frac{1}{0,793 + 0,20e^{0,4902D}} + 0,006D \quad (\text{A.54})$$

où D est un paramètre sans dimensions, appelé le potentiel de séchage relatif (« relative drying power »), définit par

$$D = \frac{E_a}{E_a + R_n} \quad (\text{A.55})$$

d) Méthode de Penman-Monteith modifiée

L'équation de Penman-Monteith a également fait l'objet de modifications pour obtenir directement une estimation de l'évapotranspiration réelle [46; 91; 180]. Williams et Izaurralde utilisent également une équation de ce type dans le modèle APEX/EPIC [183].

e) Calcul en fonction du LAI

La séparation de l'évapotranspiration en fonction du LAI (Leaf Area Index : voir annexe XII.15) est parmi les méthodes les plus rencontrées dans la littérature, sous différentes formes pouvant être regroupées sous la notation générale

$$\begin{aligned} TP &= f_1(LAI)ETP'_p & \text{si } f_1 \leq 1 \\ TP &= ETP'_p & \text{si } f_1 \geq 1 \end{aligned} \quad (\text{A.56})$$

où f_1 est une fonction de répartition qui traduit le fait que, pour une même évapotranspiration potentielle, la transpiration augmente d'autant plus que la couverture végétale est importante, au contraire de l'évaporation du sol qui diminue notamment à cause de l'ombre créée par les plantes. Nous présentons ci-dessous quelques exemples de fonctions de répartition.

- Méthode de Kristensen & Jensen [29; 104]

$$f_1(LAI) = (C_2 + C_1 LAI) \quad (\text{A.57})$$

Avec C_1 [-] et C_2 [-] des paramètres empiriques dépendant des plantes (pour les cultures et l'herbe, $C_1 \approx 0,3$ et $C_2 \approx 0,2$).

- Modèle APEX/EPIC [183] et SWAT [123]

Dans le modèle APEX/EPIC, la transpiration potentielle des plantes est calculée par une relation linéaire :

$$f_1(LAI) = \begin{cases} \frac{LAI}{3} & 0 \leq LAI \leq 3 \\ 1 & LAI \geq 3 \end{cases} \quad (\text{A.58})$$

Le modèle WEPP [176] utilise également cette équation pour calculer la transpiration potentielle des plantes en fonction du LAI.

- *Ritchie (d'après [32])*

$$f_1(LAI) = \begin{cases} -0,21 + 0,70\sqrt{LAI} & \text{pour } 0,1 < LAI < 2,7 \\ 1 & \text{pour } LAI > 2,7 \\ 0 & LAI < 0,1 \end{cases} \quad (\text{A.59})$$

f) Valeur complémentaire

Certains auteurs [176; 111] proposent de calculer la transpiration potentielle comme le complémentaire de l'évaporation potentielle :

$$TP = ETP - EP \quad (\text{A.60})$$

L'évaporation potentielle est dans ce cas calculée grâce aux formulations du chapitre XII.12.2.

XII.12.3.5.2 Transpiration réelle

La transpiration potentielle donne la quantité d'eau qui peut être évacuée par la plante dans l'atmosphère. Cependant, la disponibilité de l'eau dans le sol peut avoir un impact sur la quantité d'eau réellement transpirée.

L'eau du sol est absorbée via les racines de la plante. Si le sol est décomposé en plusieurs couches, il est possible d'estimer la répartition sur la profondeur de la demande en eau sur base de la densité de racines en fonction de la profondeur.

a) Approche du modèle SWAT [123]

$$w_{up,z} = \frac{TP}{\left[1 - \exp\left(-\beta_w\right)\right]} \left[1 - \exp\left(-\beta_w \frac{z}{z_{root}}\right)\right] \quad (\text{A.61})$$

où $w_{up,z}$ [m] est la prise d'eau potentielle depuis la surface jusqu'à la profondeur z [m] pour le jour considéré, TP [m] est la transpiration potentielle, β_w est un paramètre de distribution de l'utilisation de l'eau (β_w est choisi égal à 10 dans le modèle SWAT), et z_{root} [m] la profondeur des racines dans le sol. L'extraction pour une couche de sol particulière est trouvée en différentiant (A.61) aux bornes de la couche :

$$w_{s,ly} = w_{up,z} \Big|_{z=z_{inf,ly}} - w_{up,z} \Big|_{z=z_{sup,ly}} \quad (\text{A.62})$$

où $z_{inf,ly}$ [m] et $z_{sup,ly}$ [m] sont les bornes inférieure et supérieures de la couche ly .

Dans le cas où la demande pour une couche considérée ne peut être satisfaite par la quantité d'eau dans cette couche, la transpiration réelle est limitée à la quantité d'eau disponible. Il est néanmoins possible de combler la demande non satisfaite des couches supérieures en la reportant (entièrement ou partiellement) aux racines plus profondes, suivant l'équation

$$w'_{s,ly} = w_{s,ly} + w_{demand} \cdot epco \quad (\text{A.63})$$

où $w'_{s,ly}$ [m] est la valeur ajustée de la demande en eau de la couche ly , w_{demand} [m] est la demande en eau non satisfaite pour les racines supérieures, et $epco$ un facteur de compensation compris entre 0 et 1. Une valeur de 1 permet de reporter complètement la demande non satisfaite vers les couches inférieures, tandis qu'une valeur de 0 n'admet aucune redistribution de cette demande.

Lorsque le taux d'humidité du sol devient faible, l'extraction devient plus difficile, et la transpiration réelle diminue :

$$\left\{ \begin{array}{l} w''_{s,ly} = w'_{s,ly} \exp \left[5 \left(\frac{\theta}{0.25(\theta_{fc} - \theta_{wp})} - 1 \right) \right] \quad si \quad \theta \leq 0.25(\theta_{FC} - \theta_W) \\ w''_{s,ly} = w'_{s,ly} \quad si \quad \theta \geq 0.25(\theta_{FC} - \theta_W) \end{array} \right. \quad (A.64)$$

Où $w''_{s,ly}$ [m] est l'extraction d'eau corrigée en fonction du taux d'humidité, θ est le taux d'humidité de la couche, θ_{fc} le taux d'humidité à la capacité au champ, et θ_W le taux d'humidité au point de flétrissement (voir chapitre III.3.4). Notons que ce type de fonction de pondération permettant de rendre compte d'un sol non saturé est tout à fait similaire à celle du chapitre XII.12.3.3.1 (Tableau XII-12), mais n'est ici appliquée que sur la partie de l'eau extraite par transpiration des plantes.

Après cette modification, l'extraction réelle pour la couche $w_{a,ly}$ correspond à cette valeur, limitée à l'eau disponible dans la couche :

$$w_{a,ly} = \min \left(w''_{s,ly}, (\theta - \theta_w) \right) \quad (A.65)$$

La transpiration totale correspond alors à l'eau extraite par l'ensemble des racines :

$$TR = \sum_{ly} w_{a,ly} \quad (A.66)$$

Notons que dans le cas d'une couche unique, il vient simplement

$$TR = TP \exp \left[5 \left(\frac{\theta}{0.25(\theta_{FC} - \theta_W)} - 1 \right) \right] \quad (A.67)$$

b) Modèle de Kristensen & Jensen [29; 104]

La transpiration réelle est ajustée par rapport à la transpiration potentielle par une fonction de pondération :

$$TR = TP \cdot f_2(\theta) \quad (A.68)$$

avec

$$f_2(\theta) = 1 - \left(\frac{\theta_{fc} - \theta}{\theta_{fc} - \theta_{wp}} \right)^{\frac{C_3}{ETP}} \quad (A.69)$$

La valeur de C_3 peut dépendre du type de sol et de la densité de racine des plantes. Les valeurs typiques sont de l'ordre de 10 mm/j [104] à 20 mm/j [29].

Ce modèle permet aussi de tenir compte d'une distribution des racines sur la profondeur via une fonction de distribution des racines :

$$TR_{ly} = TR \cdot RDF_{ly} \quad (A.70)$$

avec

$$RDF_{ly} = \int_{z_{inf,ly}}^{z_{sup,ly}} R(z) dz / \int_0^{L_R} R(z) dz \quad (A.71)$$

où la fonction d'extraction est donnée par

$$\log R(z) = \log R_0 - AROOT \cdot z \quad (A.72)$$

avec AROOT un paramètre qui caractérise la distribution des racines

c) Autre fonction de distribution [111]

La méthode précédente peut également être trouvée avec d'autres fonctions pour le calcul du facteur de réduction en fonction de l'humidité [57] :

$$f_2(\psi) = \begin{cases} 1 & \text{si } \psi_1 \leq \psi \leq 0 \\ 1 - \frac{\psi - \psi_1}{\psi_2 - \psi_1} & \text{si } \psi_2 \leq \psi \leq \psi_1 \\ 0 & \text{si } -\infty \leq \psi \leq \psi_2 \end{cases} \quad (\text{A.73})$$

avec ψ [m] la succion du sol autour des racines, ψ_1 [m] la succion minimale à laquelle les plantes atteignent le taux de transpiration potentiel, et ψ_2 [m] la succion du sol autour des racines pour laquelle la transpiration devient nulle.

De même, d'autres formes de la fonction de distribution des racines (permettant de calculer la répartition selon (A.71) et (A.71)) peuvent être trouvées dans la littérature. Ainsi, la distribution des racines utilisée par Liu [111] est donnée par

$$R(z) = e^{-cz} - e^{-cL_r} \quad (\text{A.74})$$

où c [m^{-1}] est un paramètre permettant de contrôler la distribution de densité des racines, et L_r [m] est la profondeur maximale des racines.

XII.12.3.6 Calcul de l'évaporation

XII.12.3.6.1 Evaporation potentielle

L'évaporation potentielle peut être calculée sur base de l'évapotranspiration potentielle et de la couverture du sol.

$$EP = ETP \cdot \text{cov}_{sol} \quad (\text{A.75})$$

$$\text{cov}_{sol} = \exp(-X_1) \quad (\text{A.76})$$

avec X_1 [-] un paramètre pouvant être calculé selon les méthodes suivantes..

a) Méthode SWAT

$$X_1 = 0.05 * CV \quad (\text{A.77})$$

avec CV [t/ha] la quantité de biomasse et résidu au-dessus du sol

b) Formule de Ritchie [158; 111](tirée de [184])

$$X_1 = \sigma LAI \quad (\text{A.78})$$

avec σ [-] un paramètre dépendant du type de plantes. Ritchie a suggéré une valeur de 0.4 pour les plantations avec un $LAI < 2.7$.

c) APEX/EPIC [183] :

$$X_1 = \max\left(0.4 * LAI; 0.1 * (CV + 0.1)\right) \quad (\text{A.79})$$

avec CV [t / ha] la quantité de biomasse et résidu au-dessus du sol et LAI [-] le Leaf Area Index.

L'évaporation potentielle à partir du sol est réduite en cas de forte utilisation de l'eau par les plantes suivant la formule

$$EP = \min \left[EP, \frac{EP \cdot ETP'}{EP + TP} \right] \quad (\text{A.80})$$

XII.12.3.6.2 Evaporation réelle

a) Méthode de Kristensen et Jensen [104],

L'évaporation de l'eau du sol se fait à partir de la partie supérieure de la couche et consiste en une quantité basique d'évaporation, $ETP'f_3(\theta)$, plus une évaporation additionnelle fonction du déficit en eau par rapport à la capacité au champ.

$$EP = ETP'f_3(\theta) + (ETP' - T_a - ETP'f_3(\theta))f_4(\theta)(1 - f_1(LAI)) \quad (\text{A.81})$$

avec f_1 donné par (A.57). Les autres fonctions sont données par

$$f_3(\theta) = \begin{cases} C_2 & \text{si } \theta \geq \theta_w \\ C_2 \frac{\theta}{\theta_{wp}} & \text{si } \theta_R \leq \theta \leq \theta_w \\ 0 & \text{si } \theta \leq \theta_R \end{cases} \quad (\text{A.82})$$

$$f_4(\theta) = \begin{cases} 1 & \text{si } \theta_{fc} \leq \theta \\ \frac{\theta - \frac{\theta_{wp} + \theta_{fc}}{2}}{\theta_{fc} - \frac{\theta_{wp} + \theta_{fc}}{2}} & \text{si } \frac{\theta_{wp} + \theta_{fc}}{2} \leq \theta \leq \theta_{fc} \\ 0 & \text{si } \theta \leq \frac{\theta_{wp} + \theta_{fc}}{2} \end{cases} \quad (\text{A.83})$$

où θ_r , θ_{wp} et θ_{fc} [-] sont respectivement les taux d'humidité résiduel, au point de flétrissement et à la capacité au champ. Le paramètre C_2 est le même que celui définit pour l'équation (A.57).

b) Equation de Richards

Cette méthode se base sur l'équation de Richards (voir § IV.2.3) pour déterminer l'évaporation à partir du sol. La valeur trouvée est ensuite limitée à la valeur de l'évaporation potentielle. L'évolution du taux d'humidité dans le profil de sol est donc modélisée via une discrétisation verticale de la couche.

L'évaporation est alors donnée par le débit calculé à la surface, limité à l'évaporation potentielle [111] :

$$ER = K(\theta) \frac{\psi_1 - \psi_s}{L_{1s}} \quad (\text{A.84})$$

où ψ_1 [m] est le potentiel au premier nœud, ψ_s [m] est le potentiel à la surface et L_{1s} [m] la distance du premier nœud à la surface. La condition limite de potentiel va donc conditionner l'évaporation. Liu propose d'utiliser l'équation de Kelvin [107] pour déterminer ψ_s .

$$\psi_s = \frac{RT}{M_w g} \ln R_h \quad (\text{A.85})$$

Où R_h [-] est l'humidité relative de l'atmosphère ; R est la constante des gaz (8,31 kg.m²/s²/K.g/mol), M_w est le poids moléculaire de l'eau (0,018kg.g/mol) ; g est l'accélération gravitationnelle (9,81 m/s²) et T est la température (K)

c) Méthode SWAT [123]

Cette approche permet de donner une répartition de l'extraction dans le sol. La distribution est supposée suivre la répartition suivante (demande en évaporation cumulée):

$$E_s(z) = EP \frac{z}{z + \exp(2.374 - 0.00713z)} \quad (\text{A.86})$$

Avec z [mm] la profondeur. La demande pour une couche de sol particulière est trouvée en différentiant (A.86) aux bornes de la couche :

$$E_{s,ly} = E_s \Big|_{z=z_{\text{inf},ly}} - E_s \Big|_{z=z_{\text{sup},ly}} \quad (\text{A.87})$$

Où $z_{\text{inf},ly}$ et $z_{\text{sup},ly}$ sont les bornes inférieure et supérieures de la couche ly . L'extraction réelle de l'eau à partir d'une couche va être réduite si le taux d'humidité du sol est en-dessous de la capacité au champ :

$$\begin{cases} E'_{s,ly} = E_{s,ly} \exp\left(\frac{2.5(\theta - \theta_{FC})}{\theta_{FC} - \theta_W}\right) & \text{si } \theta \leq \theta_{FC} \\ E'_{s,ly} = E_{s,ly} & \text{si } \theta \geq \theta_{FC} \end{cases} \quad (\text{A.88})$$

Dans la résolution avec un pas de temps journalier, cette valeur est en outre limitée à 80% de l'eau disponible dans la couche de sol :

$$E''_{s,ly} = \min\left(E'_{s,ly}; 0.8(\theta_{ly} - \theta_{W,ly})\right) \quad (\text{A.89})$$

L'évaporation réelle est alors trouvée en sommant l'extraction sur l'ensemble des couches :

$$ER = \sum_{ly} E''_{s,ly} \quad (\text{A.90})$$

XII.12.4 Choix du modèle d'ETR

Pour l'évaluation de l'ETR, le choix du modèle sera dépendant des données disponibles. Dans le cadre de notre modèle multicouches intégrées sur la hauteur, nous pouvons d'ores et déjà écarter les modèles à discrétisation verticale basés sur l'équation de Richards.

XII.12.4.1 1^{er} modèle d'ETR

Le premier modèle d'ETR qui nous a semblé intéressant est la pondération de l'ETP par un coefficient constant en fonction des valeurs d'ETR estimées par le bilan global du bassin (voir § XII.12.3.3). Les avantages de ce modèle sont les suivants :

- il ne nécessite aucune donnée particulière (LAI...);
- il est indépendant de la modélisation choisie pour les premières couches de sol ;
- il fournit des volumes globaux cohérents, ce qui est un atout pour la modélisation des nappes et du débit de base qui y est lié.

Néanmoins, il présente des lacunes certaines au niveau de la précision que l'on peut en tirer. En particulier, l'ETR risque d'être surestimée dans les périodes sèches, et sous-estimée dans les périodes humides. Une application de ce modèle sur le bassin de la Berwinne est présentée dans le chapitre IX.

XII.12.4.2 2^{ème} modèle d'ETR

Le modèle suivant est destiné à modéliser la dépendance de l'ETR en fonction des conditions d'humidité du bassin, tout en conservant un approche simple requérant peu de paramètres. Pour cela, les équations (A.45), (A.47) ou (A.48) sont choisies pour le calcul de l'ETR.

Il faut cependant rester conscient que rien ne garanti dans ce cas que le bilan global du bassin soit correct (l'évapotranspiration annuelle totale pourrait être globalement sur- ou sous-estimée). Une pondération de l'ETP pourrait dans ce cas être nécessaire, ce qui implique l'utilisation d'un paramètre supplémentaire à calibrer (contrairement au cas précédent où la calibration du facteur de pondération peut être réalisée à priori, puisque l'ETR est connue avant le lancement des simulations).

XII.12.4.3 3^{ème} modèle d'ETR

Les autres équations présentées permettent d'augmenter la précision du calcul de l'ETR par la prise en compte de l'effet de la végétation (via l'indice foliaire). Un tel modèle requiert évidemment une connaissance du type de végétation et, de manière à pouvoir prendre en compte les variations annuelles, de l'évolution temporelle de cet indice (dépendant du type de plante et des pratiques culturales).

Cependant, ces données agronomiques sont rarement disponibles à l'échelle d'un bassin versant complet, et l'utilisation de ce type de modèle reste donc relativement limitée.

XII.13 Calcul de la radiation extraterrestre.

La valeur de la radiation extraterrestre peut être calculée suivant les formules suivantes :

$$R_e = 37.59E_0 \left[\omega T_{SR} \sin \delta \sin \phi + \cos \delta \cos \phi \sin(\omega T_{SR}) \right] \quad (\text{A.91})$$

$$E_0 = 1 + 0.033 \cos \left[\left(2\pi d_n / 365 \right) \right] \quad (\text{A.92})$$

$$T_{SR} [h_{sol}] = \frac{\arccos \left[-\tan \delta \tan \phi \right]}{\omega} \quad (\text{A.93})$$

$$\delta [rad] = \arcsin \left\{ 0.4 \sin \left[\frac{2\pi}{365} (d_n - 82) \right] \right\} \quad (\text{A.94})$$

Avec $E_0 [-]$ le facteur d'excentricité, $T_{SR} [h_{sol}]$ l'heure solaire du lever de soleil, $\delta [rad]$ la Déclinaison solaire, $\phi [rad]$ la Latitude, $d_n [j]$ le jour de l'année ($d_1 = 1^{\text{er}}$ janvier et $d_{365} = 31$ décembre) et $\omega [rad/h]$ la vitesse de rotation de la Terre = 0.2618 rad/h

Dans nos régions (Latitude = 50°), le rayonnement solaire peut être approché par la fonction

$$R_e = 24,63 - 17,27 * \cos \left(2\pi \frac{d_n + 10}{365,25} \right) \quad (\text{A.95})$$

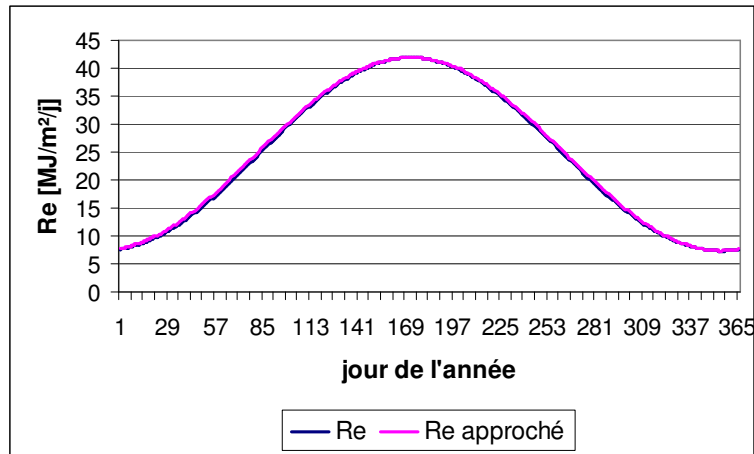


Figure XII-10 : Rayonnement extraterrestre dans nos régions.

XII.14 Calcul de l'ETR au sein de quatre modèles pluie-débit

Cet annexe présente les tableaux de synthèse décrivant le fonctionnement de quatre modèles pluie-débits classiquement utilisés dans la littérature dans : le modèle GR4J et des versions modifiées des modèles HBV, IHACRES et TOPMODEL. De plus ample détails peuvent être trouvés dans la thèse de par Oudin [127].

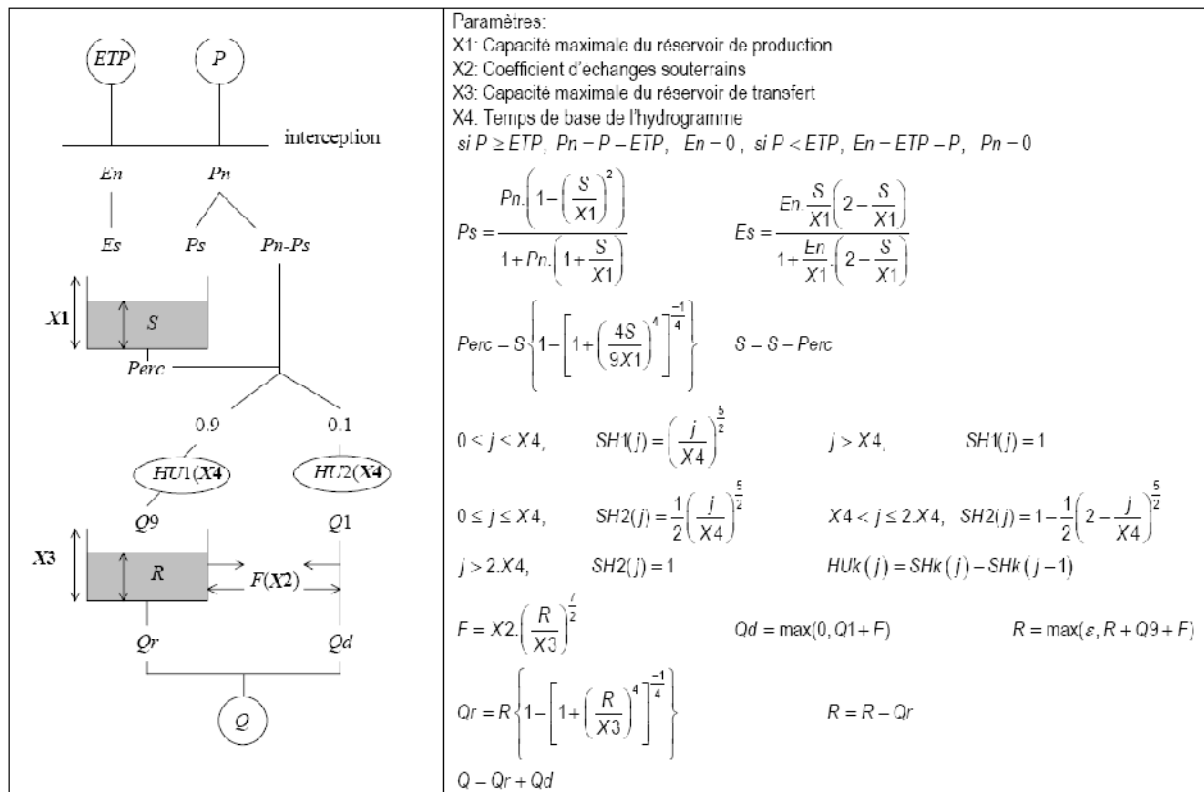


Figure XII-11 : Schéma et calcul effectué au sein du modèle TOPMO

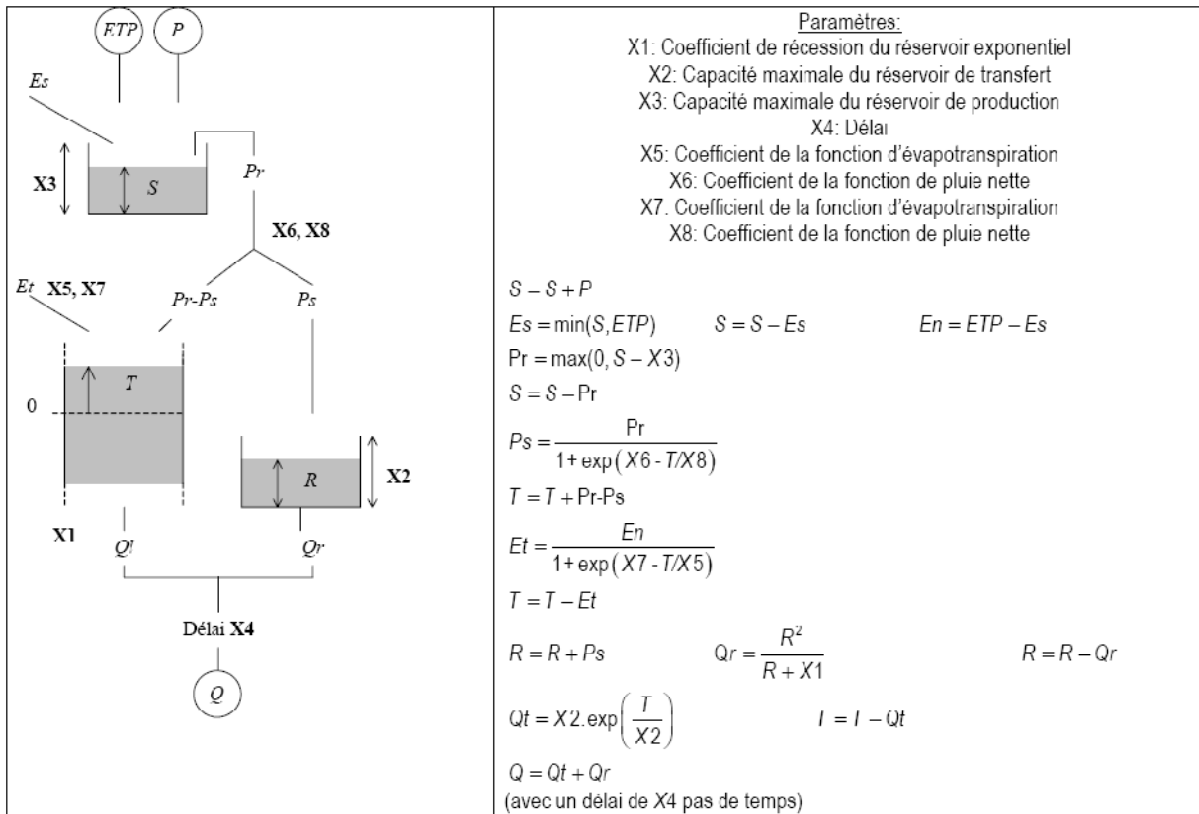


Figure XII-12 : Schéma et calcul effectué au sein du modèle TOPMO

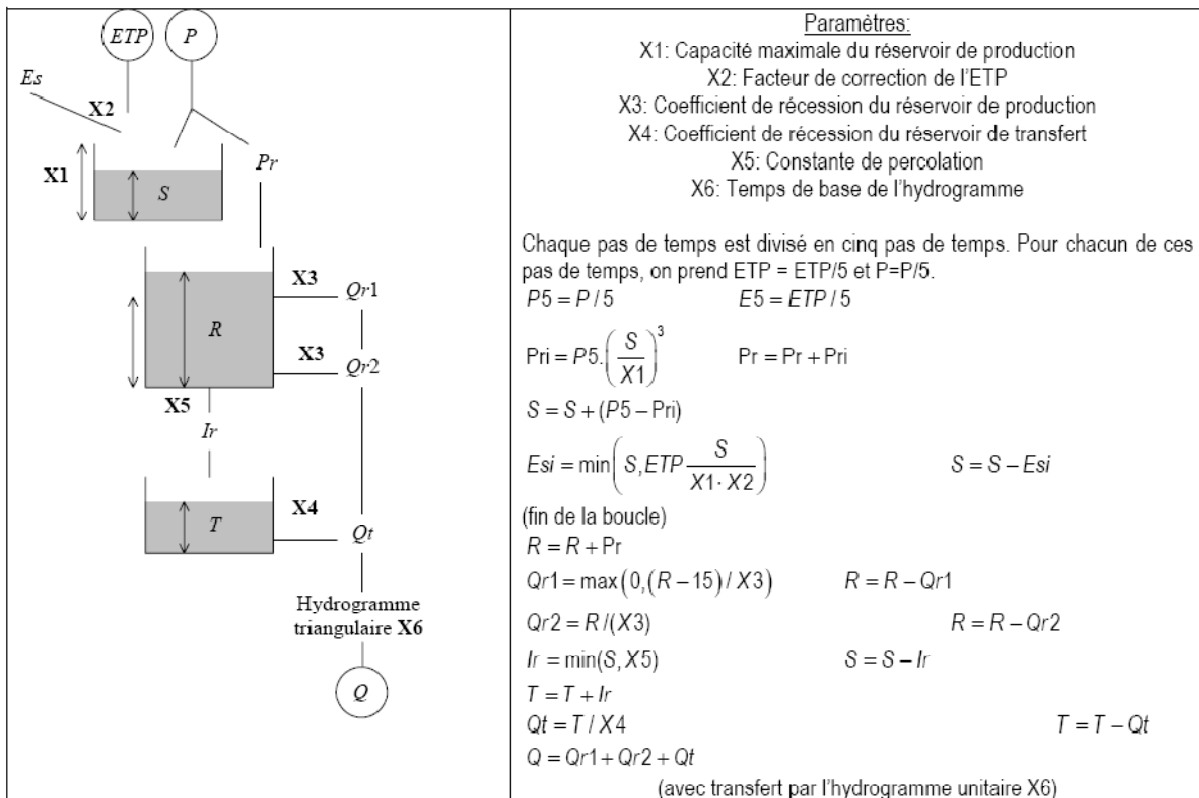


Figure XII-13 : Schéma et calcul effectué au sein du modèle HBVO

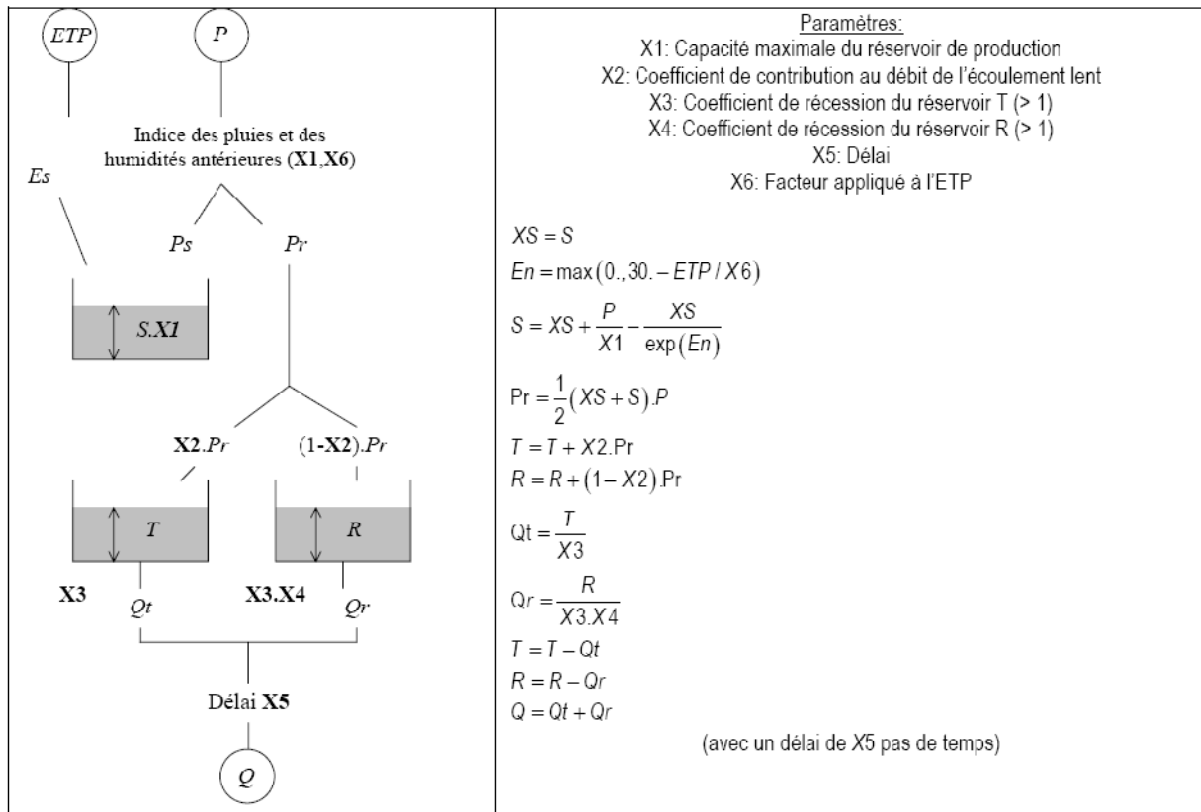


Figure XII-14: Schéma et calcul effectué au sein du modèle IHAC

XII.15 Indice foliaire (LAI)

L'indice foliaire, ou « Leaf Area Index » (LAI) est un indice caractérisant la surface des feuilles composant une couverture végétale. Il peut être défini par la formule

$$LAI = \frac{s}{A} \quad (A.96)$$

Où LAI [-] est l'indice foliaire, s [m²] est la surface de feuillage se trouvant au-dessus d'une surface de sol A [m²]. Généralement, s est mesuré comme la surface projetée des feuilles. Il existe cependant toute une série de façons différentes de définir l'indice foliaire : l'indice foliaire total (surface extérieure totale de la feuille), indice foliaire pour un seul côté (égal à la moitié de l'indice foliaire total si la feuille est dissymétrique), indice foliaire projeté horizontalement...

Bien que l'indice le plus courant corresponde au deuxième cas (indice foliaire pour un seul côté), les autres indices sont également utilisés. Dans la littérature, le type d'indice utilisé n'est cependant pas toujours clairement mentionné.

Dans le cadre de ce travail, nous ne souhaitons pas réaliser une analyse complète des indices foliaires, mais plutôt fournir des valeurs pratiques utilisables dans le modèle.

Une étude menée par Scurlock, Asner et Gower, portant sur les estimations mondiales d'indices foliaires recensés dans différentes bases de données et dans la littérature, a permis d'établir des statistiques sur les valeurs de LAI trouvées ainsi que les écarts-types (Figure XII-15) pour différents types de couvertures végétales (Tableau XII-14).

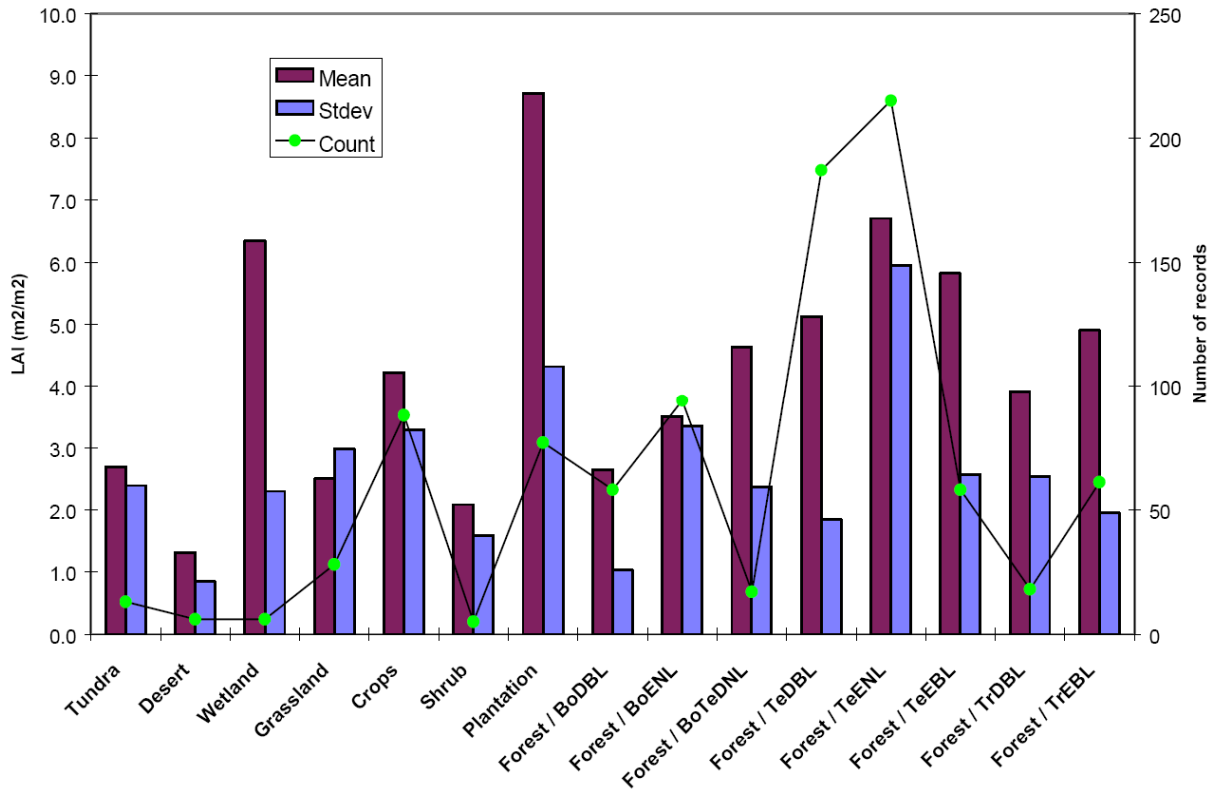


Figure XII-15 : Estimations du LAI pour différentes couvertures végétales.

Notation	Description
Tundra	Tundra, circumpolar and alpine
Desert	Deserts
Wetland	Wetlands, temperate and tropical
Grassland	Grasslands, temperate and tropical
Crops	Crops, temperate and tropical
Shrub	Shrubland, heath or Mediterranean-type vegetation
Plantation	Plantations (managed forests); temperate deciduous broadleaf, temperate evergreen needleleaf, and tropical deciduous broadleaf
Forest/BoDBL	Forest, boreal deciduous broadleaf
Forest/BoENL	Forest, boreal evergreen needleleaf
Forest/BoTeDNL	Forest, boreal/temperate deciduous needleleaf
Forest/TeDBL	Forest, temperate deciduous broadleaf
Forest/TeENL	Forest, temperate evergreen needleleaf
Forest/TeEBL	Forest, temperate evergreen broadleaf
Forest/TrDBL	Forest, tropical deciduous broadleaf
Forest/TrEBL	Forest, tropical evergreen broadleaf

Tableau XII-14 : Abréviations des noms de couvertures végétales.

Notons que l'étude des LAI n'a pas fait l'objet de recherches poussées dans le cadre de cette thèse. Ce point serait cependant utile à approfondir de manière à attribuer à chaque classe d'occupation du sol une valeur de LAI moyenne, ainsi qu'une évolution temporelle de cet indice, afin d'alimenter les jeux de données.

XII.16 Formules de temps de concentration

Les tableaux ci-dessous regroupent différentes formules pour l'estimation du temps de concentration de différents types de bassins versant. Ces tableaux sont extraits de [25].

Summary of time of concentration formulas

Method and Date	Formula for t_c (min)	Remarks
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ L = length of channel/ditch from headwater to outlet, ft S = average watershed slope, ft/ft	Developed from SCS data for seven rural basins in Tennessee with well-defined channel and steep slopes (3% to 10%); for overland flow on concrete or asphalt surfaces multiply t_c by 0.4; for concrete channels multiply by 0.2; no adjustments for overland flow on bare soil or flow in roadside ditches.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ L = length of longest watercourse, mi H = elevation difference between divide and outlet, ft	Essentially the Kirpich formula; developed from small mountainous basins in California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67–71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333i^{0.667}}}$ i = rainfall intensity, in/h c = retardance coefficient L = length of flow path, ft S = slope of flow path, ft/ft	Developed in laboratory experiments by Bureau of Public Roads for overland flow on roadway and turf surfaces; values of the retardance coefficient range from 0.0070 for very smooth pavement to 0.012 for concrete pavement to 0.06 for dense turf; solution requires iteration; product i times L should be ≤ 500 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}S^{0.333}$ C = rational method runoff coefficient L = length of overland flow, ft S = surface slope, %	Developed from air field drainage data assembled by the Corps of Engineers; method is intended for use on airfield drainage problems, but has been used frequently for overland flow in urban basins.

Tableau XII-15 : Formules de calcul du temps de concentration d'un bassin.

Summary of time of concentration formulas

Method and Date	Formula for t_c (min)	Remarks
Kinematic wave formulas Morgali and Linsley (1965) Aron and Erborge (1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}n^{0.6}}{(i^{0.4}S^{0.3})}$ L = length of overland flow, ft n = Manning roughness coefficient i = rainfall intensity in/h S = average overland slope ft/ft	Overland flow equation developed from kinematic wave analysis of surface runoff from developed surfaces; method requires iteration since both i (rainfall intensity) and t_c are unknown; superposition of intensity–duration–frequency curve gives direct graphical solution for t_c
SCS lag equation (1973)	$t_c = \frac{100 L^{0.8}[(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900 S^{0.5}}$ L = hydraulic length of watershed (longest flow path), ft CN = SCS runoff curve number S = average watershed slope, %	Equation developed by SCS from agricultural watershed data; it has been adapted to small urban basins under 2000 acres; found generally good where area is completely paved; for mixed areas it tends to overestimate; adjustment factors are applied to correct for channel improvement and impervious area; the equation assumes that $t_c = 1.67 \times$ basin lag.
SCS average velocity charts (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$ L = length of flow path, ft V = average velocity in feet per second from Fig. 3-1 of TR 55 for various surfaces	Overland flow charts in Fig. 3-1 of TR 55 show average velocity as function of watercourse slope and surface cover. (See also Table 5.7.1)

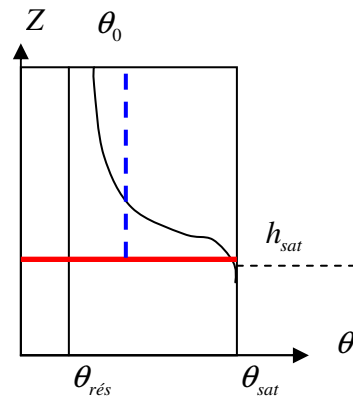
Source: Kibler, 1982, Copyright by the American Geophysical Union.

Tableau XII-16 : Formules de calcul du temps de concentration d'un bassin (suite).

XII.17 Echanges entre zone saturée et zone non saturée dans une couche

Nous avons vu dans le chapitre VI.2.6 qu'il peut être utile de calculer les échanges entre la zone non saturée et la zone saturée de la couche.

Ces débits tendent à amener le système vers une configuration d'équilibre. Le profil d'humidité, représenté par un taux d'humidité moyen θ_0 , va donc évoluer vers un profil d'équilibre, dont le taux d'humidité moyen peut être évalué grâce à l'équation (6.132) ou (6.133). Dès lors, une équation de la forme



$$q_{tr} = \mp \alpha \left| \theta_0 - \theta_{eq} \right|^\beta \tag{A.97}$$

est suggérée. Afin de voir de quelle manière le profil va évoluer vers sa configuration d'équilibre, nous proposons la démarche suivante.

Soit une parcelle de sol dont les caractéristiques sont homogènes. Les échanges latéraux sont nuls et le profil d'humidité est uniforme dans le plan horizontal. Le fond de la couche est totalement saturé (condition limite).

XII.17.1 A partir d'un profil saturé

Le premier cas traité est celui de la désaturation. Le sol est initialement gorgé d'eau, puis l'évolution naturelle du taux d'humidité moyen de la couche est observé (Figure XII-16), grâce à une modélisation 1D verticale de cette couche de sol par l'équation de Richards (voir chapitre IV.2.4).

Une modélisation de cette même désaturation est réalisée sans discrétisation de la couche (la seule variable est le taux d'humidité moyen), en imposant à la base de la couche un débit égal à

$$q_{int} = -K'_s \left(\frac{\theta_0 - \theta_{eq}}{\theta_s - \theta_{eq}} \right)^\beta \tag{A.98}$$

Qui est une forme particulière⁵⁷ de (A.98).

Le coefficient β est alors calibré de manière à obtenir la meilleure correspondance de l'évolution du taux d'humidité moyen dans la maille entre le modèle complet (Richards) et le modèle simplifié. Plusieurs paramètres de sols sont testés. Le Tableau XII-17 montre les résultats obtenus.

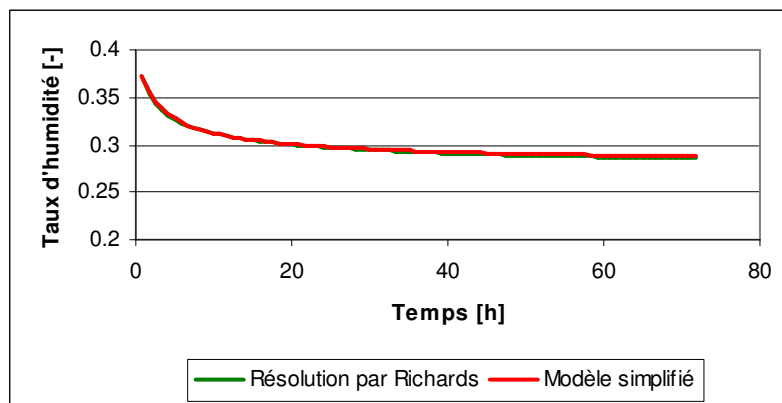


Figure XII-16: Evolution de l'humidité dans la couche de sol lors d'une désaturation.

⁵⁷ Les résultats des essais ont montré que dans ce cas, le coefficient α de l'équation (A.97) est proche de 1.

	Ep	θ_{res}	θ_{sat}	λ	ψ_b	θ_{eq}	β
Cas 1	1	0.1	0.4	0.2	0.1	0.33	2
Cas 2	1	0.1	0.4	0.4	0.1	0.28	2.3
Cas 3	1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.36	2
Cas 4	1	0.1	0.4	0.2	0.2	0.36	1.65
Cas 5	1	0.1	0.4	0.2	0.05	0.30	2.6
Cas 6	1	0.1	0.4	0.2	0.3	0.37	1.5
Cas 7	2	0.1	0.4	0.2	0.1	0.30	2.6
Cas 8	1	0.1	0.4	0.2	0.02	0.27	3.5
Cas 9	1	0.1	0.4	0.2	0.4	0.38	1.4
Cas 10	1	0.1	0.4	0.4	0.2	0.32	1.8
Cas 11	1	0.1	0.4	0.1	0.2	0.38	1.65
Cas 12	1	0.1	0.4	0.3	0.2	0.34	1.7
Cas 13	1	0.1	0.3	0.2	0.1	0.25	2

Tableau XII-17 : Valeurs du paramètre β pour différents cas-test.

Sur base de ces résultats, nous proposons alors exprimer le paramètre β en fonction des paramètres de sol :

$$\beta = \left(\frac{\psi_b}{Ep} \right)^{-0,265(1+\lambda)} \quad (A.99)$$

Avec Ep [m] l'épaisseur de la couche considérée, et ψ_b et λ définis au chapitre VI.2.

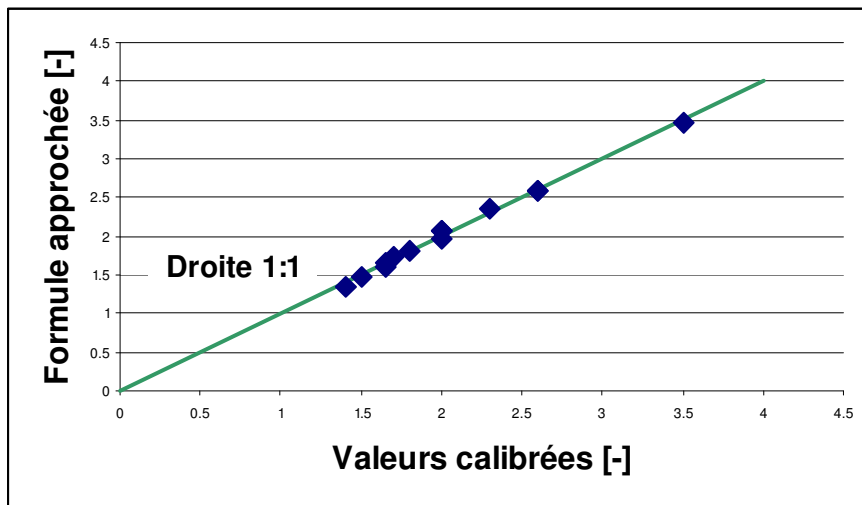


Figure XII-17 : Formule pour le calcul du paramètre β .

XII.17.2 A partir d'un profil sec

Ce deuxième cas est traité de façon tout à fait similaire au premier cas. Initialement, le sol est rendu complètement sec. Plus exactement, le profil d'humidité initial est généré sur base d'un donné par

$$\theta_{ini} = \theta_{res} + (\theta_{sat} - \theta_{res}) \left(\frac{\theta_{eq} - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \right)^6 \quad (A.100)$$

Ceci permet d'obtenir un profil sec, mais conservant une continuité au niveau inférieur de la couche (la condition limite correspond à la saturation).

De même que précédemment, l'évolution du profil est calculée sans discrétisation de la couche (la seule variable est le taux d'humidité moyen), en imposant cette fois à la base de la couche un débit égal à

$$q_{\text{int}} = -K'_s \alpha \left(\frac{\theta_0 - \theta_{\text{éq}}}{\theta_s - \theta_{\text{éq}}} \right) \quad (\text{A.101})$$

Qui est une forme particulière⁵⁸ de (A.98).

Le coefficient α est alors calibré de manière à obtenir la meilleure correspondance de l'évolution du taux d'humidité moyen dans la maille entre le modèle complet (Richards) et le modèle simplifié. Plusieurs paramètres de sols sont testés. Le Tableau XII-18 montre les résultats obtenus.

	Ep	θ_{res}	θ_{sat}	λ	ψ_b	θ_{eq}	α
Cas 1	1	0.1	0.4	0.2	0.1	0.33	0,065
Cas 2	1	0.1	0.4	0.4	0.1	0.28	0,022
Cas 3	1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.36	0,15
Cas 4	1	0.1	0.4	0.2	0.2	0.36	0,3
Cas 5	1	0.1	0.4	0.2	0.05	0.30	0,012
Cas 6	1	0.1	0.4	0.2	0.3	0.37	1,1
Cas 7	2	0.1	0.4	0.2	0.1	0.30	0,35
Cas 8	1	0.1	0.4	0.2	0.02	0.27	2,5
Cas 9	1	0.1	0.4	0.2	0.4	0.38	
Cas 10	1	0.1	0.4	0.4	0.2	0.32	0,16
Cas 11	1	0.1	0.4	0.1	0.2	0.38	0,65
Cas 12	1	0.1	0.4	0.3	0.2	0.34	
Cas 13	1	0.1	0.3	0.2	0.1	0.25	

Tableau XII-18 : Valeurs du paramètre α pour différents cas-test.

Sur base de ces résultats, nous pouvons alors exprimer le paramètre α en fonction des paramètres de sol :

$$\alpha = 22 \left(\frac{\psi_b}{Ep} \right)^{2+2,5\lambda} \quad (\text{A.102})$$

Avec Ep [m] l'épaisseur de la couche considérée, et ψ_b et λ définis au VI.2

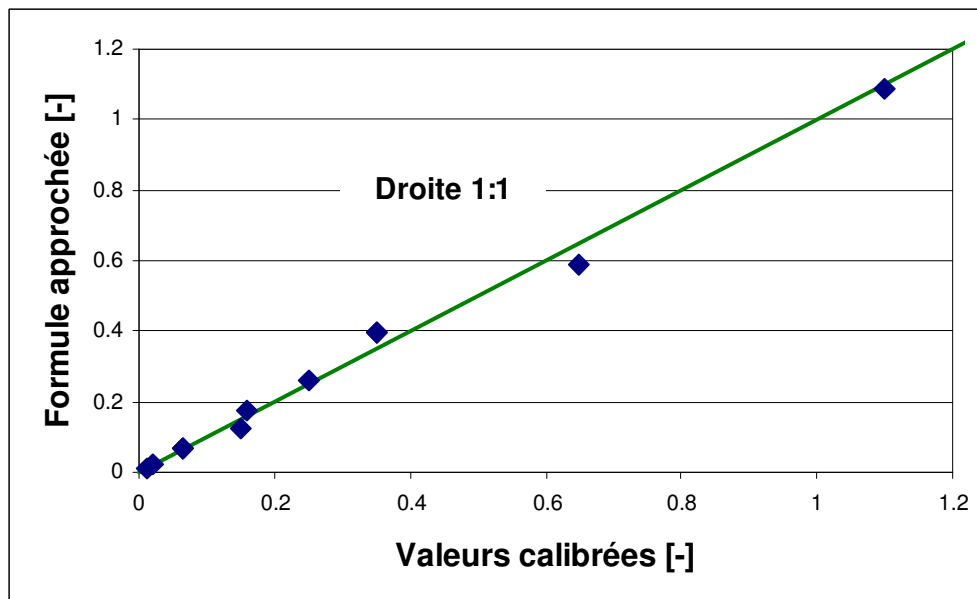


Figure XII-18 : Formule pour le calcul du paramètre α .

⁵⁸ Les résultats des essais ont montré que dans ce cas, le coefficient β de l'équation (A.97) est proche de 1.

XII.17.3 Conclusion

Les formules établies permettent donc d'estimer les échanges à la frontière inférieure d'une couche de sol homogène, sous une condition limite saturée à cette frontière, lorsque cette couche de sol est modélisée de façon intégrée sur la hauteur (le profil est défini uniquement par le taux d'humidité moyen). En particulier, ce terme d'échange peut être utilisé lorsque la couche hypodermique est séparée en sa partie saturée et sa partie non saturée (voir chapitre VI.2).

XII.18 Importance de la mise en pression dans la couche hypodermique

La mise en pression dans la couche hypodermique engendre un débit de résurgence. En effet, elle augmente le potentiel de l'eau dans le sol, créant un gradient dirigé vers le haut. Cette augmentation de potentiel va également se propager latéralement. Au point de vue numérique, cela se traduit donc par une augmentation du potentiel des mailles adjacentes.

Prenons un exemple afin de mieux comprendre. Soit une parcelle de terrain comprenant une cassure de pente en son milieu. Considérons alors une couche hypodermique d'épaisseur E_p constante. De part et d'autre de la cassure, l'écoulement va être réduit à cause de la diminution de la pente.

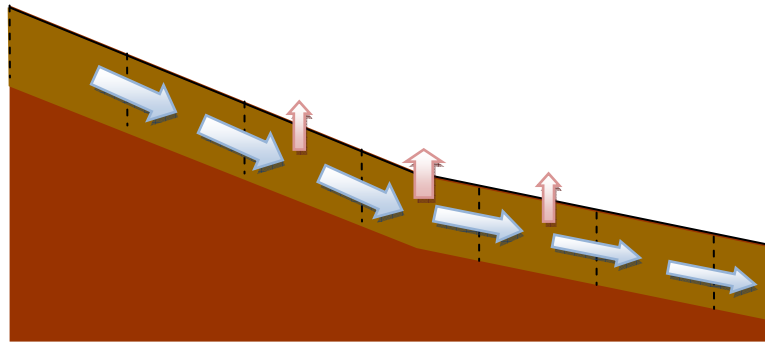


Figure XII-19 : Illustration de l'effet de résurgence lors d'une cassure de pente.

Une partie du débit apporté par l'amont va donc devoir être évacué au niveau de la cassure de pente, engendrant de ce fait une mise sous pression. Cette augmentation de potentiel va se répercuter sur les mailles adjacentes qui évacueront également une partie du débit excédentaire. Dès lors, le débit en trop ne s'évacuera pas uniquement au niveau de la cassure de pente, mais sur une certaine largeur.

Afin de savoir si la prise en compte de cet effet est significative, nous allons examiner l'étendue de la zone de résurgence. Reprenons l'exemple précédent (cassure de pente), que nous discrétisons à l'aide d'un pas Δx . Supposons que seule une partie α de l'excédent en eau sort au niveau de la maille de cassure, le reste sortant par les mailles adjacentes suite à la propagation mise en pression. Nous allons donc chercher pour quelles conditions la valeur de α (eau sortant à la maille de cassure) est largement supérieure à $(1 - \alpha)$ (eau sortant par les autres mailles). Dans ce cas, nous allons considérer que l'excédent $(1 - \alpha)$ n'est évacué que par les deux mailles adjacentes à la cassure.

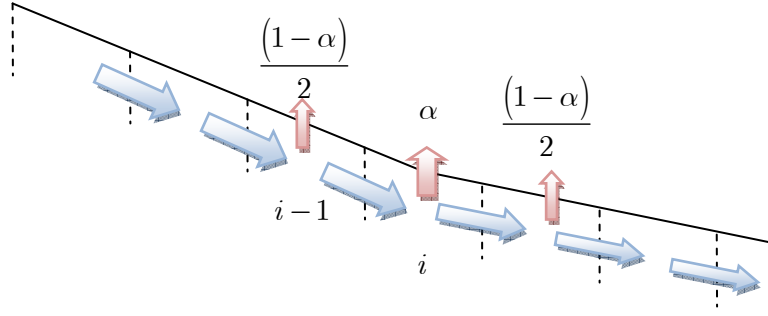


Figure XII-20 : Débits de résurgence lors d'une cassure de pente.

Les débits uniformes de part et d'autre de la cassure sont donnés par

$$\begin{aligned} Q_{\text{amont,unif}} &= K_x \cdot Ep \cdot \text{pente}_{\text{amont}} \\ Q_{\text{aval,unif}} &= K_x \cdot Ep \cdot \text{pente}_{\text{aval}} \end{aligned} \quad (\text{A.103})$$

Le différentiel de débit sortant par résurgence vaudra donc

$$\Delta Q_x = Q_{x,i+\frac{1}{2}} - Q_{x,i-\frac{1}{2}} = K_x \cdot Ep \cdot \Delta \text{pente} \quad (\text{A.104})$$

Ce débit est réparti sur les mailles selon la figure Figure XII-20. Nous exprimons alors la continuité à la maille $i-1$:

$$Q_{x,i+\frac{1}{2}} = Q_{x,i-\frac{1}{2}} - \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \quad (\text{A.105})$$

En remplaçant le débit $Q_{i+\frac{1}{2}}$ par son expression déterminée dans le chapitre VI.2.1 et $Q_{i-\frac{1}{2}}$ par le débit uniforme (A.103) en amont de la cassure, nous obtenons

$$\begin{aligned} K_x Ep \cdot \left[\text{pente}_{\text{amont}} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} \frac{Ep}{K_z} \frac{q_{\text{inf}} + 2q_{\text{sup}}}{3} \right) \right] &= K_x \cdot Ep \cdot \text{pente}_{\text{amont}} + \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \\ K_x Ep \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} \frac{Ep}{K_z} \frac{q_{\text{inf}} + 2q_{\text{sup}}}{3} \right) &= \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \end{aligned} \quad (\text{A.106})$$

En considérant un débit négligeable à la frontière inférieure et en prenant pour le débit à la frontière supérieure le débit d'exfiltration, il vient

$$\begin{aligned} K_x Ep \cdot \left[\text{pente}_{\text{amont}} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} \frac{Ep}{K_z} \frac{q_{\text{inf}} + 2q_{\text{sup}}}{3} \right) \right] &= K_x \cdot Ep \cdot \text{pente}_{\text{amont}} + \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \\ K_x Ep \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Ep}{K_z} \frac{q_{\text{exfiltr}}}{3} \right) &= \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \end{aligned} \quad (\text{A.107})$$

En tenant compte de la discrétisation, il vient

$$\begin{aligned} K_x Ep \frac{Ep}{K_z} \frac{1}{3} \frac{\alpha - \frac{1-\alpha}{2}}{\Delta x} \frac{\Delta Q_x}{\Delta x} &= \frac{1-\alpha}{2} \Delta Q_x \\ \frac{K_x}{K_z} \frac{Ep^2}{\Delta x^2} \frac{1}{3} \frac{3\alpha - 1}{2} &= \frac{1-\alpha}{2} \\ \frac{K_x}{K_z} \frac{Ep^2}{\Delta x^2} &= \frac{3(1-\alpha)}{3\alpha - 1} \end{aligned} \quad (\text{A.108})$$

On en tire donc les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{3 + A}{3(A + 1)} \quad (\text{A.109})$$

$$1 - \alpha = \frac{2A}{3(A + 1)} \quad (\text{A.110})$$

Le rapport entre le débit qui sort par les autres mailles adjacentes par rapport à la maille principale est donné par

$$r = \frac{1 - \alpha}{\alpha} = \frac{2A}{3 + A} \quad (\text{A.111})$$

En considérant l'effet de la mise en pression négligeable lorsque le débit exfiltré par les mailles latérales est inférieur à 20% du débit exfiltré par la maille centrale, on obtient la valeur limite

$$r_{\text{lim}} = \frac{1}{5} = \frac{2A_{\text{lim}}}{3 + A_{\text{lim}}} \Rightarrow A_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \quad (\text{A.112})$$

Dès lors, nous pouvons en conclure que l'effet de propagation latérale de la mise en pression sera faible lorsque

$$\frac{K_x}{K_z} \frac{Ep^2}{\Delta x^2} < \frac{1}{2} \quad (\text{A.113})$$

Il est intéressant de constater que ce rapport est indépendant de la cassure de pente.

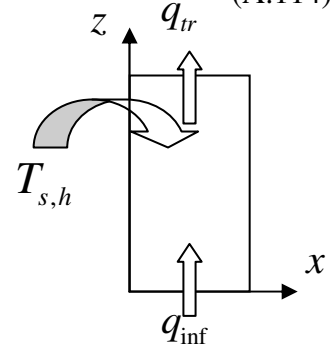
XII.19 Intégration sur la hauteur de l'équation de Darcy

Cette annexe présente l'intégration de l'équation de Darcy sur la hauteur de la couche saturée. L'équation de continuité dans la partie saturée de la couche hypodermique s'écrit

$$\nabla q - T_{s,h} = 0 \quad (\text{A.114})$$

où $T_{s,h}$ est un éventuel terme source. Après intégration, il vient

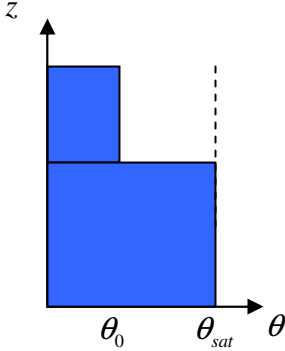
$$\begin{aligned} & \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} (\nabla q - T_{s,h}) dz = 0 \\ \Rightarrow & \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} \frac{\partial q_x}{\partial x} dz + \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} \frac{\partial q_z}{\partial z} dz = \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} T_{s,h} dz \\ \Rightarrow & \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} q_x dz - q_x \Big|_{Z_b+h_s} \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial x} + q_x \Big|_{Z_b} \frac{\partial Z_b}{\partial x} + q_z \Big|_{Z_b+h_s} - q_z \Big|_{Z_b} = h_s \overline{T_{s,h}} \\ \Rightarrow & \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} q_x dz + \left(-q_x \Big|_{Z_b+h_s} \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial x} + q_z \Big|_{Z_b+h_s} \right) + \left(q_x \Big|_{Z_b} \frac{\partial Z_b}{\partial x} - q_z \Big|_{Z_b} \right) = h_s \overline{T_{s,h}} \end{aligned} \quad (\text{A.115})$$



La condition cinématique à la limite supérieure de la couche, exprimant qu'une particule de la surface libre ne peut traverser cette interface (i.e. que la vitesse relative dans la direction normale à la surface libre doit s'annuler) se traduit par une vitesse différentielle nulle à cet endroit ou, en présence d'une prise ou d'un rejet d'eau à la surface libre, par une vitesse différentielle égale au terme source noté r_s [Dewals] :

$$\frac{D(Z_b + h_s)}{Dt} - w = \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial t} + u \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial x} - w = r_s \quad (\text{A.116})$$

où u et w sont les vitesses selon x et z des particules à la frontière supérieure de la couche.



Dans notre modèle simplifié où le profil d'humidité dans la couche supérieure est représentée par un profil rectangulaire dont le taux d'humidité vaut θ_0 , les vitesses apparaissant dans (A.116) peuvent être reliées aux débits par les relations suivantes :

$$u = \frac{q_x}{\Delta\theta} \quad (\text{A.117})$$

$$w = \frac{q_z}{\Delta\theta}$$

où $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0$.

En notant en outre que le terme source à la frontière supérieure de la couche correspond au débit total transféré entre la zone saturée et la zone non saturée de la couche (noté $-q_{tr,tot}$), l'équation (A.116) s'écrit alors

$$\Delta\theta \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial t} + q_{tr} = q_z - q_x \frac{\partial(Z_b + h_s)}{\partial x} \quad (\text{A.118})$$

Le terme q_{tr} représente le débit traversant la frontière supérieure (positif pour un débit qui passe de la zone saturée vers la zone non saturée). De la même manière, à la frontière inférieure, la condition cinématique est donnée par

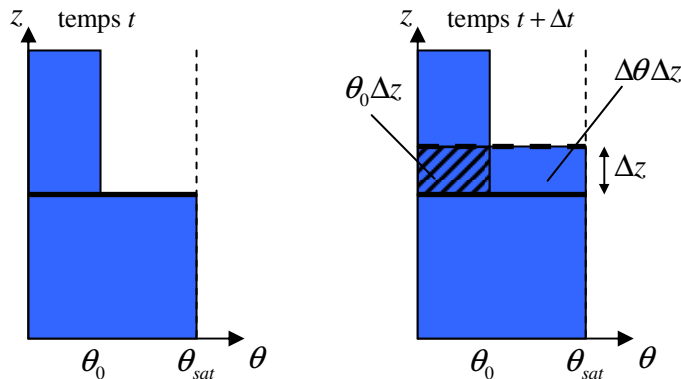
$$\Delta\theta \frac{\partial(Z_b)}{\partial t} - q_{inf} = -q_{inf} = q_x \Big|_{z_b} - q_z \Big|_{z_b} \quad (\text{A.119})$$

où q_{inf} est le débit transféré par le bas de la couche (positif pour un débit entrant dans la couche saturée).

En intégrant les équations (A.118) et (A.119) dans l'équation (A.115), il vient

$$\Delta\theta \frac{\partial(z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} q_x dz \quad (\text{A.120})$$

Ouvrons une parenthèse pour noter une remarque intéressante sur cette équation. Lorsque la frontière se déplace, une partie de l'eau qui se trouve dans la partie saturée passe au travers.



Le débit $q_{tr,tot}$ qui passe réellement au travers de la frontière peut donc être séparé en deux composantes. La première représente l'eau transférée uniquement par l'effet de déplacement de la frontière

$$q_{tr,f} = -\theta_0 \frac{\partial h_s}{\partial t} \quad (\text{A.121})$$

et l'autre (q_{tr}) qui rend compte des transferts additionnels

Cette décomposition nous permet de réécrire (A.120) :

$$\theta_s \frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr,tot} + q_{inf} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} q_x dz \quad (\text{A.122})$$

En constatant que

$$\theta_s \frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_h}{\partial t}, \quad (\text{A.123})$$

L'équation (A.122) peut également s'écrire

$$\frac{\partial V_h}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr,tot} + q_{inf} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} q_x dz \quad (\text{A.124})$$

Fermons la parenthèse pour en revenir aux développements de l'équation de Darcy intégrée sur la hauteur. Le dernier terme du membre de droite de (A.120) peut être développé en utilisant la loi de Darcy :

$$T_1 = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} q_x dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} -K_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} dz \quad (\text{A.125})$$

En considérant K_x constant sur la hauteur (couche homogène), ce terme est égal à

$$\begin{aligned} T_1 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \int_{z_b}^{z_b+h_s} \frac{\partial \psi}{\partial x} dz \right) \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left(\frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} \psi dz - \psi \Big|_{z_b+h_s} \frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial x} + \psi \Big|_{z_b} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{A.126})$$

Le premier terme dans la parenthèse peut être simplifié en utilisant une intégration par parties

$$\begin{aligned} T_2 &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_b+h_s} \psi dz = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \left[z\psi \right]_{z_b}^{z_b+h_s} - \int_{z_b}^{z_b+h_s} z \frac{\partial \psi}{\partial z} dz \right\} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \left[(z_b + h_s)\psi \right]_{z_b+h_s} - (z_b)\psi \Big|_{z_b} \right\} - \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{z_b}^{z_b+h_s} z \frac{\partial \psi}{\partial z} dz \right] \\ &= \left[\frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial x} \psi \right]_{z_b+h_s} + (z_b + h_s) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{z_b+h_s} - \frac{\partial (z_b)}{\partial x} \psi \Big|_{z_b} - (z_b) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{z_b} \\ &\quad + \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{z_b}^{z_b+h_s} z \frac{v_z}{K_z} dz \right] \end{aligned} \quad (\text{A.127})$$

En remplaçant T_2 par cette expression dans l'équation (A.126), il vient

$$T_1 = -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left((Z_b + h_s) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - (Z_b) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{v_z}{K_z} dz \right] \right) \right] \quad (\text{A.128})$$

Ecoulement quasi-horizontale

Si on fait l'hypothèse d'un écoulement quasi-horizontale ($v_z = 0$ et $\psi|_{Z_b} = \psi|_{Z_b+h}$), on obtient

$$\begin{aligned} T_1 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left((Z_b + h_s) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - (Z_b) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right) \right] \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right] \end{aligned} \quad (\text{A.129})$$

Dans ce cas, il vient alors

$$\Delta\theta \frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} + \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right] \quad (\text{A.130})$$

Distribution de vitesses verticales linéaire

Si on considère une distribution linéaire de débits verticaux (entre v_{sup} et v_{inf}), l'intégrale qui apparaît dans (A.128) vaut

$$\int_{Z_b}^{z_b+h_s} z \frac{v_z}{K_z} dz = .. = \frac{h_s}{K_z} \frac{1}{2} \left[v_{inf} \left(Z_b + \frac{h_s}{3} \right) + v_{sup} \left(Z_b + \frac{2h_s}{3} \right) \right] \quad (\text{A.131})$$

De plus, la relation suivante est d'application

$$\psi|_{Z_b} = \psi|_{Z_b+h} + \frac{h_s}{K_z} \frac{v_{inf} + v_{sup}}{2} \quad (\text{A.132})$$

Il est alors possible de déduire la valeur de T_1 de (A.128), (A.131) et (A.132).

$$\begin{aligned} T_1 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K \left[\underbrace{\left((Z_b + h_s) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - (Z_b) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b} \right)}_{T_3} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{v_z}{k_z} dz \right)}_{T_4} \right] \right\} \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K [T_3 + T_4] \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.133})$$

Les termes entre crochets peuvent être calculés par

$$\begin{aligned}
 T_3 &= (Z_b + h_s) \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - z_b \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - z_b \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h_s}{K_z} \frac{v_{\text{inf}} + v_{\text{sup}}}{2} \right) \\
 &= h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - z_b \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h_s}{K_z} \frac{v_{\text{inf}} + v_{\text{sup}}}{2} \right)
 \end{aligned} \tag{A.134}$$

$$\begin{aligned}
 T_4 &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{v_z}{K_z} dz \right) \\
 &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h}{K_z} v_{\text{inf}} z_b + \frac{h^2}{3K_z} v_{\text{inf}} + \frac{h}{K_z} v_{\text{sup}} z_b + \frac{2h^2}{3K_z} v_{\text{sup}} \right] \\
 &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h_s^2}{K_z} \frac{(v_{\text{inf}} + 2v_{\text{sup}})}{3} \right] + \frac{z_b}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h_s}{K_z} v_{\text{inf}} \right) + \frac{h_s}{2K_z} v_{\text{inf}} \frac{\partial z_b}{\partial x} \\
 &\quad + \frac{z_b}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h_s}{K_z} v_{\text{sup}} \right) + \frac{h}{2K_z} v_{\text{sup}} \frac{\partial z_b}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{A.135}$$

En remettant (A.134) et (A.135) dans (A.133), on obtient alors

$$T_1 = - \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h_s^2}{K_z} \frac{(v_{\text{inf}} + 2v_{\text{sup}})}{3} \right] + \frac{h_s}{K_z} \frac{(v_{\text{inf}} + v_{\text{sup}})}{2} \frac{\partial Z_b}{\partial x} \right] \right\} \tag{A.136}$$

L'équation (A.120) devient alors, dans le cas du profil linéaire de vitesses,

$$\begin{aligned}
 \Delta \theta \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial t} &= h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{\text{inf}} \\
 &\quad + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h} + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h_s^2}{K_z} \frac{(v_{\text{inf}} + 2v_{\text{sup}})}{3} \right] + \frac{h_s}{K_z} \frac{(v_{\text{inf}} + v_{\text{sup}})}{2} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right] \right\}
 \end{aligned} \tag{A.137}$$

XII.20 Equation de Darcy intégrée sur la hauteur en milieu anisotrope et avec axes inclinés

Le débit est calculé grâce à l'équation (A.122) :

$$\Delta \theta \frac{\partial (z_b + h_s)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{\text{inf}} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} q_x dz \tag{A.138}$$

Le calcul du dernier terme est différent, puisqu'il inclut le terme de perméabilité croisée :

$$T_1 = \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} q_x dz = - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} \left(K_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} + K_{xz} \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right) dz \tag{A.139}$$

En considérant K_x constant sur la hauteur (couche homogène), ce terme est égal à

$$\begin{aligned}
 T_1 &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \int_{Z_b}^{z_b+h_s} \frac{\partial \Phi}{\partial x} dz + K_{xz} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right) \\
 &= - \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left(\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} \Phi dz - \Phi \Big|_{Z_b+h_s} \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial x} + \Phi \Big|_{Z_b} \frac{\partial Z_b}{\partial x} \right) + K_{xz} \left(\Phi \Big|_{Z_b+h_s} - \Phi \Big|_{Z_b} \right) \right]
 \end{aligned} \tag{A.140}$$

Le premier terme dans la parenthèse peut être simplifié en utilisant une intégration par parties

$$\begin{aligned}
 T_2 &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} \Phi dz = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \left[z\Phi \right]_{Z_b}^{Z_b+h_s} - \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right\} \\
 &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \left(Z_b + h_s \right) \Phi \Big|_{Z_b+h_s} - \left(Z_b \right) \Phi \Big|_{Z_b} - \int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right\} \\
 &= \left[\frac{\partial \left(Z_b + h_s \right)}{\partial x} \Phi \Big|_{Z_b+h_s} + \left(Z_b + h_s \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \frac{\partial \left(Z_b \right)}{\partial x} \Phi \Big|_{Z_b} - \left(Z_b \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b} \right] \\
 &\quad - \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right]
 \end{aligned} \tag{A.141}$$

En remplaçant T_2 par cette expression dans l'équation (A.126), il vient

$$T_1 = -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left(\left(Z_b + h_s \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \left(Z_b \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b} - \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right] \right) + K_x \left(\Phi \Big|_{Z_b+h_s} - \Phi \Big|_{Z_b} \right) \right] \tag{A.142}$$

Si on fait l'hypothèse d'un écoulement quasi-horizontale avec ($\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0$ et $\Phi \Big|_{Z_b} = \Phi \Big|_{Z_b+h}$), on obtient

$$\begin{aligned}
 T_1 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left(\left(Z_b + h_s \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \left(Z_b \right) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right) \right] \\
 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right]
 \end{aligned} \tag{A.143}$$

Dans ce cas, il vient alors

$$\Delta \theta \frac{\partial \left(z_b + h_s \right)}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} + \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} \right] \tag{A.144}$$

Distribution de gradient de potentiel linéaire

En considérant une distribution linéaire de gradient de potentiel (entre $D_{sup} = \left[\partial_z \Phi \right]_{sup}$ et $D_{inf} = \left[\partial_z \Phi \right]_{inf}$), l'intégrale qui apparaît dans (A.128) vaut

$$\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz = \frac{h_s}{2} \left\{ D_{inf} \left(Z_b + \frac{h_s}{3} \right) + D_{sup} \left(Z_b + \frac{2h_s}{3} \right) \right\} \tag{A.145}$$

De plus, la relation suivante est d'application

$$\Phi \Big|_{Z_b} = \Phi \Big|_{Z_b+h} - h_s \frac{D_{inf} + D_{sup}}{2} \tag{A.146}$$

Il est alors possible de déduire la valeur de T_1 de (A.128), (A.131) et (A.132).

$$\begin{aligned}
 T_1 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \left(\underbrace{\left((Z_b + h_s) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - (Z_b) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b} \right)}_{T_3} - \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right]}_{T_4} \right) + K_{xz} \left(\underbrace{\left(\Phi \Big|_{Z_b+h_s} - \Phi \Big|_{Z_b} \right)}_{T_5} \right) \right] \\
 &= -\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x [T_3 + T_4] + K_{xz} T_5 \right\}
 \end{aligned} \tag{A.147}$$

Les termes entre crochets peuvent être calculés par

$$\begin{aligned}
 T_3 &= (Z_b + h_s) \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - z_b \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} + z_b \frac{\partial}{\partial x} \left(h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \right) \\
 &= h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} + z_b \frac{\partial}{\partial x} \left(h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \right)
 \end{aligned} \tag{A.148}$$

$$\begin{aligned}
 T_4 &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{Z_b}^{Z_b+h_s} z \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \right) \\
 &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[h_s D_{\text{inf}} z_b + \frac{h_s^2}{3} D_{\text{inf}} + h_s D_{\text{sup}} z_b + \frac{2h_s^2}{3} D_{\text{sup}} \right] \\
 &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[h_s^2 \frac{(D_{\text{inf}} + 2D_{\text{sup}})}{3} \right] + z_b \frac{\partial}{\partial x} \left(h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \right) + h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \frac{\partial z_b}{\partial x}
 \end{aligned} \tag{A.149}$$

En remettant (A.134) et (A.135) dans (A.133), on obtient alors

$$T_1 = -\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[h_s^2 \frac{(D_{\text{inf}} + 2D_{\text{sup}})}{3} \right] - h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right] + K_{xz} h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \right\} \tag{A.150}$$

XII.21 Equation de continuité intégrée sur la hauteur en non saturée

Dans la zone non saturée, l'équation de continuité s'écrit

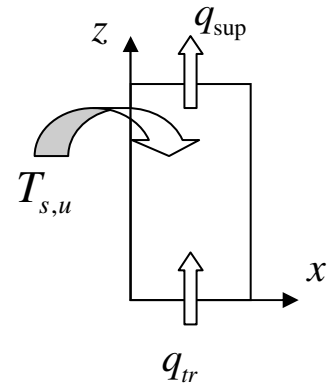
$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla q = T_{s,u} \tag{A.151}$$

Par des développements semblables à l'XII.19, l'intégrale de cette équation peut être calculée.

$$\int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla q dz = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} T_{s,u} dz$$

Après développements similaires à la zone saturée, il vient

$$\frac{\partial V_u}{\partial t} = -\theta_0 \frac{\partial (Z_b + h_s)}{\partial t} + h_s \overline{T_{s,u}} + q_{tr} - q_{\text{sup}} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} q_{u,x} dz$$



$$\text{où } V_u = \int_{Z_b+h_s}^{Z_s} \theta dz$$

Notons que de même que (A.122), cette équation peut être réécrite en fonction du débit $q_{tr,tot}$:

$$\frac{\partial V_u}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,u}} + q_{tr,tot} - q_{sup} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^{z_b+h_s} q_{u,x} dz \quad (\text{A.152})$$

XII.22 Résolution numérique de l'équation de Richards

Nous allons maintenant décrire la méthode de résolution de l'équation de Richards. Afin de ne pas alourdir les écritures, les équations sont écrites pour un écoulement 2D vertical. L'extension à trois dimensions est aisée, puisque les termes selon la directions y sont tout à fait similaires à ceux selon l'axe x, et qu'il n'existe pas de termes croisés.

XII.22.1 Discrétisation de l'équation

Nous repartons de l'équation de Richards, à deux dimensions :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial K_z}{\partial Z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} + S \quad (\text{A.153})$$

où S est un éventuel terme source. Cette équation va être discrétisée par des différences finies, de façon implicite. Il vient alors

$$\begin{aligned} \frac{\theta_{i,j}^{t+1} - \theta_{i,j}^t}{\Delta t} &= \frac{1}{\Delta x} \left(K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+1} \frac{\psi_{i+1,j}^{t+1} - \psi_{i,j}^{t+1}}{\Delta x_d} - K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+1} \frac{\psi_{i,j}^{t+1} - \psi_{i-1,j}^{t+1}}{\Delta x_g} \right) \\ &+ \frac{1}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1} \frac{\psi_{i,j-1}^{t+1} - \psi_{i,j}^{t+1}}{\Delta z_h} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1} \frac{\psi_{i,j}^{t+1} - \psi_{i,j+1}^{t+1}}{\Delta z_b} \right) \\ &+ \frac{1}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1} \right) - S_{i,j}^{t+1} \end{aligned} \quad (\text{A.154})$$

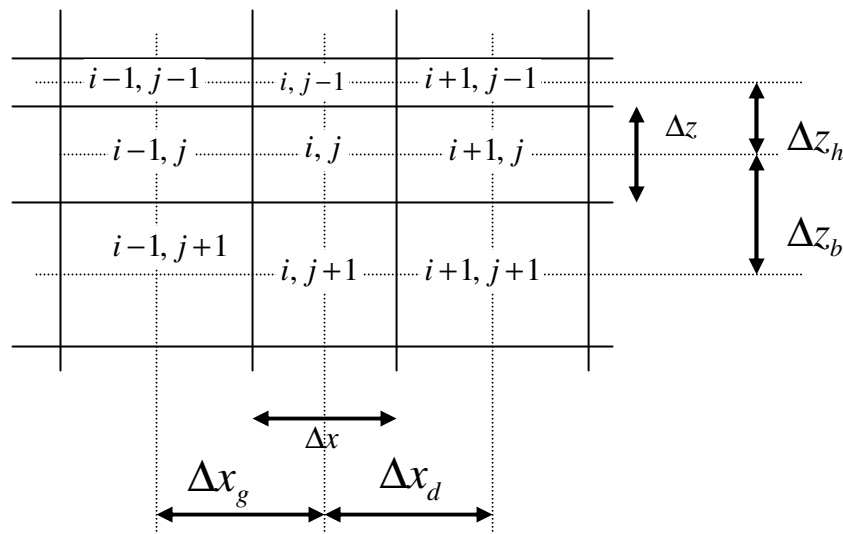


Figure XII-21 : Notations relatives au maillage.

Dans un milieu non saturé, il est possible de résoudre cette équation en calculant à chaque pas de temps le terme $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ en fonction du reste, ce qui fournit un nouveau taux d'humidité en chaque maille. Cependant, si le milieu atteint la saturation, on ne peut plus utiliser cette approche sous peine d'obtenir des taux d'humidité supérieurs à la saturation. La méthode pour résoudre ce problème consiste à rechercher la solution à l'équation (A.154) à l'aide d'une itération sur le terme ψ . Le calcul de ψ^{p+1} (p est le compteur d'itération) se fait en linéarisant l'équation (A.154). Pour cela, les termes de conductivité hydraulique et le terme source sont considérés constants, et le terme $\theta^{t+1,p+1}$ est discrétisé grâce à un développement en série de Taylor autour du point $\theta^{t+1,p}$ limité au 1^{er} ordre :

$$\theta^{t+1,p+1} = \theta^{t+1,p} + \frac{\partial \theta}{\partial \psi} (\psi^{t+1,p+1} - \psi^{t+1,p}) \quad (\text{A.155})$$

Le terme $C(\theta) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi}$ est appelé « soil water capacity » et est facilement calculable sur base des équations de constitution du sol (voir Chapitre IV.2.2). L'équation (A.154) devient alors

$$\begin{aligned} & C_{i,j}^{t+1,p} (\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - \psi_{i,j}^{t+1,p}) + \theta_{i,j}^{t+1,p} - \theta_{i,j}^t \\ &= \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+1,p} \frac{\psi_{i+1,j}^{t+1,p+1} - \psi_{i,j}^{t+1,p+1}}{\Delta x_d} - K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+1,p} \frac{\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - \psi_{i-1,j}^{t+1,p+1}}{\Delta x_g} \right) \\ &+ \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1,p} \frac{\psi_{i,j-1}^{t+1,p+1} - \psi_{i,j}^{t+1,p+1}}{\Delta z_h} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1,p} \frac{\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - \psi_{i,j+1}^{t+1,p+1}}{\Delta z_b} \right) \\ &+ \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1,p} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1,p} \right) - \Delta t * S_{i,j}^{t+1,p} \end{aligned} \quad (\text{A.156})$$

Cette équation peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} & \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+1,p} \right] \psi_{i-1,j}^{t+1,p+1} \\ &+ \left[C_{i,j}^{t+1,p} + \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+1,p} + \frac{1}{\Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+1,p} \right) + \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(\frac{1}{\Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1,p} + \frac{1}{\Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1,p} \right) \right] \psi_{i,j}^{t+1,p+1} \\ &+ \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+1,p} \right] \psi_{i+1,j}^{t+1,p+1} \\ &+ \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1,p} \right] \psi_{i,j-1}^{t+1,p+1} \\ &+ \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1,p} \right] \psi_{i,j+1}^{t+1,p+1} \\ &= C_{i,j}^{t+1,p} \psi_{i,j}^{t+1,p} - (\theta_{i,j}^{t+1,p} - \theta_{i,j}^t) + \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+1,p} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+1,p} \right) - \Delta t * S_{i,j}^{t+1,p} \end{aligned} \quad (\text{A.157})$$

Il s'agit d'un système d'équations linéaires qui peut être résolu de façon matricielle. Ce système est alors résolu de façon itérative jusqu'à convergence et les variables au pas de temps suivant sont obtenues en appliquant

$$\begin{aligned} \psi_{i,j}^t &= \psi_{i,j}^{t+1,p_{conv}+1} \\ \psi_{i,j}^{t+1,0} &= \psi_{i,j}^t \end{aligned} \quad (\text{A.158})$$

Remarquons qu'il est possible d'écrire les termes de conductivité hydraulique et le terme source au temps t au lieu du temps $t + 1$ (décentrement passé au lieu de décentrement futur), ce qui augmente la rapidité des calcul car la matrice des coefficients des ψ ne doit pas être recalculée entre chaque itération :

$$\begin{aligned} K^{t+1,p} &\Leftrightarrow K^t \\ S^{t+1,p} &\Leftrightarrow S^t \end{aligned} \quad (\text{A.159})$$

Ces termes peuvent également être calculés comme la moyenne entre le temps t et le temps $t + 1$:

$$\begin{aligned} K^{t+\frac{1}{2}} &= \frac{1}{2}(K^t + K^{t+1,p}) \\ S^{t+\frac{1}{2}} &= \frac{1}{2}(S^t + S^{t+1,p}) \end{aligned} \quad (\text{A.160})$$

Il en est de même pour les termes ψ constituant les flux diffusifs :

$$\psi^{t+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(\psi^t + \psi^{t+1,p+1}) \quad (\text{A.161})$$

Ou encore, de manière plus générale, des décentrement intermédiaires peuvent être choisis :

$$\begin{aligned} K^{t+\alpha} &= (1 - \alpha)K^t + \alpha K^{t+1,p} \\ S^{t+\alpha} &= (1 - \alpha)S^t + \alpha S^{t+1,p} \\ \psi^{t+\alpha} &= (1 - \alpha)\psi^t + \alpha \psi^{t+1,p+1} \end{aligned} \quad (\text{A.162})$$

Dans ce cas, le système (A.156) devient

$$\begin{aligned} &C_{i,j}^{t+1,p} (\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - \psi_{i,j}^{t+1,p}) + \theta_{i,j}^{t+1,p} - \theta_{i,j}^t \\ &= \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \frac{(1 - \alpha)\psi_{i+1,j}^t + \alpha\psi_{i+1,j}^{t+1,p+1} - (1 - \alpha)\psi_{i,j}^t - \alpha\psi_{i,j}^{t+1,p+1}}{\Delta x_d} \right. \\ &\quad \left. - K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \frac{(1 - \alpha)\psi_{i,j}^t + \alpha\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - (1 - \alpha)\psi_{i-1,j}^t - \alpha\psi_{i-1,j}^{t+1,p+1}}{\Delta x_g} \right) \\ &+ \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \frac{(1 - \alpha)\psi_{i,j-1}^t + \alpha\psi_{i,j-1}^{t+1,p+1} - (1 - \alpha)\psi_{i,j}^t - \alpha\psi_{i,j}^{t+1,p+1}}{\Delta z_h} \right. \\ &\quad \left. - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \frac{(1 - \alpha)\psi_{i,j}^t + \alpha\psi_{i,j}^{t+1,p+1} - (1 - \alpha)\psi_{i,j+1}^t - \alpha\psi_{i,j+1}^{t+1,p+1}}{\Delta z_b} \right) \\ &+ \frac{\Delta t}{\Delta z} (K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha}) - \Delta t * S_{i,j}^{t+\alpha} \end{aligned} \quad (\text{A.163})$$

Cette équation peut être réécrite dans une forme semblable à (A.157) :

$$\begin{aligned}
 & \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] \alpha \psi_{i-1,j}^{t+1,p+1} \\
 & + \left[C_{i,j}^{t+1,p} + \alpha \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} + \frac{1}{\Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right) + \alpha \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(\frac{1}{\Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} + \frac{1}{\Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right) \right] \psi_{i,j}^{t+1,p+1} \\
 & + \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] \alpha \psi_{i+1,j}^{t+1,p+1} \\
 & + \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] \alpha \psi_{i,j-1}^{t+1,p+1} \\
 & + \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] \alpha \psi_{i,j+1}^{t+1,p+1} \\
 & = C_{i,j}^{t+1,p} \psi_{i,j}^{t+1,p} - (\theta_{i,j}^{t+1,p} - \theta_{i,j}^t) + \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right) - \Delta t * S_{i,j}^{t+\alpha} \\
 & + \left[\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] (1-\alpha) \psi_{i-1,j}^t \\
 & + \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\frac{1}{\Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} + \frac{1}{\Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right) - \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(\frac{1}{\Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} + \frac{1}{\Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right) \right] (1-\alpha) \psi_{i,j}^t \\
 & + \left[\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] (1-\alpha) \psi_{i+1,j}^t + \left[\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] (1-\alpha) \psi_{i,j-1}^t + \left[\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] (1-\alpha) \psi_{i,j+1}^t
 \end{aligned} \tag{A.164}$$

Afin de simplifier les écritures, nous introduisons les notations suivantes :

$$\begin{aligned}
 c_{i-\frac{1}{2},j} &= \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_g} K_{x,i-\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] \\
 c_{i+\frac{1}{2},j} &= \left[-\frac{\Delta t}{\Delta x \Delta x_d} K_{x,i+\frac{1}{2},j}^{t+\alpha} \right] \\
 c_{i,j-\frac{1}{2}} &= \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_h} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] \\
 c_{i,j+\frac{1}{2}} &= \left[-\frac{\Delta t}{\Delta z \Delta z_b} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right] \\
 c_{i,j} &= \left[-c_{i-\frac{1}{2},j} - c_{i+\frac{1}{2},j} - c_{i,j-\frac{1}{2}} - c_{i,j+\frac{1}{2}} \right]
 \end{aligned} \tag{A.165}$$

L'équation (A.164) s'écrit alors

$$\begin{aligned}
 & c_{i-\frac{1}{2},j} \alpha \psi_{i-1,j}^{t+1,p+1} \\
 & + (C_{i,j}^{t+1,p} + c_{i,j} \alpha) \psi_{i,j}^{t+1,p+1} \\
 & + c_{i+\frac{1}{2},j} \alpha \psi_{i+1,j}^{t+1,p+1} \\
 & + c_{i,j-\frac{1}{2}} \alpha \psi_{i,j-1}^{t+1,p+1} \\
 & + c_{i,j+\frac{1}{2}} \alpha \psi_{i,j+1}^{t+1,p+1} \\
 & = C_{i,j}^{t+1,p} \psi_{i,j}^{t+1,p} - (\theta_{i,j}^{t+1,p} - \theta_{i,j}^t) + \frac{\Delta t}{\Delta z} \left(K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha} - K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha} \right) - \Delta t * S_{i,j}^{t+\alpha} \\
 & - (1-\alpha) \left(c_{i-\frac{1}{2},j} \psi_{i-1,j}^t + c_{i,j} \psi_{i,j}^t + c_{i+\frac{1}{2},j} \psi_{i+1,j}^t + c_{i,j-\frac{1}{2}} \psi_{i,j-1}^t + c_{i,j+\frac{1}{2}} \psi_{i,j+1}^t \right)
 \end{aligned} \tag{A.166}$$

XII.22.2 Conditions aux limites

Les modifications à effectuer pour tenir compte des conditions aux limites sont les suivantes :

XII.22.2.1 Conditions de débit

a) bord gauche : q_g

$$c_{i-\frac{1}{2},j} = 0$$

Ajouter le terme source $\frac{\Delta t}{\Delta x} q_g$

b) bord droit : q_d

$$c_{i+\frac{1}{2},j} = 0$$

Ajouter le terme source $-\frac{\Delta t}{\Delta x} q_d$

c) bord inférieur : q_b

$$c_{i,j+\frac{1}{2}} = 0$$

Ajouter le terme source $\frac{\Delta t}{\Delta x} q_b$

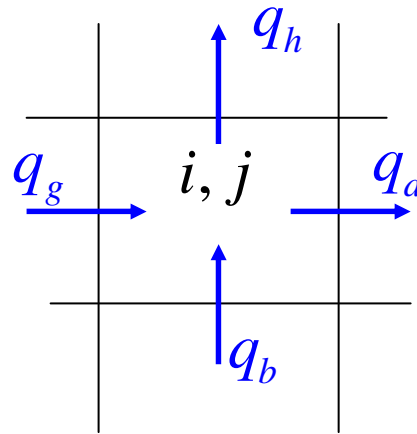
Supprimer le terme source $-\frac{\Delta t}{\Delta z} K_{z,i,j+\frac{1}{2}}^{t+\alpha}$

d) bord supérieur : q_h

$$c_{i,j-\frac{1}{2}} = 0$$

Ajouter le terme source $-\frac{\Delta t}{\Delta x} q_h$

Supprimer le terme source $\frac{\Delta t}{\Delta z} K_{z,i,j-\frac{1}{2}}^{t+\alpha}$



XII.22.2.2 Condition de potentiel

e) bord gauche : ψ_g

Remplacer $\psi_{i-1,j}^{t+1,p+1}$ et $\psi_{i-1,j}^t$ par ψ_g

f) bord droit : ψ_d

Remplacer $\psi_{i+1,j}^{t+1,p+1}$ et $\psi_{i+1,j}^t$ par ψ_d

g) bord inférieur : ψ_b

Remplacer $\psi_{i,j+1}^{t+1,p+1}$ et $\psi_{i,j+1}^t$ par ψ_b

h) bord supérieur : ψ_h

Remplacer $\psi_{i,j-1}^{t+1,p+1}$ et $\psi_{i,j-1}^t$ par ψ_h

XII.23 Extension des équations en milieu anisotrope avec axes inclinés

Les équations du chapitre VI.2 ont été développées pour un milieu homogène et dans un système d'axes de références verticaux et horizontaux. Le chapitre présente pour objectif de généraliser ces équations dans le cas d'un milieu anisotrope, et dans un système d'axes quelconques.

XII.23.1 Anisotropie du sol

Les propriétés du sol, et en particulier la perméabilité, peuvent présenter une anisotropie parfois très marquée. Celle-ci doit donc pouvoir être traduite au niveau des équations régissant l'écoulement dans le sol. Les lois de Darcy ou de Richards en milieu isotrope peuvent s'écrire sous la forme simplifiée présentée au chapitre IV.2.3. Dans le cas du milieu anisotrope, la perméabilité n'est plus définie par une valeur unique, mais par une matrice. L'équation de Richards s'écrit alors sous la forme

$$\begin{Bmatrix} q_x \\ q_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xz} \\ K_{xz} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.167})$$

XII.23.2 Système d'axes

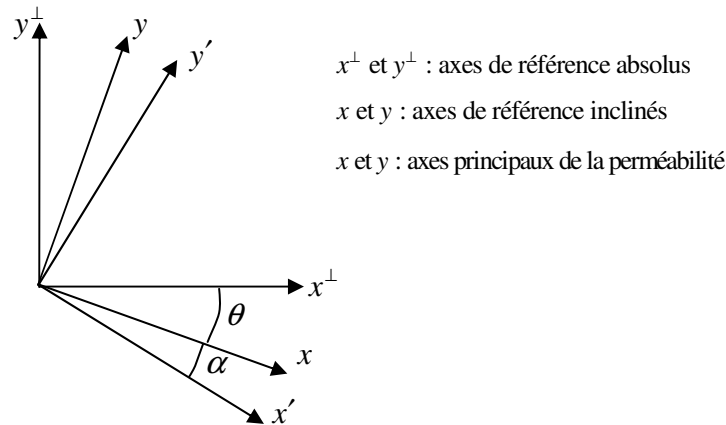


Figure XII-22 : Système d'axes de référence.

Le système d'axes absolus, correspondant à celui utilisé dans les développements précédents, est constitué d'un axe horizontal (x^\perp) et d'un axe vertical (y^\perp). Nous pouvons alors définir le système de référence en axes inclinés. Ceux-ci forment un angle quelconque θ (compté positivement dans le sens anti-trigonométrique) par rapport aux axes de référence absolus (voir Figure XII-22). Ces axes permettent donc de suivre la pente moyenne du terrain, de manière similaire à ce qui est proposé dans les modules de calcul de WOLF existants.

Enfin, le troisième système d'axes est lié à l'anisotropie du sol et correspond aux axes principaux du sol. Autrement dit, la perméabilité peut s'exprimer dans ce système par une matrice diagonale (les termes croisés sont nuls). Les relations (A.168) permettent de relier l'équation de Richards dans selon les axes principaux et selon les axes de référence inclinés, en considérant qu'il existe un angle α entre l'inclinaison de ces deux systèmes d'axes (voir Figure XII-22).

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} q'_x \\ q'_z \end{Bmatrix} &= - \begin{bmatrix} K'_{xx} & 0 \\ 0 & K'_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x'} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z'} \end{Bmatrix} = -K'_{zz} \begin{bmatrix} a_n & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x'} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z'} \end{Bmatrix} \\
 \begin{Bmatrix} q_x \\ q_z \end{Bmatrix} &= -K'_{zz} \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_n & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{Bmatrix} \\
 \begin{Bmatrix} q_x \\ q_z \end{Bmatrix} &= -K'_{zz} \begin{bmatrix} a_n \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cos \alpha (1 - a_n) \\ \sin \alpha \cos \alpha (1 - a_n) & a_n \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xz} \\ K_{xz} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{Bmatrix}
 \end{aligned} \tag{A.168}$$

Avec a_n le coefficient d'anisotropie, défini par

$$a_n = \frac{K'_{xx}}{K'_{zz}} \tag{A.169}$$

Dans ces relations, le potentiel Φ reste bien évidemment défini comme précédemment :

$$\Phi = \Psi + z_{\perp} \tag{A.170}$$

où ψ [m] est le terme de pression/suction, et z_{\perp} [m] l'altitude dans les axes de référence absolus.

Dès lors, les dérivées du potentiel dans le système d'axes inclinés sont données par

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \Phi}{\partial x} &= \frac{\partial (\Psi + z_{\perp})}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial x} - \sin \theta \\
 \frac{\partial \Phi}{\partial z} &= \frac{\partial (\Psi + z_{\perp})}{\partial z} = \frac{\partial \Psi}{\partial z} + \cos \theta
 \end{aligned} \tag{A.171}$$

En utilisant en outre le potentiel défini au § VI.2.3.2, nous pouvons écrire

$$\begin{aligned}
 K_{ij} \frac{\partial \Phi}{\partial x} &= K_{ij} \frac{\partial \Psi}{\partial x} - K_{ij} \sin \theta = \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial x} - K_{ij} \sin \theta \\
 K_{ij} \frac{\partial \Phi}{\partial z} &= K_{ij} \frac{\partial \Psi}{\partial z} + K_{ij} \cos \theta = \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial z} + K_{ij} \cos \theta
 \end{aligned} \tag{A.172}$$

Avec i, j pouvant prendre les valeurs x, y ou z .

XII.23.3 Débit latéral (zone saturée)

Le débit dans la zone non saturée est calculé par la même approche que celle développée au chapitre VI.2.1. Les développements complets sont réalisés dans l'annexe XII.20. L'équation régissant l'écoulement est

$$\Delta \theta \frac{\partial h_s}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{inf} - \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^{z_0+h_s} q_x dz \tag{A.173}$$

où le dernier terme est calculé en tenant compte du milieu anisotrope et de l'inclinaison des axes. Tous développements faits, ce terme s'écrit, dans le cas d'une distribution linéaire du gradient de potentiel entre les frontières inférieure et supérieure de la couche :

$$T_1 = -\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[h_s^2 \frac{(D_{\text{inf}} + 2D_{\text{sup}})}{3} \right] - h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right] + K_{xz} h_s \frac{D_{\text{inf}} + D_{\text{sup}}}{2} \right\} \quad (\text{A.174})$$

où D_{sup} et D_{inf} sont les gradients de potentiel selon l'axe y aux frontières supérieure et inférieure de la couche :

$$D_{\text{sup}} = \left[\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right]_{\text{sup}} \quad \text{et} \quad D_{\text{inf}} = \left[\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right]_{\text{inf}} \quad (\text{A.175})$$

Nous proposons alors d'estimer ces gradients sur base des débits aux frontières correspondantes. D'après l'équation de Darcy, nous avons

$$D_{\text{sup}} = \left[\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right]_{\text{sup}} = -\frac{q_{\text{sup}}}{K_z} = -\frac{1}{K_z} \left(q_{tr} + \Delta\theta \frac{\partial Z_b + h_s}{\partial t} \right) \quad (\text{A.176})$$

$$D_{\text{inf}} = \left[\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right]_{\text{inf}} = -\frac{q_{\text{inf}}}{K_z} \quad (\text{A.177})$$

où la valeur de débit effectif à la frontière supérieure est calculée en retirant du débit qui traverse la frontière la quantité d'eau qui sert à faire varier la hauteur d'eau dans la couche (Figure XII-23).

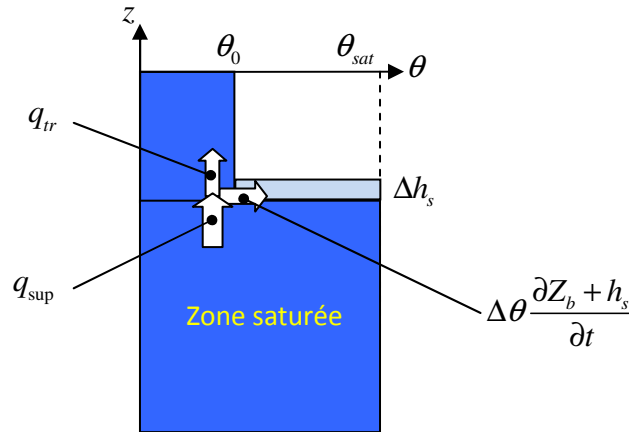


Figure XII-23 : Répartition du débit à la surface libre.

En regroupant les équations (A.173), (A.174), (A.176) et (A.177), il vient alors

$$\Delta\theta \frac{\partial h_s}{\partial t} = h_s \overline{T_{s,h}} - q_{tr} + q_{\text{inf}} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \left[h_s \frac{\partial \Phi}{\partial x} \Big|_{Z_b+h_s} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h_s^2}{K_{zz}} \frac{q_{\text{inf}} + 2q_{\text{sup}}}{3} \right] - \frac{h_s}{K_{zz}} \frac{q_{\text{inf}} + q_{\text{sup}}}{2} \frac{\partial z_b}{\partial x} \right] + K_{xz} h_s \frac{q_{\text{inf}} + q_{\text{sup}}}{2} \right\} \quad (\text{A.178})$$

avec $D_{\text{sup}} = q_{\text{sup}} = q_{tr} + \Delta\theta \frac{\partial Z_b + h_s}{\partial t}$.

XII.23.4 Débit latéral (zone non saturé)

Le débit latéral au sein de la couche de sol est calculé par l'intégrale sur l'épaisseur de la couche du débit latéral local. Les équations du chapitre VI.2.3 sont généralisées au cas anisotrope en axes inclinés suivant les équations suivantes :

$$\begin{aligned}
 Q_x &= \int_{Z_i}^{Z_s} q_x dz \\
 &= - \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} \frac{\partial \Phi}{\partial x} dz - \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xz} \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \\
 &= - \left(\int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \phi_{xx}}{\partial x} dz - \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} dz \right) - \left(\int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \phi_{xz}}{\partial z} dz + \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xz} dz \right) \\
 &= - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xx} dz + \phi_{x,Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - \phi_{x,Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} dz - (\phi_{xz,Z_s} - \phi_{xz,Z_i}) - \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xz} dz
 \end{aligned} \tag{A.179}$$

L'expression de ce débit peut également être écrit en fonction des perméabilités selon les axes principaux grâce aux relations entre les coefficients de perméabilité (éq. (A.168)) :

$$\begin{aligned}
 Q_x &= (a_n \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \left[- \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \phi'_{zz} dz + \phi'_{zz,Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - \phi'_{zz,Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} dz \right] \\
 &\quad - \sin \alpha \cos \alpha (1 - a_n) \left[(\phi_{xz,Z_s} - \phi_{xz,Z_i}) + \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xz} dz \right]
 \end{aligned} \tag{A.180}$$

Plusieurs cas particuliers permettent de simplifier cette équation :

XII.23.4.1 Axes de référence dans la direction des axes principaux

Dans ce cas, la matrice de perméabilité est diagonale et les termes croisés sont nuls.

$$Q_x = - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xx} dz + \phi_{x,Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} - \phi_{x,Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} dz \tag{A.181}$$

XII.23.4.2 Axes de référence = axes principaux = axes selon la pente

Si en outre les axes principaux sont dirigés selon la pente de surface, l'équation (A.181) devient

$$Q_x = - \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xx} dz - \phi_{x,Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} K_{xx} dz \tag{A.182}$$

XII.23.5 Evaluation du débit horizontal dans le cas du modèle à deux inconnues

Nous pouvons particulariser l'équation (A.179) au cas particulier du modèle d'infiltration à deux variables, de la même façon qu'au chapitre VI.2.5.2. Avec le profil rectangulaire correspondant, il vient

$$\int_{Z_i}^{Z_s} \phi dz = \int_{Z_i}^{Z_s-h_f} \phi dz + \int_{Z_s-h_f}^{Z_s} \phi dz = \phi_e \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \tag{A.183}$$

Et le débit latéral peut alors s'écrire

$$\begin{aligned}
 Q_x &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi_{x,e} \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \right) + \phi_{x,e} \left[\left[\frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right] \frac{\partial Z_s}{\partial x} - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] \\
 &\quad + \sin \theta K_{xx} \left[(h_u - h_f) S_0^{3+2/\lambda} + h_f \right] - \phi_{xz,e} \left[\left[\frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right] - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \right] - \cos \theta K_{xz} \left[(h_u - h_f) S_0^{3+2/\lambda} + h_f \right]
 \end{aligned} \tag{A.184}$$

où la valeur 1 ou $S_0^{3+1/\lambda}$ entre accolades dépend de la saturation ou non de la surface ($h_f > 0$ ou $h_f = 0$). Le terme $S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda}$ est défini de la même façon que dans l'équation (6.136).

L'équation (A.184) peut être allégée en posant $h_{eq_n} = (h_u - h_f) S_0^{3+n/\lambda} + h_f$ (notons que $h_{eq_n} = h_f$ si la perméabilité de la zone non saturée est négligeable) :

$$Q_x = -\frac{\partial h_{eq_1} \phi_{x,e}}{\partial x} + \phi_{x,e} \left[\left[\frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right] \frac{\partial Z_s}{\partial x} - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] - \phi_{xz,e} \left[\left[\frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right] - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \right] + (\sin \theta K_{xx} - \cos \theta K_{xz}) h_{eq_2} \quad (\text{A.185})$$

De même que pour l'équation générale (A.179), plusieurs cas particuliers peuvent être mis en évidence.

XII.23.5.1 Axes de référence dans la direction des axes principaux

Les termes de perméabilité croisés s'annulent :

$$Q_x = -\frac{\partial h_{eq_1} \phi_{x,e}}{\partial x} + \phi_{x,e} \left[\left[\frac{1}{S_0^{3+1/\lambda}} \right] \frac{\partial Z_s}{\partial x} - S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} \right] + \sin \theta K_{xx} h_{eq_2} \quad (\text{A.186})$$

XII.23.5.2 Axes de référence = axes principaux = axes selon la pente

La dérivée de l'altitude de surface selon x devient nulle :

$$Q_x = -\frac{\partial h_{eq_1} \phi_{x,e}}{\partial x} - \phi_{x,e} S_{\text{inf}}^{3+1/\lambda} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta K_{xx} h_{eq_2} \quad (\text{A.187})$$

Si en outre l'écoulement est uniforme, il vient

$$Q_x = \sin \theta K_{xx} h_{eq_2} \quad (\text{A.188})$$

XII.23.6 Equation de moment en milieu anisotrope et axes inclinés

Bien que l'équation (6.142) ne change pas, le calcul des termes qui le composent doit être remis à jour.

Le terme de transfert de moment selon x devient :

$$\begin{aligned} h_u \bar{\zeta} q_x &= -\int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} \frac{\partial \Phi}{\partial x} dz - \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xz} \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz \\ &= -\left(\int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \frac{\partial \phi_{xx}}{\partial x} dz - \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz \right) - \left(\int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \frac{\partial \phi_{xz}}{\partial z} dz + \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xz} dz \right) \\ &= -\left(\int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \zeta \phi_{xx}}{\partial x} dz - \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz \right) - \left(\int_{Z_i}^{Z_s} \left(\frac{\partial \zeta \phi_{xz}}{\partial z} - \phi_{xz} \right) dz + \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xz} dz \right) \\ &= -\left(\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \phi_{xx} dz - [\zeta \phi_x]_{Z_s} \frac{\partial Z_s}{\partial x} + [\zeta \phi_x]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} - \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz \right) \\ &\quad - \left([\zeta \phi_{xz}]_{Z_s} - [\zeta \phi_{xz}]_{Z_i} - \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xz} dz + \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xz} dz \right) \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \phi_{xx} dz - [\zeta \phi_x]_{Z_i} \frac{\partial Z_i}{\partial x} + \sin \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz + h_u \phi_{xz, Z_i} + \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xz} dz - \cos \theta \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xz} dz \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \phi_{xx} dz - h_u \phi_{x, Z_i} \left(\frac{\partial Z_i}{\partial x} + \frac{K_{\text{sat}, xz}}{K_{\text{sat}, xx}} \right) + \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{K_{\text{sat}, xz}}{K_{\text{sat}, xx}} \right) \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz + \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xz} dz \end{aligned}$$

Dans le cas du profil à deux inconnues, l'équation devient

$$\begin{aligned} \overline{h_u \zeta q_x} &= -\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta \phi_{xx} dz - h_u \phi_{x,Z_i} \left(\frac{\partial Z_i}{\partial x} + \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) + \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) \int_{Z_i}^{Z_s} \zeta K_{xx} dz + \int_{Z_i}^{Z_s} \phi_{xz} dz \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \left[\phi_{x,e} \left[\frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + \frac{h_f^2}{2} \right] - h_u \phi_{x,b} S_{inf}^{3+1/\lambda} \left(\frac{\partial Z_i}{\partial x} + \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) + \right. \\ &\quad \left. + \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) \left[\frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+2/\lambda} + \frac{h_f^2}{2} \right] + \phi_{xz,b} \left[(h_u - h_f) S_0^{3+1/\lambda} + h_f \right] \right] \end{aligned}$$

En utilisant les notations simplifiées

$$M_{e_n} = \frac{h_u + h_f}{2} (h_u - h_f) S_0^{3+n/\lambda} + \frac{h_f^2}{2} \quad (\text{A.189})$$

Le transfert de moment peut s'écrire

$$\overline{h_u \zeta q_x} = -\frac{\partial (\phi_{x,e} M_{e_1})}{\partial x} - h_u \phi_{x,e} S_{inf}^{3+1/\lambda} \left(\frac{\partial Z_i}{\partial x} + \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) + \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) M_{e_2} + \phi_{xz,e} h_{e_1}$$

Au final, l'équation de moment s'écrit

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_u}{\partial t} = h_u q_{tr,tot} - \left\{ -\frac{\partial (\phi_{x,e} M_{e_1})}{\partial x} - h_u \phi_{x,e} S_{inf}^{3+1/\lambda} \left(\frac{\partial Z_i}{\partial x} + \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) \right. \\ \left. + \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{K_{sat,xz}}{K_{sat,xx}} \right) M_{e_2} + \phi_{xz,e} h_{e_1} \right\} - h_f q_{sup} + \frac{h_u + h_f}{2} q_{tr} + h_u \overline{T_{s,u}} \end{aligned} \quad (\text{A.190})$$

XII.24 Conduite équivalente

Ce chapitre présente une formule alternative pour le calcul des conduites équivalentes (voir chapitre VIII.5). Elle se base sur les hypothèses suivantes :

les conduites sont rectangulaires ;

pour un débit fixé, la section de la conduite équivalente est égale à la somme des conduites correspondantes.

Elle consiste à déterminer la largeur nécessaire de manière à avoir une section et une vitesse identiques pour un débit fixé. Considérons la formulation de frottement de Manning, appliquée à chacune des conduites d'origine, et à la conduite équivalente :

$$Q_j = KL_j h_j^{5/3} \sqrt{i_j} \quad (\text{A.191})$$

$$Q_{eq} = KL_{eq} h_{eq}^{5/3} \sqrt{i_{eq}} \quad (\text{A.192})$$

Pour avoir l'égalité des sections de passage (et, à débit fixé, l'égalité des vitesses), nous imposons la condition suivante :

$$L_{eq} h_{eq} = \sum_j L_j h_j$$

En utilisant (eq), il vient alors

XIII BIBLIOGRAPHIE

- [1] Abedini, M. J., W. T. Dickinson, et al. (2006). "On depressional storages: The effect of DEM spatial resolution." *Journal of Hydrology* 318(1-4): 138-150.
- [2] Alberts, E. E., M. A. Nearing, et al. (1995). Soil Component. Water Erosion Prediction Project (WEPP) - Hillslope Profile and Watershed Model Documentation, USDA-ARS National Soil Erosion Research Laboratory.
- [3] Alley, W. M. and J. E. Veenhuis (1983). "Effective Impervious Area in Urban Runoff Modeling." *Journal of Hydraulic Engineering* 109(2): 313-319.
- [4] Archambeau, P. (2006). Contribution à la modélisation de la genèse et de la propagation des crues et inondations. PhD thesis, University of Liege. PhD thesis: 423.
- [5] Aronica, G. and M. Cannarozzo (2000). "Studying the hydrological response of urban catchments using a semi-distributed linear non-linear model." *Journal of Hydrology* 238(1-2): 35-43.
- [6] ASCE and W. P. C. Federation" (1969). Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. New York: 332.
- [7] Bah, B., P. Engels, et al. (2005). Légende de la Carte Numérique des Sols de Wallonie (Belgique), Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux.
- [8] Bathurst, J. C., R. M. Li, et al. (1981). "Resistance equation for large-scale roughness." *Journal of Hydrologic Engineering* 107(12).
- [9] Beighley, E., M. Kargar, et al. (2009). "Effects of impervious area estimation methods on simulated peak discharges." *Journal of Hydrologic Engineering* 14(4): 388-398.

- [10] Bertuzzi, P., L. Garcia-Sanchez, et al. (1995). "Modelling surface roughness by a Boolean approach." *European Journal of Soil Science* 46: 215-220.
- [11] Beven, K. (2001). "How far can we go in distributed hydrological modelling." *Hydrology and Earth System Sciences* 5(1).
- [12] Bois, P. H. (2000). *Hydrologie générale*, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [13] Bouchet (1963). *Evaporation réelle et potentielle, signification climatique*. General Assembly Berkeley, Int. Asseoc. Sci. Hydrol.
- [14] Boyd, M. J. (1993). "Pervious and impervious runoff in urban catchments." *Hydrological Sciences Journal* 38(6): 463-478.
- [15] Brabec, E. A. (2009). "Imperviousness and land-use policy: Toward an effective approach to watershed planning." *Journal of Hydrologic Engineering* 14(4): 425-433.
- [16] Bultot, F., G. L. Dupriez, et al. (1972). "Interception de la pluie par la végétation forestière estimation de l'interception journalière à l'aide d'un modèle mathématique." *Journal of Hydrology* 17(3): 193-223.
- [17] Burian, S. J., S. R. Durrans, et al. (2000). "Rainfall disaggregation using artificial neural networks." *Journal of Hydrologic Engineering* 5(3): 299-307.
- [18] Callow, J. N. (2007). "How does modifying a DEM to reflect known hydrology affect subsequent terrain analysis?" *Journal of Hydrology* 332: 30-39.
- [19] Carabin, G. and A. Dassargues (1999). "Modeling groundwater with ocean and river interaction." *Water Resources Research* 35(8): 2347-2358.
- [20] Carpenter, T. M. and K. P. Georgakakos (2006). "Intercomparison of lumped versus distributed hydrologic model ensemble simulations on operational forecast." *Journal of Hydrology*.
- [21] CDM (2001). *Evaluation of Integrated Surface Water and Groundwater Modeling Tools*, Camp Dresser & McKee.
- [22] Celia, M. A., E. T. Bouloutas, et al. (1990). "A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation." *Water Resour. Res.*(26): 1483-1496.
- [23] Chaudhry, M. H. (1993). *Open-Channel Flow*. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- [24] Chou, T.-Y., W.-T. Lin, et al. (2004). "Application of the PROMETHEE technique to determine depression outlet location and flow direction in DEM." *Journal of Hydrology* 287(1-4): 49-61.
- [25] Chow, V. T., D. Maidment, et al. (1988). *Applied Hydrology*, McGraw-Hill.
- [26] Chu, X. and M. A. Marino (2005). "Determination of ponding condition and infiltration into layered soils under unsteady rainfall." *Journal of Hydrology* 313(3-4): 195-207.
- [27] Cosandey, C. (1996). "Surfaces saturées, surfaces contributives : localisation et extension dans l'espace du bassin versant." *Hydrological Sciences Journal* 41(5): 751-761.
- [28] Cunge, J. A. and M. Wegner (1964). "Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint Venant par un schéma implicite de différences finies." *La Houille Blanche* 33-39.
- [29] Danish Hydraulic Institute MIKE SHE technical reference.
- [30] Darboux, F. (1999). *Modélisation numérique et expérimentale du ruissellement. Effet de la rugosité sur les distances de transfert*. Rennes, Université de Rennes 1.
- [31] Darboux, F., Davy, et al. (2002). "Evolution of soil surface roughness and flowpath connectivity in overland flow experiments." *Catena* 46(2-3): 125-139.
- [32] Dautrebande, S. Notes de cours.
- [33] Dautrebande, S. and F. Colard (2003). *Cartographie des zones à risque de ruissellement et d'érosion en région wallonne : Méthodologie et cas pilotes.*, FUSAGx.
- [34] Dautrebande, S. and D. Deglin (2001). *Contribution à la gestion des petits et moyens cours d'eau. Rapport Final Octobre 2001. Rapport de convention*. Gembloux, FUSAGx.
- [35] Debele, B., R. Srinivasan, et al. (2007). "Accuracy evaluation of weather data generation and disaggregation methods at finer timescales." *Advances in Water Resources* 30(5): 1286-1300.
- [36] Defina, A. (2000). "Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas." *Water Resources Research* 36(11): 3251-3264.
- [37] Delbeke, L. (2001). *Extreme neerslag in Vlaanderen. Nieuwe IDF-curven gebaseerd op langdurige meetreeksen van neerslag*, Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap.
- [38] Delecour, F. (1981). *Initiation à la pédologie*, FUSAGx: 78.

- [39] Deletic, A. (2001). "Modelling of water and sediment transport over grassed areas." *Journal of Hydrology* 248(1-4): 168-182.
- [40] Demarée, G. (1985). Intensity–duration–frequency relationship of Point Precipitation at Uccle. Reference period 1934–1983., Institut Royal Météorologique Belge.
- [41] Dewals, B. (2001). Modélisation numérique du transport sédimentaire. Travail de fin d'études, Université de Liège: 180.
- [42] Dewals, B. (2006). Une approche unifiée pour la modélisation d'écoulements à surface libre, de leur effet érosif sur une structure et de leur interaction avec divers constituants. PhD thesis, University of Liege: 636.
- [43] Dewals, B. J., S. Detrembleur, et al. (2008). Detailed 2D hydrodynamic simulations as an onset for evaluating socio-economic impacts of floods considering climate change. *Flood Risk Management: Research and Practice*. P. Samuels, S. Huntington, W. Allsop and J. Harrop. London, Taylor & Francis: 125-135.
- [44] Dewals, B. J., J. Ernst, et al. (2009). "A consistent micro-scale flood risk analysis based on detailed 2D hydraulic modelling and high resolution land use data." *Nat. Hazards* To be submitted.
- [45] Dogan, A. and L. H. Motz (2005). "Saturated-unsaturated 3D groundwater model. I: Development." *Journal of Hydrologic Engineering* 10(6): 492-504.
- [46] Doorenbos, J. and W. O. Pruitt (1977). Guidelines for predicting crop water requirements. FAO irrigation and drainage paper 24, 2nd edition. Rome, Food and Agriculture Organization.
- [47] Dubois (1998). Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface. LCH. Lausanne, EPFL.
- [48] Emmet, W. W. (1978). *Overland Flow*. Hillslope Hydrology. M. J. Kirkby. New York, John Wiley and Sons: 145-176.
- [49] Endreny, T. A. and K. E. Thomas (2009). "Improving estimates of simulated runoff quality and quantity using road-enhanced land cover data." *Journal of Hydrologic Engineering* 14(4): 346-351.
- [50] Engman, E. T. (1986). "Roughness coefficients for routing surface runoff." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 112(1): 39-53.
- [51] Ernst, J. (2007). Développement d'une procédure automatisées de segmentation de données LiDAR appliquée à la modélisation hydrodynamique. DEA. Liège, University of Liège. Master Thesis: 111.
- [52] Ernst, J., I. Coninx, et al. (2009). Planning flood risk reducing measures based on combined hydraulic simulations and socio-economic modelling at a micro-scale. *Proc. European Water Resources Association 7th Int. Conf. - Water Resources Conservation and Risk Reduction Under Climatic Instability*, Limassol, Cyprus.
- [53] Erpicum, S. (2006). Optimisation objective de paramètres en écoulements turbulents à surface libre sur maillage multibloc. PhD thesis, University of Liege: 356.
- [54] Erpicum, S., P. Archambeau, et al. (2008). A 2D finite volume multiblock flow solver applied to flood extension forecasting. Numerical modelling of hydrodynamics for water resources. G.-N. Pilar and P. Enrique. London, Taylor & Francis: 321-325.
- [55] Erpicum, S., B. J. Dewals, et al. (2004). Scale modelling and similarity laws for the study of an under pressure settling structure. *Proc. 9th Int. Symposium on River Sedimentation*, Yichang, Chine.
- [56] Erpicum, S., B. J. Dewals, et al. (2009). "Detailed inundation modelling using high resolution DEMs." *J. Hydrol.*: submitted.
- [57] Feddes, R. A. and H. Zaradny (1978). "Model for simulating soil-water content considering evapotranspiration; discussion." *Journal of Hydrology* 37(3-4): 393-397.
- [58] Fiener, P. and K. Auerswald (2005). "Measurement and modeling of concentrated runoff in grassed waterways." *Journal of Hydrology* 301(1-4): 198-215.
- [59] Fredlund, D. G., A. Xing, et al. (1994). "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve." *Canadian Geotechnical Journal* 31(4): 533-546.
- [60] Garbrecht, J. and L. W. Martz (1997). "Assignment of drainage direction over flat surfaces in raster digital elevation models." *Journal of Hydrology* 193(1-4): 204-213.
- [61] Gardenas, A. I., J. Simunek, et al. (2006). "Two-dimensional modelling of preferential water flow and pesticide transport from a tile-drained field." *Journal of Hydrology* 329(3-4): 647-660.

- [62] Garen, D. C. and D. S. Moore (2005). "Curve number hydrology in water quality modeling: uses, abuses, and future directions." *Journal of the American Water Resources Association* 41(2): 377-388.
- [63] Garen, D. C. and D. S. Moore (2005). "Reply to discussion by M. Todd Walter and Stephen B. Shaw - "Curve number hydrology in water quality modeling: Uses, abuses, and future directions". " *Journal of the American Water Resources Association* 41(6): 1493-1494.
- [64] Gilley, J. E., E. R. Kottwitz, et al. (1990). "Hydraulic characteristics of rills." *Transactions of the ASAE* 33(6): 1900-1906.
- [65] Govers, G. (1992). "Relationship between discharge, velocity and flow area for rills eroding loose, non-layered materials." *Earth Surface Processes and Landforms* 17(5): 515.
- [66] Govers, G. and I. Takken (1998). *Soil Roughness: a Management Tool for the Limitation of Runoff and Erosion?*
- [67] Govers, G., I. Takken, et al. (2000). "Soil roughness and overland flow." *Agronomie*(20): 131-146.
- [68] Govindaraju, R. S. and M. L. Kavvas (1992). "Characterization of the rill geometry over straight hillslopes through spatial scales." *Journal of Hydrology* 130(1-4): 339-365.
- [69] Granger, R. J. and D. M. Gray (1989). "Evaporation from natural nonsaturated surfaces." *Journal of Hydrology* 111(1-4): 21-29.
- [70] Gunduz, O. and M. M. Aral (2005). "River networks and groundwater flow: A simultaneous solution of a coupled system." *Journal of Hydrology* 301(1-4): 216-234.
- [71] Guo, Q.-C. and Y.-C. Jin (1999). "Modeling Sediment Transport Using Depth-Averaged and Moment Equations." *J. Hydraul. Eng.-ASCE* 125(12): 1262-1269.
- [72] Guzha, A. C. (2004). "Effects of tillage on soil microrelief, surface depression storage and soil water storage." *Soil and Tillage Research* 76(2): 105-114.
- [73] Hammersley, J. M. and D. C. Handscomb (1964). *Monte Carlo Methods*. London & New York, Chapman and Hall.
- [74] Hansen, B., P. Schjønning, et al. (1999). "Roughness indices for estimation of depression storage capacity of tilled soil surfaces." *Soil and Tillage Research* 52(1-2): 103-111.
- [75] Harbaugh, A. W. (2005). *MODFLOW-2005, The U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model—the Ground-Water Flow Process. Modeling techniques*, U.S. Department of the Interior U.S. Geological Survey.
- [76] Hellweger, R. (1996). *Agree.aml*. Austin, TX, Center for Research in Water Resources, The University of Texas at Austin.
- [77] Helmers, M. J. and D. E. Eisenhauer (2006). "Overland flow modeling in a vegetative filter considering non-planar topography and spatial variability of soil hydraulic properties and vegetation density." *Journal of Hydrology* 328(1-2): 267-282.
- [78] Hill, J. (1998). Evaluation of rational method "C" values. test.
- [79] Hjelmfelt, A. T., NRCS/ARS Curve Number Work Group, et al. (2004). *Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook*. USDA, USDA.
- [80] Horn, B. K. P. (1981). "Hill shading and the reflectance map." *Proceedings of the IEEE* 69(1): 14-47.
- [81] Hsu, S. M., C.-F. Ni, et al. (2002). "Assessment of Three Infiltration Formulas based on Model Fitting on Richards Equation." *Journal of Hydrologic Engineering* 7(5): 373-379.
- [82] Hutchinson, M. F. (1989). "New procedure for gridding elevation and stream line data with automatic removal of spurious pits." *Journal of Hydrology* 106(3-4): 211-232.
- [83] Hutchinson, M. F. (2008). "ANUDEM Version 5.2." from fennerschool.anu.edu.au/publications/software/anudem.php#drain.
- [84] Hutchinson, M. F. and T. I. Dowling (1991). "Continental hydrological assessment of a new grid-based digital elevation model of Australia." *Hydrological Processes* 5(1): 45-58.
- [85] Idel'cik (1986). *Mémento des pertes de charges*.
- [86] Isukapalli, S. S., S. Balakrishnan, et al. (2004). *Computationally Efficient Uncertainty Propagation and Reduction using the Stochastic Response Surface Method*. 43rd IEEE Conference on Decision and Control. Atlantis, Paradise Island, Bahamas.
- [87] Ivkovic, K. M. (2009). "A top-down approach to characterise aquifer-river interaction processes." *Journal of Hydrology* 365(3-4): 145-155.

- [88] Jain, M. K., U. C. Kothiyari, et al. (2004). "A GIS based distributed rainfall-runoff model." *Journal of Hydrology* 299: 107-135.
- [89] Jain, M. K. and V. P. Singh (2005). "DEM-based modelling of surface runoff using diffusion wave equation." *Journal of Hydrology*(302): 107-126.
- [90] Jaton, J.-F. (1982). Contribution à l'étude des relations pluie-débits dans les petits bassins versants ruraux. Département de génie rural et géomètre, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [91] Jensen, M. E., R. D. Burman, et al. (1990). Evapotranspiration and irrigation water requirements.
- [92] Kamphorst, E. C., V. Jetten, et al. (2000). "Predicting depressional storage from soil surface roughness." *Soil Science Society of America Journal* 64(5): 1749-1758.
- [93] Keim, R. F., A. E. Skaugset, et al. (2006). "Storage of water on vegetation under simulated rainfall of varying intensity." *Advances in Water Resources* 29(7): 974-986.
- [94] Kerger, F., P. Archambeau, et al. (2008). Improved one-dimensional numerical simulation of transient mixed flow in water pipe. 4th Int. Conf. on Advanced Computational Methods in Engineering, Liege, Belgium.
- [95] Khuat Duy, B. (2006). Contribution à l'élaboration d'un modèle hydrologique multicouches incluant l'écoulement hypodermique non saturé. Mémoire de DEA. Liege, University of Liege.
- [96] Khuat Duy, B., P. Archambeau, et al. (2008). Etude hydrologique du bassin versant et hydraulique du Rieu des Barges à Tournai avec détermination des solutions techniques adéquates afin de lutter contre les inondations. Rieu des Barges – étude des inondations par débordement.
- [97] Khuat Duy, B., P. Archambeau, et al. (2008). Etude hydrologique du bassin versant et hydraulique du Rieu des Barges à Tournai avec détermination des solutions techniques adéquates afin de lutter contre les inondations. Sous-bassin du Rieu de Taintignies – étude des inondations par débordement.
- [98] Khuat Duy, B., P. Archambeau, et al. (2009). Etude hydrologique et hydrodynamique du bassin versant de la Berwinne. Rapport final – juillet 2009.
- [99] Khuat Duy, B., B. J. Dewals, et al. (2005). Modelling suspended load with moment equations and linear concentration profiles. 4th Int. Symp. on Finite Volumes for Complex Applications, Marrakech, Maroc.
- [100] Knisel (1980). CREAMS: A Fieldscale Model for Chemical, Runoff, and Erosion from Agricultural Management Systems. Washington, D.C., USDA, Science and Education Administration.
- [101] Koutsoyiannis, D. (2002). MuDRain: Multivariate Disaggregation of Rainfall. London, Imperial College.
- [102] Koutsoyiannis, D. (2003). MudRain: Multivariate Disaggregation of Rainfall. Software documentation.
- [103] Koutsoyiannis, D. (2003). Rainfall disaggregation methods: Theory and applications. Workshop on Statistical and Mathematical Methods for Hydrological Analysis, Rome.
- [104] Kristensen, K. J. and S. E. Jensen (1975). "Model for estimating actual evapotranspiration from potential evapotranspiration." *Nordic hydrology* 6(3): 170-188.
- [105] Kumar, P. (2004). "Layer averaged Richard's equation with Lateral flow." *Advances in Water Resources*(27): 521-531.
- [106] Laborde, J. P. (2000). Elements d'hydrologie de surface, Université de Nice - Sophia Antipolis.
- [107] Lappala, E. G., R. W. Healy, et al. (1987). Documentation of COmputer Program VS2D to Solve the Equations of Fluid Flow in Variably Saturated Porous Media. Denver, Colorado, US Geological Survey.
- [108] Le Meillour, F. (1996). Etude expérimentale et numérique de la contribution des eaux de surface et de subsurface à la formation des crues - Conséquences sur l'hydrogramme d'un bassin versant (Application au Real Collobrier). Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Université Joseph Fourier - Grenoble 1.
- [109] Lhomme, J., C. Bouvier, et al. (2004). "Applying a GIS-based geomorphological routing model in urban catchments." *Journal of Hydrology* 299(3-4): 203-216.
- [110] Li, J. and A. McCorquodale (1999). "Modeling Mixed Flow in Storm Sewers." *Journal of hydraulic Engineering* 125(11): 1170-1180.

- [111] Liu, S., W. D. Graham, et al. (2005). "Daily potential evapotranspiration and diurnal climate forcings: Influence on the numerical modelling of soil water dynamics and evapotranspiration." *Journal of Hydrology* 309(1-4): 39-52.
- [112] Liu, Y. B., S. Gebremeskel, et al. (2003). "A diffusive transport approach for flow routing in GIS-based flood modeling." *Journal of Hydrology* 283(1-4): 91-106.
- [113] Maidment, D. R. (1993). *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill.
- [114] Martz, L. W. and J. Garbrecht (1999). "An outlet breaching algorithm for the treatment of closed depressions in a raster DEM." *Computers & Geosciences* 25: 835-844.
- [115] Mehrotra, R. and R. D. Singh (1998). "Spatial disaggregation of rainfall data." *Hydrological Sciences Journal* 43(1): 91-102.
- [116] Mertz, M. C. (1994). *Caractérisation hydrodynamique d'un sol au voisinage de la surface. Influence des macropores et conséquences sur l'infiltration. Mémoire de DEA. Grenoble, Université Joseph Fourier.*
- [117] Mockus, V. (1972). *Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook. USDA, USDA.*
- [118] Molnar, P. and J. A. Ramirez (1998). "Energy dissipation theories and optimal channel characteristics of river networks." *Water Resour. Res.* 34(7): 1809-1818.
- [119] Morel-Seytoux, H. J., M. P.D., et al. (1996). "Parameter equivalence for the Brooks-Corey and van Genuchten soil characteristics: Preserving the effective capillary drive." *Water Resources Research* 32(5): 1251-1258.
- [120] Morita, M. and B. C. Yen (2000). "Numerical methods for conjunctive two-dimensional surface and three-dimensional sub-surface flows." *Int. J. Num. Meth. Fluids*(32): 921-957.
- [121] Musy, A. (1998). *Hydrologie Appliquée. Bucarest, *H*D*A*.*
- [122] Nearing, M. A., B. Y. Liu, et al. (1996). "Curve numbers and Green-Ampt effective hydraulic conductivities." *Water Resources Bulletin* 32(1).
- [123] Neitsch, S. L., J. G. Arnold, et al. (2005). *Soil and Water Assessment Tool Theoretical Documentation.*
- [124] NRCS (2007). *Hydrologic Soil Groups. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook. USDA, USDA.*
- [125] NRCS/ARS Curve Number Work Group and H. F. Moody (2004). *Hydrologic Soil-Cover Complexes. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook. USDA, USDA.*
- [126] O'Brien, J. S. (2007). *FLO-2D Users Manual.*
- [127] Oudin, L. (2004). *Recherche d'un modèle d'évapotranspiration potentielle pertinent comme entrée d'un modèle pluie-débit global. Paris, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts.*
- [128] Oudin, L., F. Hervieu, et al. (2005). "Which potential evapotranspiration input for a lumped rainfall-runoff model? Part 2, Towards a simple and efficient potential evapotranspiration model for rainfall-runoff modelling." *Journal of Hydrology* 303(1-4): 290-306.
- [129] Oudin, L., C. Michel, et al. (2005). "Should Bouchet's hypothesis be taken into account in rainfall-runoff modelling? An assessment over 308 catchments." *Hydrological Processes* 19(20): 4093-4106.
- [130] Panday, S. and P. S. Huyakorn (2004). "A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow." *Advances in Water Resources* 27: 361-382.
- [131] Pandit, A. and H. H. Heck (2009). "Estimations of soil conservation service curve numbers for concrete and asphalt." *Journal of Hydrologic Engineering* 14(4): 335-345.
- [132] Paniconi, C., J. Deckmyn, et al. (1999). "Integrating GIS and Data Visualization Tools for Distributed Hydrologic Modeling." *Transactions in GIS* 3(2): 97-118.
- [133] Penman, H. L. (1961). "Weather, plant and soil factors in hydrology." *Weather*(16): 207-219.
- [134] Philip, J. R. (1969). "Theory of Infiltration." *Advances in Hydrosience* 5: 215-296.
- [135] Pilgrim, D. H. and I. Cordery (1993). *Flood Runoff. Handbook of Hydrology. D. R. Maidment, McGraw-Hill: 9.1-9.42.*
- [136] Piroton, M. (1997). *Une Approche Globale pour Modéliser la Genèse et la Propagation des Crues Naturelles ou Accidentelles, Académie Royale de Belgique.*
- [137] Piroton, M., P. Archambeau, et al. (2002). *Cours d'Hydraulique Appliquée, Université de Liège.*

- [138] Piroton, M., P. Archambeau, et al. (2002). Cours d'Hydraulique Appliquée, Université de Liège.
- [139] Planchon, O. and F. Darboux (2002). "A fast, simple and versatile algorithm to fill the depressions of digital elevation models." *Catena* 46(2-3): 159-176.
- [140] Preismann, A. (1961). Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. First Congress of the French Association for Computation, Grenoble, France.
- [141] Raffy, J., G. Galea, et al. (1976). Etude de l'abattement journalier et de son "inverse" sur une surface de 100 km² en Région Parisienne., CTGREF ANTONY DIVISION HYDROLOGIE.: 29.
- [142] Rahman, A., P. E. Weinmann, et al. (2002). "Monte Carlo simulation of flood frequency curves from rainfall." *Journal of Hydrology* 256(3-4): 196-210.
- [143] Ravi, V. and J. R. Williams (1998). Estimation of infiltration rate in the vadose zone : compilation of simple mathematical models.
- [144] Rawls, W. J. and D. L. Brakensiek (1989). Estimation of soil water retention and hydraulic properties. *Unsaturated Flow in Hydrologic Modeling*. H. J. Morel-Seytoux, Kluwer Academic Publishers: 275-300.
- [145] Rawls, W. J., D. L. Brakensiek, et al. (1983). "Green-Ampt infiltration parameters from soils data." *Journal of Hydraulic Engineering* 109(1): 62-70.
- [146] Rawls, W. J., D. L. Brakensiek, et al. (1990). "Development of a crust factor for a Green-Ampt model." *Transactions of the ASAE* 33(4): 1224-1228.
- [147] Reed, S., V. Koren, et al. (2004). "Overall distributed model intercomparison project results." *Journal of Hydrology* 298: 27-60.
- [148] Renssen, H. and J. M. Knoop (2000). "Global river routing network for use in hydrological modeling." *Journal of Hydrology* 230(3-4): 230-243.
- [149] Richards, L. A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous mediums." *Physics* 1(5): 318-333.
- [150] Risse, L. M., B. Y. Liu, et al. (1995). "Using curve numbers to determine baseline values of green-ampt effective hydraulic conductivities." *Water Resources Bulletin* 31(1): 147-158.
- [151] Rodriguez, F., H. Andrieu, et al. (2008). "A distributed hydrological model for urbanized areas - Model development and application to case studies." *Journal of Hydrology* 351(3-4): 268-287.
- [152] Roger, S., B. J. Dewals, et al. (2009). "Experimental und numerical investigations of dike-break induced flows." *J. Hydraul. Res.*: in press.
- [153] Ross, B. B., D. N. Contractor, et al. (1979). "A finite-element model of overland and channel flow for assessing the hydrologic impact of land-use change." *Journal of Hydrology* 41(1-2): 11-30.
- [154] Ross, P. J. (2003). "Modeling Soil Water and Solute Transport." *Agronomy Journal* 95: 1352-1361.
- [155] Ruan, H. and T. H. Illangasekare (1998). "Model to couple overland flow and infiltration into macroporous vadose zone." *Journal of Hydrology* 210(1-4): 116-127.
- [156] Salvucci, G. D. and D. Entekhabi (1994). "Explicit expression for Green-Ampt (Delta function diffusivity) infiltration rate and cumulative storage." *Water Resour. Res.* 30: 2661-2663.
- [157] Saunders, W. (1999). Preparation of DEMs for use in environmental modelling analysis. 1999 ESRI User Conference. San Diego, California.
- [158] Savabi, M. R. and J. R. Williams (1995). Water Balance and Percolation. Water Erosion Prediction Project (WEPP) - Hillslope Profile and Watershed Model Documentation, USDA-ARS National Soil Erosion Research Laboratory.
- [159] Schmitt, T. G., M. Thomas, et al. (2004). "Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems." *Journal of Hydrology* 299(3-4): 300-311.
- [160] Shuttleworth, W. J. (1993). Evaporation. *Handbook of Hydrology*. D. R. Maidment, McGraw-Hill: 4.1-4.53.
- [161] Simunek, J., N. J. Jarvis, et al. (2003). "Review and comparison of models for describing non-equilibrium and preferential flow and transport in the vadose zone." *Journal of Hydrology* 272(1-4): 14-35.
- [162] Singh, V. P. (2002). "Mathematical Modeling of Watershed Hydrology." *Journal of Hydrologic Engineering* 7(4): 270-292.
- [163] Skovdal Christiansen, J., M. Thorsen, et al. (2004). "Modelling of macropore flow and transport processes at catchment scale." *Journal of Hydrology* 299(1-2): 136-158.

- [164] Sloan, W. T. (2000). "Physics-based function for modeling transient groundwater discharge at the watershed scale." *Water Resources Research* 36(1): 225-241.
- [165] Socolofsky, S., E. E. Adams, et al. (2001). "Disaggregation of daily rainfall for continuous watershed modeling." *Journal of Hydrologic Engineering* 6(4): 300-309.
- [166] Sokrut, N. (2001). A distributed coupled model of surface and subsurface dynamics as a tool for catchment management. Department of Land and Water Resources Engineering. Stockholm, Royal Institute of Technology.
- [167] SPGE (2007). Plans d'Assainissement par Sous-bassins Hydrographiques - document de travail - : mise à jour juin 2007. Base de données, SPGE.
- [168] Stedinger, J. R. (1993). Frequency Analysis of Extreme Events. Handbook of Hydrology. D. R. Maidment, McGraw-Hill: 18.1-18.66.
- [169] Steffler, P. M. and Y.-C. Jin (1993). "Depth averaged and moment equations for moderately shallow free surface flow." *J. Hydraul. Res.* 31(1): 5-17.
- [170] Taha, A. (1995). Etude expérimentale et numérique de la contribution des eaux infiltrées à la formation des débits des crues en zone méditerranéenne; application à un versant du Real Collobrier, Université Joseph Fourier, Grenoble 1: 271.
- [171] Tallaksen, L. M. (1995). "Review of baseflow recession analysis." *Journal of Hydrology* 165(1-4): 349-370.
- [172] Tayfur, G., M. L. Kavvas, et al. (1993). "Applicability of St. Venant equations for two-dimensional overland flows over rough infiltrating surfaces." *Journal of Hydraulic Engineering* 119(1): 51-63.
- [173] Thoms, R. B. (2003). Simulating fully coupled overland and variably saturated subsurface flow using MODFLOW. OGI School of Science and Enrineeging, Oregon Health and Science University.
- [174] Thorndahl, S., C. Johansen, et al. (2006). "Assessment of runoff contributing catchment areas in rainfall runoff modelling." *Water Science & Technology* 54(6-7): 59-56.
- [175] Thornthwaite, C. W. (1948). "An approach towards a rational classification of climate." *Geogr. Rev.* 38: 55-94.
- [176] USDA (1995). Water Erosion Prediction Project (WEPP) - Hillslope Profile and Watershed Model Documentation, USDA-ARS National Soil Erosion Research Laboratory.
- [177] van Dam, J. C. and R. A. Feddes (2000). "Numerical simulation of infiltration, evaporation and shallow groundwater levels with Richards equation." *Journal of Hydrology*(233): 72-85.
- [178] VanderKwaak, J. E. (1999). Numerical Simulation of Flow and Chemical Transport in Integrated Surface-Subsurface Hydrologic Systems. Earth Sciences. Waterloo, Ontario, Canada, University of Waterloo.
- [179] Varado, N. (2004). Contribution au développement d'une modélisation hydrologique distribuée. Application au bassin versant de la Donga, au Benin. LTHE. Grenoble, INPG.
- [180] Vázquez, R. F. (2003). "Effect of potential evapotranspiration estimates on effective parameters and performance of the MIKE SHE-code applied to a medium-size catchment." *Journal of Hydrology* 270(3-4): 309-327.
- [181] Walter, M. T. and S. B. Shaw (2005). "Discussion - "Curve number hydrology in water quality modeling: Uses, abuses, and future directions," by David C. Garen and Daniel S. Moore." *Journal of the American Water Resources Association* 41(6): 1491-1492.
- [182] Wang, Q.-G., Y. Kang, et al. (2006). "Method for measurement of canopy interception under sprinkler irrigation." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 132(2): 185-187.
- [183] Williams, J. R. and R. C. Izaurralde (2005). The APEX model.
- [184] Xu, C. Y. and V. P. Singh (2005). "Evaluation of three complementary relationship evapotranspiration models by water balance approach to estimate actual regional evapotranspiration in different climatic regions." *Journal of Hydrology* 308(1-4): 105-121.
- [185] Yakirevich, A., V. Borisov, et al. (1998). "A quasi three-dimensional model for flow and transport in unsaturated and saturated zones: 1. Implementation of the quasi two-dimensional case." *Advances in Water Ressources* 21(8): 679-689.